ISSN 2796-8960

Memorias XXV Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (XXV CAMSIG)

Posadas – Misiones

Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica

Facultad de Ingeniería Universidad Nacional de Misiones

Consejo Profesional de Ingeniería de Misiones

Editores: Gustavo Orlando Bogado; Hugo Orlando Reinert; Andrés Raúl Ayala

ISSN 2796-8960

PRESENTACIÓN

La Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica (**SAIG**), en acción conjunta con la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Misiones (**FI-UNaM**) y el Consejo Profesional de Ingeniería de Misiones (**CPIM**) organizó el **XXV Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (CAMSIG 2020).** El CAMSIG XXV se llevó a cabo los días 24, 25 y 26 de noviembre del 2021 en la ciudad de Posadas, Misiones, Argentina.

El Congreso tuvo como finalidad reunir a profesionales, docentes e investigadores, estudiantes universitarios, organismos oficiales y privados, empresas y proveedores de servicios y productos vinculados al desarrollo de estudios, proyectos, construcción, operación y mantenimiento de obras en las cuales la Geotecnia adquiere un rol de preponderantemente.

Este congreso tuvo la particularidad de desarrollarse bajo un contexto mundial de una pandemia, después de varias reprogramaciones se optó por la modalidad híbrida, “presencial y virtual”, resultando la primera experiencia de organización en esta modalidad.

El mismo se desarrolló en la ciudad Capital de la provincia de Misiones, donde se logró una buena participación entre los colegas de la especialidad, promoviéndose el debate e intercambio de conocimiento en el área de la ingeniería geotécnica.

Agradecemos a las empresas y organismos que apoyaron la realización de este evento.

COMITÉ ORGANIZADOR DEL XXV CAMSIG

COMISIÓN DIRECTIVA SOCIEDAD ARGENTINA DE INGENIERIA GEOTÉCNICA

(Período 2021-2023)

PRESIDENTE | Diego Guillermo Manzanal

VICEPRESIDENTE | Roberto Enrique Terzariol

SECRETARIO | Virginia Sosa

PROSECRETARIO | Mariana Paola Mendiguren

TESORERO | Pedro Agustín Covassi

PROTESORERO | Julio Alfredo Capdevila

VOCALES | Franco Francisca, Gustavo Mosquera

VOCAL SUPLENTE | Matías del Santo

JUNTA DE FISCALIZACIÓN

MIEMBROS TITULARES | Mauro Codevilla, Ricardo Horacio Barletta

MIEMBROS SUPLENTE | Sandra Orlandi

SECRETARIO GRUPO ARGENTINO DE MECÁNICA DE ROCAS | Ricardo Rocca

COMITÉ ORGANIZADOR

PRESIDENTE Andrés Raúl AYALA (FI-UNaM; SAIG; CPIM)

VICEPRESIDENTES Sergio KATOGUI (FI-UNaM); Zunilda SOSA (CPIM)

TESORERO Pedro COVASSI (SAIG)

PROTESORERO Eduardo SORACCO (CPIM)

SECRETARIO Juan VITALE (CPIM)

VOCALES

Virginia SOSA (SAIG)

María Elizabeth PARDINI† (SAIG)

Jirina Cecilia TIRNER (SAIG)

Gustavo Orlando BOGADO (FI-UNaM, SAIG, CPIM)

Lucas Sebastián FRATICELLI (CPIM)

Nicolás Agustín PINTOS (FI-UNaM, SAIG, CPIM)

César Martín PETRUSZYNSKI (CPIM)

Hugo Orlando REINERT (FI-UNaM, SAIG, CPIM)

COMITÉ ACADEMICO Y REVISOR

Dr. Ing. Aiassa Gonzalo

Dr. Ingª. Angelone Silvia

Dr. Ing. Arrúa Pedro

Ing. Ayala Andrés

Mgter Ing. Barchiesi Arnaldo

Ing. Barletta Ricardo

Dr. Ing. Bogado Gustavo

Dr. Ing. Capdevila Julio

Dr. Ing. Clariá Juan

Mgter Ing. Codevilla Mauro

Mgter Ing. Covassi Pedro

Mgter Ingª. Cruz Maria Pia

Ing. Del Santo Matías

Dr. Ingª. Echazu Lamas Silvina

Ing. Fernández Pedro

Ing. Flores Roberto

Dr. Ing. Francisca Franco

Dr. Ing. García Diego

Mgter Ing. Giomi Ignacio

Ing. Laiun Jorge

Ing. Leoni Augusto

Dr. Luan Rozelin

Dr. Ing. Manzanal Diego

Ing. Mendiguren Mariana

Dr. Ing. Montoro Marcos

Mgter Ing. Orlandi Sandri

Mgter Ing. Ramoneda Jorge

Mgter Ing. Reinert Hugo

MSc Ing. Rocca Ricardo

Dr. Ing. Schiava Ricardo

Dr. Ing. Sfriso alejo

Mgter. Ingª. Sosa Virginia

MSc Ing Sottille Mauro

Ing. Torres Pablo

Dr. Ing. Zeballos Marcelo

EMPRESAS PATROCINANTES

PATROCINANTE PLATINO

ENTIDAD BINACIONAL YACYRETA (https://www.eby.org.ar/)

CORIPA (http://www.coripa.com.ar/)

SRK CONSULTING (https://www.srk.com/es/)

DIRECCION PROVINCIAL DE VIALIDAD (http://www.dpv.misiones.gov.ar/)

PATROCINANTE ORO

GEOBRUGG (https://www.geobrugg.com/)

MACCAFERRI (https://www.maccaferri.com/)

PATROCINANTES ADHERENTES

BGM INGENIERIA (http://www.bgmingenieria.com.ar/)

ING EUGENIO MENDIGUREN S.A. (https://emendigurensa.com.ar/)

CÁMARA ARGENTINA DE LA CONSTRUCCIÓN (https://www.camarco.org.ar/)

AOSA (http://www.aosa.com.ar/)

AUSPICIANTES

ASAGAI

PARQUE DEL CONOCIMIENTO

SOCIEDAD PARAGUAYA DE INGENIERIA GEOTECNICA

IPRODHA

INSTITUTO ARGENTINO DE RECURSOS HIDRICOS

COMITÉ ARGENTINO DE PRESAS

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE

PATROCINANTE PLATINO

coripa

ENTIDAD BINACIONAL YACYRETA

srk consulting

Misiones PROVINCIA | Dirección Provincial de Vialidad

PATROCINANTES ORO

GEOBRUGG® BRUGG Safety is our nature

MACCAFERRI

PATROCINANTES ADHERENTES

BGM ingenieria

ing. eugenio mendiguren s.a.

CÁMARA ARGENTINA DE LA CONSTRUCCIÓN DELEGACIÓN MISIONES

AOSA

CONFERENCISTA

Kátia Vanessa Bicalho

Doctora Ingeniera

Atualmente é professora titular da Universidade Federal do Espírito Santo no Brasil. Possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Espírito Santo (1986), mestrado em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (1993), doutorado em Engenharia Civil pela University of Colorado Boulder (1999) e pós doutorado em Engenharia Civil pela École Centrale de Paris (2006-2007) e École Nationale des Ponts et Chaussées (2012-2013). Atua no programa de pós-graduação do curso de Engenharia Civil da UFES e publicou mais de 130 artigos técnicos com seus estudantes e pesquisadores colaboradores. Membro do corpo editorial do Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering (2015 -2020) e do International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering SOILS and ROCKS (2016-2019) e revisora "Ad hoc" de vários periódicos na área de atuação. Tem experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em Mecânicas dos Solos, atuando principalmente nos seguintes temas: fundações e técnicas de melhoramento de solos, Solos não saturados, ensaios de laboratório, e fluxo em meios porosos. Coordenou diversos projetos de pesquisa financiados. Foi coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil UFES (2008-2011), e coordenadora adjunta (2011-2012 e 2004-2006).

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ATMOSFERA EM OBRAS DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

O estudo da interação solo-atmosfera tem reconhecida importância em várias obras de engenharia, tais como aterros compactados, fundações em solos expansivos ou colapsíveis, barragens de terra e estabilidade de taludes. E, diversos pesquisadores vêm estudando a interação solo-atmosfera na tentativa de entender, modelar e prever como os eventos climáticos afetam a condição de não saturação do solo e alteram as propriedades hidráulicas e mecânicas desse solo. Discute-se a influência da interação solo-atmosfera nas condições de saturação de solos e o seu impacto na estabilidade e durabilidade de obras de engenharia geotécnica. Também é objeto de interesse de estudo a análise da profundidade da "zona ativa", região do solo influenciada pelas variações climáticas. São apresentados e discutidos resultados de simulações numéricas e monitoramentos experimentais de resultados de medições de campo e laboratório da influência da interação solo-atmosfera em diferentes obras de engenharia geotécnica.

CONFERENCISTA

Sandra Orlandi

Magister Ingeniera

Graduada de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco con los títulos de Ingeniera en Construcciones e Ingeniera Civil. Graduada de la Universidad Nacional Autónoma de México con el título de Maestra en Ingeniería, Mecánica de Suelos, siendo el título de su trabajo de tesis "Método del elemento finito estocástico en geotecnia: análisis no lineal", bajo la tutoría del Dr. Gabriel Auvinet. Se graduó con Mención Honorífica, recibiendo la medalla de plata Gabino Barreda otorgada por la UNAM a la excelencia universitaria y de posgrado. Participó en proyectos como: Estudio de la nueva traza del viaducto Comodoro Rivadavia, Fundaciones de parque eólico Diadema CAPSA, parque eólico Manantiales Behr, estudios para la verificación de la estabilidad de la presa de relaves cerro Vanguardia. Perito de parte en obras civiles varias. Actualmente participa junto a un equipo de trabajo perteneciente a la UNPSJB, en el proyecto de remediación del edificio Chalet Huergo, declarado patrimonio histórico de la Ciudad de Comodoro Rivadavia. Director y codirector de diversos proyectos de investigación en el Laboratorio de Investigación de Suelos, Hormigones y Asfaltos de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (LISHA), todos ellos relacionados con las arcillas expansivas y suelos locales. Autor y coautor de artículos relacionados con la educación y la investigación en ingeniería, así como artículos geotécnicos en congresos tanto nacionales como internacionales. Docente en el área de Mecánica de Suelos con dedicación exclusiva. Desarrolla su doctorado en la UNPSJB en la estabilización de arcillas expansivas mediante el empleo de un calcio lignosulfonato empleado como bio-estabilizante, bajo la tutoría del Dr. Diego Manzanal. Participa en tareas de extensión y vinculación con el medio desde el Departamento de Ingeniería Civil de la UNPSJB. Veintiún años de docencia universitaria.

MODIFICACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS MEDIANTE ADITIVOS: EFICACIA DE LOS LIGNOSULFONATOS EMPLEADOS COMO BIO-ESTABILIZANTES EN SUELOS POTENCIALMENTE ACTIVOS

No siempre en las obras civiles se cuenta con un suelo de cimentación que posea las propiedades hidráulicas, mecánicas y resistentes necesarias para el tipo de obra a desarrollar. En muchas ocasiones, es necesario mejorar el suelo de cimentación ya sea por medio del reemplazo total o parcial, o la modificación de sus propiedades. El objetivo es lograr un material con mayor resistencia, menor deformabilidad o con una permeabilidad adecuada a los requerimientos de la obra. La incorporación de aditivos ha constituido una práctica habitual que permite mejorar las propiedades del suelo de cimentación sin reemplazarlo totalmente. Uno de los grupos de suelos asociados a problemas de deformabilidad son los suelos potencialmente activos o suelos expansivos. La composición mineralógica, las sales presentes en el suelo y el agua de formación influyen sobre la selección del aditivo y el porcentaje a emplear. En el caso de los suelos expansivos el empleo de cal es una práctica habitual. El empleo de bio-aditivos y residuos industriales ha comenzado a tomar relevancia en la búsqueda de minimizar el impacto ambiental.

Algunos de muchos aditivos sobre los cuales los investigadores realizan avances son: biopolímeros del grupo de los β-glucanos y quitosanos, almidones, lignosulfonatos, molasa de caña de azúcar, polvo de arroz, cenizas de residuos de cáscara de arroz, residuos de la producción del aceite de oliva, resina de árboles, algunos grupos de polímeros solubles en agua, fibra de neumáticos.

En el caso del lignosulfonato de calcio, residuo resultante del proceso de elaboración de la pasta de papel, las investigaciones demuestran que son eficaces modificando las propiedades de los suelos expansivos.

En esta conferencia se evaluarán los distintos métodos de mejoramiento de suelos mediante el empleo de aditivos, focalizando el estudio en el comportamiento micro y macroestructural de un suelo no saturado, con un muy alto potencial de expansión, muestreado en la ciudad de Comodoro Rivadavia, mezclado en diferentes proporciones con lignosulfonato de calcio y ensayado a diferentes tiempos de contacto entre muestra y aditivo.

CONFERENCISTA

Ricardo Horacio Barletta

Ingeniero Civil

Es egresado de la Universidad Nacional La Plata 1989, ingresó en 1990 a IATASA (Dpto. de Geología y Geotecnia) y también como docente en el área de Geotecnia en la Facultad de Ingeniería de la UNLP (actualmente como Profesor Titular – Área Geotecnia). Autor de distintas publicaciones. Participó en estudios y proyectos, inspección y monitoreo de presas, túneles, rutas, autopistas, puertos, ferrocarriles, obras hidráulicas, líneas de alta tensión, estabilización y protección de taludes y fundaciones, como proyectista, asesor, coordinador, supervisor y director de proyecto. Socio y jefe Departamento de Geología Geotecnia de la firma IATASA.

TRATAMIENTO COSTERO DE POSADAS

Sectores: Mártires, Brete, Zaimán y Garupá

La elevación del nivel del agua del complejo hidroeléctrico Yacyretá - Apipé desde la cota 74,5 m.s.n.m. hasta la cota definitiva de 83 m.s.n.m., implicó la necesidad de realizar un proyecto de Tratamiento Costero y obras de relocalización de la infraestructura existente.

En este trabajo se describen las obras proyectadas del lado argentino (en la ciudad de Posadas y alrededores, provincia de Misiones, Argentina) que incluyeron los trabajos de ejecución de los terraplenes de contención del suelo refulado (movimiento de suelo mediante el método de relleno hidráulico), la construcción de zonas de transición y la ejecución de protección de taludes.

Las obras de tratamiento costero (sectores Mártires, Brete, Zaimán y Garupá) han requerido una investigación geotécnica de los suelos de fundación y materiales para la construcción (yacimientos de suelo común, gravas arcillosas, arenas, gravas y rodados y canteras de rocas basálticas).

Para la realización del proyecto de las obras se efectuaron análisis de estabilidad al deslizamiento de los terraplenes, donde se muestran las secciones con las condiciones más desfavorables. Las secciones tipo cuentan con protecciones de los terraplenes y las zonas de transición, verificándose el cumplimiento de las leyes de filtros entre materiales adyacentes.

Estas mejoras permitieron desarrollar la capacidad máxima de generación de 3.200MW de la central hidroeléctrica Yacyretá (actualmente, aproximadamente 15% de la potencia total media generada del país y el 40% de la potencia hidroeléctrica).

CONFERENCISTA

Marcelo Esteban Zeballos

Doctor Ingeniero

Ingeniero Civil por la Universidad Nacional de Córdoba, Argentina y Doctor Ingeniero por la Universidad Politécnica de Madrid, España.

Profesor titular del Área de la Geotecnia de la Universidad Nacional de Córdoba. Director de la Maestría de Ciencias de la Ingeniería, Mención en Estructuras y Geotecnia, y Maestría Profesional en la Geotecnia de la UNC. Encargado de los equipos de experimentación y modelación del comportamiento de geotécnicos en suelos con inestabilidad estructural para su aplicación en obras lineales del tipo vial y de conducción, obras de tunelería y cimentación de presas. Ha realizado más de 100 publicaciones en el campo de la ingeniería geotécnica.

Miembro de la Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica, de la International Society of Soil, Mechanics and Foundation Engineering y miembro del comité editor de la Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería Ambiental. Especialista en Ingeniería Geotécnica, consultor nacional e internacional, con más de 30 años de experiencia en el tratamiento de problemas geotécnicos en obras viales, ferroviales y ductos de transporte, presas, túneles y obras portuarias. Recientemente ha recibido el premio Ing. Enrique Butty, otorgado por la Academia Nacional de Ingeniería de Argentina en reconocimiento a méritos en el área.

SOLUCIONES GEOTÉCNICAS PARA UNA INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE SUSTENTABLE

Los conceptos de ingeniería vial, en primera instancia, se concentran especialmente en el comportamiento estructural de la calzada propiamente dicha. Esta interpretación del problema lleva a centrar los esfuerzos de desarrollo científico y constructivo en el estudio de los materiales que constituyen la superestructura vial. Sin embargo, otros componentes que complementan la estructura tienen una influencia notable vida útil de la obra. Gran parte de estos elementos de influencia deben ser analizados en el marco de estudios geotécnicos o como problemas de interacción suelo – estructura.

Los conceptos de cimentación de la estructura vial deben ser aplicados con el objeto de lograr una solución adecuada. Las características de este cimiento suelen mostrar diversos grados de complejidad y heterogeneidad, especialmente si se tiene en consideración el carácter lineal de la obra. De esta forma, la obra vial puede encontrarse implantada en ambientes geotécnicos con grados variables de heterogeneidad. Las complejidades de la implantación pueden ser cada vez más evidente en la medida en que la obra se localiza sobre ambientes serranos o montañosos.

La presentación revisa algunos de los aspectos que pueden ser condicionantes geotécnicos en el adecuado comportamiento de las estructuras viales. En el campo de los problemas geotécnicos asociados a la mecánica de suelo se presentan experiencias logradas durante la implantación de obras sobre suelos con sensibilidad a la acción del agua (colapsables, expansivos), así como consideraciones de uso frecuente en la interacción con estructuras rígidas. Como aplicaciones en mecánica de rocas, se presenta una revisión de casos resueltos en ambientes de montaña.

Finalmente se efectúan consideraciones sobre los lineamientos a los cuales, se interpreta, debería ser orientada la actividad geotécnica para el desarrollo de obras de ingeniería de transporte futuras.

Memorias del XXV CAMSIG-Congreso Argentino de Mecánica de Suelo e Ingeniería Geotécnica.
Posadas-Misiones
Editores:Bogado, Gustavo O.; Reinert, Hugo O. ; Ayala, Andres R.
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
ISSN 2796-8960

INDICE DE TRABAJOS

Modelación numérica con análisis probabilístico de una excavación profunda en la Ciudad de Buenos Aires…….. 1

Cueto I.A., Fernández P. M., López A

Efectos de sitio sísmicos en el Gran Mendoza: Influencia de la topografía típica de terrazas.. 18

Ibáñez J. P., Barchiesi A. M.

Previsión del volumen de caída de rocas en un talud crítico en Mendoza, Argentina…….. 32

J. P. Ibáñez

Análisis numérico del deslizamiento de Vajont usando análisis de deformación discontinua (DDA) y el método del punto material (MPM)……. 44

Ibáñez J.P., Fernández F.

Evaluación del potencial de licuación por acción sísmica mediante el uso de modelación numérica……. 64

Sottile M. G., Tasso N., Sfriso A. O.

Modelado Numérico de la Cimentación de un Aerogenerador Fundado sobre Suelos Tropicales……... 77

Silva A.R.C., Rebolledo J.F.R., Farias M.M.

Diseño de fundaciones superficiales aplicando propiedades estadísticas: caso de estudios de suelos residuales misioneros…….. 90

Bogado G. O., García D. A., Reinert H. O.

Fundación de Macizos en Suelos Estratificados…… 100

Weber D. E., Giacomazzi M. H.

Empuje de tierras contra muros de contención…….. 119

Medina J. , Sau N. , Acuña Q.

Muro de suelo reforzado con geogrillas……. 131

Mendiz A., Ruiz F.

Ensayos de carga sobre modelos físicos de Micropilote Hincado e Inyectado (MHI)……..
Aiassa G., Arrúa P. , Eberhardt M. , Baldoncini R. 147

Control de calidad en anclajes activos provisorios……
Lopez A., Jeri. J. 167

Control y auscultación de excavaciones profundas en suelos arcósicos de Madrid. Aplicación a la torre Cepsa……...
Tissera Bracamonte L., Galindo-Aires R. A. 186

Estimación preliminar de la susceptibilidad a la erosión del macizo rocoso ante la descarga del salto de esquí en la presa Portezuelo del Viento, Provincia de Mendoza……
Falcioni F. E. , Celli A. E. 196

Análisis de Los Efectos Del Desembalse Rápido de Presas Mediante Un Análisis Probabilístico…….
Sousa T. F. O. , Cavalcante A. L. B., Ozelim L. C. S. M. 209

Análisis de estabilidad de un talud rocoso mediante el criterio de Hoek & Brown considerando un mecanismo de falla no circular…….....
García Sánchez F. , De la Rosa Hernández A. 219

Falla de diques de colas abandonados. Caso de estudio: Mina Castaño Viejo, San Juan…….
Garino Libardi L., Oldecop L., Rodríguez Pacheco R., Rodari Gutiérrez G. 239

Identificación del nivel de amenaza a partir de la clasificación de la calidad de un macizo rocoso ubicado en el municipio de Campo Alegre huila aplicando los métodos Q RMR…….
Peñuela C., Rivera S. 253

Análisis de estabilidad de taludes en suelos bimsoils……
Bogado G. O., Reinert H. O. 273

Variación de la susceptibilidad al colapso del loess en función de su historia geológica…….
Rouzaut S. ,Clariá J. J., Curto J. 283

Red neuronal artificial para obtener la permeabilidad intrínseca a través de la distribución de los poros…….
Toffoli C. M. 301

Procedimiento simplificado para la predicción de asentamientos en suelos loéssicos no saturados……
Zeballos M.E. , Adami A. , Bustos R. 308

Colmatación biológica de geotextiles utilizados para la construcción de capas de filtros y drenaje en enterramientos sanitarios……..
Goycoechea J. , Montoro M. A. , Glatstein D. A. 324

Resultados experimentales y simulaciones numéricas para el geo-almacenamiento de dióxido de carbono……..
Barría J.C. , Guerreiro R., Orlandi S., Manzanal D., Pereira J. M. 345

Importancia de la interacción fluido-partícula en la estabilidad y propiedades reológicas de lodos……...
Montoro M. A., Francisca F. M 359

Cambio volumétrico en los loess de Córdoba inundados con fluidos orgánicos……...
Francisca F.M., Giomi I., Montoro M.A. 378

Aptitud de suelos residuales compactados para su empleo como barreras aislantes en rellenos sanitarios…….....
Bogado G. O. , Reinert H. O., Francisca F. M. , Schvezov C. E. 394

Estabilización de caminos rurales Cordobeses. Del laboratorio al campo……
Cruz M. P. , Schmädke F. I., Arnaudo C. E., Serrano C. H. , Moretto S. M., Fernández Bowles M. S. , Rossi Piccolo A. I. 403

Estabilización de subrasante arcillosa con ceniza de biomasa forestal……..
M. P. Cruz, G. Caffaro, E. Quintana Crespo 423

Diseño de taludes y obras de contención en terrenos volcánicos: caso particular del sector superior de la margen izquierda del Arroyo Hondo, RN40 (Provincia de Mendoza)……..
J. M. Barbagelata, A. M. Barchiesi, O. Taddeo 437

Aplicabilidad de residuo de concreto fino en el mejoramiento de una subrasante pobre en Foz de Iguazú……... 453

S. Ochoa Averos, J. C. Bizarreta Ortega, R. Oliveira de Souza

Empleo del residuo "desgomado de soja" para el mejoramiento de vías no pavimentadas de bajo tránsito…… 463

J. Rivera, G. Botasso, A. Porro

Análisis comparativo de la adhesión parcial en el contexto del diseño mecanicista-empírico… 473

C. M. Toffoli, M. M. Farias, L. G. R. Mello

Caracterización geomecánica de capas recicladas cementadas. Comparación de los métodos de diseño de aplicación en Vialidad Nacional con modelos racional……. 482

Ramoneda J, Bolla G, Cruz J. , Sierra A.

Capacidad geotécnica de Micropilote Hincado e Inyectado (MHI) Modelación numérica y extrapolación a escala real…….. 496

G. Aiassa, P. Arrúa, M. Eberhardt, R. Baldoncini

Estudo numérico-experimental do mecanismo de transferência de carga desenvolvido em fundações reforçadas com inclusões rígidas……... 505

D.V.S. Mützenberg, J.F. Rodríguez-Rebolledo, J.A. Buritica-García

Estudio Numerico de fundaciones circulares apoyadas en arenas reforzadas con capas de geogrilla……. 519

D. Useche, G. Aiassa, P. Arrua, M. Eberhardt

Revisión de tensiones de fuste en pilotes construidos en suelos de la Fm. Pampeano y en arenas……. 525

A. J. Leoni

Resultados de tres ensayos de carga a tracción, ejecutados sobre micropilotes del tipo IRS, en suelos de la Ciudad de Santa Rosa – Provincia de La Pampa…….. 542

A. J. Leoni, M. A. Del Santo

Interpretación hiperbólica de la relación tensión – deformación, de pilotes ejecutados en arenas y suelos finos de la Fm. Pampeano…….. 560

A. J. Leoni, M. A. Del Santo

Calibración de factores de minoración LRFD para fundaciones superficiales……
P. M. Fernández, M. Biedma, P. M. Barbieri, J. Manduca, A. O. Sfriso 579

Propuesta de procedimiento de diseño de pilotes con carga axial de compresión – Pensando en CIRSOC 402……..
A. O. Sfriso, P. M. Fernández, J. Manduca, M. Biedma, P. M. Barbieri 589

Tratamiento de base de datos para la calibración de factores de reducción de resistencia para pilotes hincados en arcillas…….
B. D. Amar, P. A. Covassi, M. E. Zeballos 599

Cimentación de Puente de Grandes Luces en un Ambiente Geotécnico de Alta Complejidad…
M.E. Zeballos, J. Reche, P.A. Covassi, Balbis A., Cerutti J.P. 618

Caracterización de sedimentos blandos marinos en aguas profundas…….
Xavier Martí, Amadeu Deu 635

Mapa estratigráfico con fines geotécnicos de la ciudad de Córdoba……...
Clariá J. J. , Rouzaut S., Ares M. , Eveling P. A. 653

Determinación de propiedades geotécnicas de rocas de las Sierras Pampeanas de Córdoba, en relación a la obtención de parámetros de clasificación de macizos rocosos……
Quintana Crespo E. 673

Suelos loéssicos mejorados con cal, efecto de la reacción puzolánica en el comportamiento mecánico……
Clariá J. J. , Sánchez S. L., Vettorelo P. V. 693

Estabilización mecánica – hidráulica de suelos loéssicos compactados mediante la adición de escorias siderúrgicas……...
Mozejko C. A., Francisca F. M. 713

Determinación de la presión de hinchamiento de un suelo expansivo modificado con un bioproducto…… 724

Orlandi S., Laskowski C. , Ancalao M. , Da Silva F. , Saez S. , Manzanal D.

Control y auscultación de rellenos estructurales. Aplicación a un terraplén de 25 metros de altura…….. 743

Tissera Bracamonte L. , Galindo-Aires R. A.

Control del contenido de cemento de inyecciones en suelo……

L. Tissera Bracamonte, N. A. Barbarán, R. A. Galindo-Aires 751

Mejoramiento mecánico de una arena tratada con diferentes contenidos de cal de carburo y vidrio molido…….. 761

Moreira E. B. , Consoli N. C. , Festugato L. , Caballero R. D. , Bosch D. R.

Análisis de la resistencia a tracción de mezclas de suelo-lodo de ETA-cal en diferentes tiempos de curado……... 774

Rissiardi J. L., Moreira E. B. , Pierozan R. C., Caballero R. D., Dalla Rosa A.

Caracterización de suelos arcillosos de Entre Ríos a partir de ensayos triaxiales escalonados, correlaciones con ensayos de campo…….. 785

Rico O., García A. , Medina M. E., Bassini M., Colicelli A.

Caracterización hidromecánica de mezclas de arenaarcilla al 80-20% y 70-30% modificadas con poliacrilamida aniónica (APAM)……. 801

Pileggi A. , Codevilla M.

Caracterización geomecánica de suelos residuales compactados del Departamento de Oberá, Misiones……. 820

Drewes I. B. , Drewes M. , Blech S. R. , Reinert H. O., Pintos N. A. , Bogado G. O.

Falla estructural de una edificación educativa emplazada en la provincia de Entre Ríos. Análisis de las causas…….. 834

Broche L., Marcó Munilla L., Calvo F., Fank P.

Santiago del Estero Terremoto histórico. Paleolicuefacción. Potenciales de Licuefacción. Peligro y riesgo del sedimento aluvial del Río Dulce…….. 851

Castellano J., Shiava R.

Análisis de la actividad sísmica en Santiago del Estero reflejada en cálculos probabilísticos…
J. Castellano, X. Villarreal 862

Accidente en la Obra de la Estación Pinheiros de la Línea 4 del Metro de San Pablo/Brasil…
Paez Jerez M. A. , Gómez Zafra J. C. y Bobadilla Guadalupe U. 871

Diseño de situaciones de Integración: Edificios históricos……
Echazú Lamas S., M. De Paul 881

Importancia del diseño de la fundación en la rehabilitación de edificios patrimoniales de mampostería en zona sísmica…….
I. Maldonado, P. Martín, N. Maldonado, D. Buss, Doña W. 896

PROGRAMA DE ACTIVIDADES - XXV CAMSIG - POSADAS - MISIONES - 24, 25 y 26 de Noviembre de 2021

ACTIVIDADES MIERCOLES 24 de Noviembre.

8:00 a 12:00 hs	**Actividad Pre - congreso 5° Taller PROGEO (para Docentes de Geotécnia de las Universidades de la República Argentina)**
10:00 hs	**INGRESO / INSCRIPCIONES / ACREDITACIÓN**
14:00 hs	**CONVOCATORIA**
14:30 a 15:00 hs	**INAUGURACIÓN - Palabras de Bienvenida**
15:00 a 16:00 hs	**CONFERENCIA INAUGURAL. "Ing. Ricardo Horacio Barletta". Disertación: "TRATAMIENTO COSTERO DE POSADAS. Sectores: Mártires, Brete, Zaimán y Garupá"**
16:00 a 16:30 hs	**COFFEE BREAK - PATROCINIO DIRECCIÓN PROVINCIAL DE VIALIDAD**
16:30 a 18:30 hs	**SESIÓN TÉCNICA "I"**
Area Temática:	**T03. MÉTODOS NUMÉRICOS EN GEOTECNIA - T09. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN**

Horario	Código	Título del Trabajo	Autor/es	Modalidad
16:30 a 16:40 hs	T03.01	Modelación numérica con análisis probabilístico de una excavación profunda en la Ciudad de Buenos Aires	I.A. Cueto, P. M. Fernández, A. Lopez	Presencial
16:40 a 16:50 hs	T03.02	Efectos de sitio sísmicos en el Gran Mendoza: Influencia de la topografia típica de terrazas	J. P. Ibañez, A. M.Barchiesi	Virtual por Zoom
16:50 a 17:00 hs	T03.03	Previsión del volumen de caída de rocas en un talud crítico en Mendoza, Argentina	J. P. Ibañez	Virtual por Zoom
17:00 a 17:10 hs	T03.04	Análisis numérico del deslizamiento de Vajont usando análisis de deformación discontinua (DDA) y el método del punto material (MPM)	J.P. Ibañez y F.Fernández	Virtual por Zoom
17:10 a 17:20 hs	T03.05	Evaluación del potencial de licuación por acción sísmica mediante el uso de modelación numérica	M. G. Sottile, N. Tasso, A. O. Sfriso	Presencial
17:20 a 17:30 hs	T03.06	Modelado Numérico de la Cimentación de un Aerogenerador Fundado sobre Suelos Tropicales	A.R.C. Silva, J.F.R. Rebolledo, M.M. Farias	Virtual por Zoom
17:30 a 17:40 hs	T03.07	Diseño de fundaciones superficiales aplicando propiedades estadísticas: caso de estudios de suelos residuales misioneros	G. O. Bogado, D. A. Garcia, H. O. Reinert	Presencial
17:40 a 17:50 hs	T09.01	Fundación de Macizos en Suelos Estratificados	D. E. Weber, M. H. Giacomazzi	Virtual Video Pregrabado
17:50 a 18:00 hs	T09.02	Empuje de tierras contra muros de contención	J. Medina, N. Sau, Q. Acuña	Virtual por Zoom
18:00 a 18:10 hs	T09.03	Muro de suelo reforzado con geogrillas	A. Mendiz, F. Ruiz	Presencial
18:10 a 18:20 hs	Espacio destinado a preguntas de asistentes.			

PROGRAMA DE ACTIVIDADES - XXV CAMSIG - POSADAS - MISIONES - 24, 25 y 26 de Noviembre de 2021

11:10 a 12:45 hs		**SESIÓN TÉCNICA "III"**		
Area Temática:		**T05. SUELOS NO SATURADOS - T12. GEOTECNIA AMBIENTA L Y ENERGÉTICA**		
Horario	**Código**	**Título del Trabajo**	**Autor/es**	**Modalidad**
11:10 a 11:20 hs	T05.01	Variación de la susceptibilidad al colapso del loess en función de su historia geológica	S. Rouzaut, J. J. Clariá, J. Curto	Virtual por Zoom
11:20 a 11:30 hs	T05.02	Red neuronal artificial para obtener la permeabilidad intrínseca a través de la distribución de los poros	C. M. Toffoli	Virtual Video Pregrabado
11:30 a 11:40 hs	T05.03	Procedimiento simplificado para la predicción de asentamientos en suelos loéssicos no saturados	M.E. Zeballos; A. Adami, R. Bustos	Presencial
11:40 a 11:50 hs	T12.01	Colmatación biológica de geotextiles utilizados para la construcción de capas de filtros y drenaje en enterramientos sanitarios	J. de Goycoechea, M. A. Montoro, D. A. Glatstein	Virtual Video Pregrabado
11:50 a 12:00 hs	T12.02	Resultados experimentales y simulaciones numéricas para el geo-almacenamiento de dióxido de carbono	J.C. Barría, R. Guerreiro, S. Orlandi, D. Manzanal, J. M. Pereira	Presencial
12:00 a 12:10 hs	T12.03	Importancia de la interacción fluido-partícula en la estabilidad y propiedades reológicas de lodos	M. A. Montoro, F. M. Francisca	Virtual Video Pregrabado
12:10 a 12:20 hs	T12.04	Cambio volumétrico en los loess de Córdoba inundados con fluidos orgánicos	F.M. Francisca, I. Giomi, M.A. Montoro	Presencial
12:20 a 12:30 hs	T12.05	Aptitud de suelos residuales compactados para su empleo como barreras aislantes en rellenos sanitarios	G. O. Bogado, H. O. Reinert, F. M. Francisca, C. E. Schvezov	Presencial
12:30 a 12:45 hs	Espacio destinado a preguntas de asistentes.			
12:45 a 14:00 hs		**ALMUERZO LIBRE**		
14:00 a 15:20 hs		**SESIÓN TÉCNICA "IV"**		
Area Temática:		**T07. GEOTECNIA VIAL**		
Horario	**Código**	**Título del Trabajo**	**Autor/es**	**Modalidad**
14:00 a 14:10 hs	T07.01	Estabilización de caminos rurales Cordobeses. Del laboratorio al campo.	M. P. Cruz, F. I. Martin-Schmädke, C. E. Arnaudo, C. H. Serrano, S. M. Moretto, M. S. Fernández Bowles, A. I. Rossi Piccolo	Virtual por Zoom
14:10 a 14:20 hs	T07.02	Estabilización de subrasante arcillosa con ceniza de biomasa forestal	M. P. Cruz, G. Caffaro, E. Quintana Crespo	Virtual por Zoom
14:20 a 14:30 hs	T07.03	Diseño de taludes y obras de contención en terrenos volcánicos: caso particular del sector superior de la margen izquierda del Arroyo Hondo, RN40 (Provincia de Mendoza)	J. M. Barbagelata, A. M. Barchiesi, O. Taddeo	Virtual por Zoom
14:30 a 14:40 hs	T07.04	Aplicabilidad de residuo de concreto fino en el mejoramiento de una subrasante pobre en Foz de Iguazú	S. Ochoa Averos, J. C. Bizarreta Ortega, R. Oliveira de Souza	Presencial
14:40 a 14:50 hs	T07.05	Empleo del residuo “desgomado de soja” para el mejoramiento de vías no pavimentadas de bajo tránsito	J. Rivera, G. Botasso, A. Porro	Virtual por Zoom
14:50 a 15:00 hs	T07.06	Análisis comparativo de la adhesión parcial en el contexto del diseño mecanicista-empírico	C. M. Toffoli, M. M. Farias, L. G. R. Mello	Virtual Video Pregrabado

PROGRAMA DE ACTIVIDADES - XXV CAMSIG - POSADAS - MISIONES - 24, 25 y 26 de Noviembre de 2021

18:30 hs	**ACTO DE APERTURA XXV CAMSIG - Posadas - Misiones.**
-	**ÁGAPE DE BIENVENIDA - PATROCINIO ENTIDAD BINACIONAL YACYRETA**

ACTIVIDADES JUEVES 25 de Noviembre.

8:00 hs	**INGRESO / INSCRIPCIONES**			
8:00 a 9:45 hs	**SESIÓN TÉCNICA "II"**			
Area Temática:	**T04. MODELADO FÍSICO Y MONITOREO DE CAMPO - T06. DIQUES, ESTABILIDAD DE TALUDES Y PRESAS DE TIERRA**			
Horario	**Código**	**Título del Trabajo**	**Autor/es**	**Modalidad**
8:00 a 8:10 hs	T04.01	Ensayos de carga sobre modelos físicos de Micropilote Hincado e Inyectado (MHI)	G. Aiassa, P. Arrúa, M. Eberhardt, R. Baldoncini	Virtual Video Pregrabado
8:10 a 8:20 hs	T04.02	Control de calidad en anclajes activos provisorios	A. Lopez, J. Jeri.	Presencial
8:20 a 8:30 hs	T04.03	Control y auscultación de excavaciones profundas en suelos arcósicos de Madrid. Aplicación a la torre Cepsa	L. Tissera Bracamonte, R. A. Galindo-Aires	Presencial
8:30 a 8:40 hs	T06.01	Estimación preliminar de la susceptibilidad a la erosión del macizo rocoso ante la descarga del salto de esquí en la presa Portezuelo del Viento, Provincia de Mendoza	F. E. Falcioni; A. E. Celli	Virtual por Zoom
8:40 a 8:50 hs	T06.02	Análisis de Los Efectos Del Desembalse Rápido de Presas Mediante Un Análisis Probabilístico	T. F. O. Sousa, A. L. B. Cavalcante, L. C. S. M. Ozelim	Virtual Video Pregrabado
8:50 a 9:00 hs	T06.03	Análisis de estabilidad de un talud rocoso mediante el criterio de Hoek & Brown considerando un mecanismo de falla no circular	F. García Sánchez, A. de la Rosa Hernández	Virtual por Zoom
9:00 a 9:10 hs	T06.04	Falla de diques de colas abandonados. Caso de estudio: Mina Castaño Viejo, San Juan	L. Garino Libardi, L. Oldecop, R. Rodríguez Pacheco, G. Rodari Gutiérrez	Virtual por Zoom
9:10 a 9:20 hs	T06.05	Identificación del nivel de amenaza a partir de la clasificación de la calidad de un macizo rocoso ubicado en el municipio de Campo Alegre huila aplicando los métodos Q y RMR	C. Peñuela y S. Rivera	Virtual por Zoom
9:20 a 9:30 hs	T06.06	Análisis de estabilidad de taludes en suelos bimsoils	G. O. Bogado, H. O. Reinert	Presencial
9:30 a 9:45 hs	Espacio destinado a preguntas de asistentes.			
9:45 a 10:45 hs	**CONFERENCIA II. "Mgter. Ing. SANDRA ORLANDI". Disertación: "MODIFICACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS MEDIANTE ADITIVOS: EFICACIA DE LOS LIGNOSULFONATOS EMPLEADOS COMO BIO-ESTABILIZANTES EN SUELOS POTENCIALMENTE ACTIVOS"**			
10:45 a 11:10 hs	**COFFEE BREAK - PATROCINIO DIRECCIÓN PROVINCIAL DE VIALIDAD**			

PROGRAMA DE ACTIVIDADES - XXV CAMSIG - POSADAS - MISIONES - 24, 25 y 26 de Noviembre de 2021

15:00 a 15:10 hs	T07.07	Caracterización geomecánica de capas recicladas cementadas. Comparación de los metodos de diseño de aplicación en Vialidad Nacional con modelos racionales	J. Ramoneda, G.o Bolla, J. Cruz, A. Sierra	Virtual Video Pregrabado
15:10 a 15:20 hs	Espacio destinado a preguntas de asistentes.			
15:20 a 16:20 hs	**CONFERENCIA III. "Dr. Ing. MARCELO ESTEBAN ZEBALLOS". Disertación: "SOLUCIONES GEOTÉCNICAS PARA UNA INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE SUSTENTABLE"**			
16:20 a 16:40 hs	**COFFEE BREAK - PATROCINIO DIRECCIÓN PROVINCIAL DE VIALIDAD**			
16:40 a 18:30 hs	**SESIÓN TÉCNICA "V"**			
Area Temática:	**T11. CIMENTACIONES - T10. MEJORAMIENTO DEL TERRENO**			
Horario	**Código**	**Título del Trabajo**	**Autor/es**	**Modalidad**
16:40 a 16:50 hs	T11.01	Capacidad geotécnica de Micropilote Hincado e Inyectado (MHI) Modelación numérica y extrapolación a escala real	G. Aiassa, P. Arrúa, M. Eberhardt, R. Baldoncini	Virtual Video Pregrabado
16:50 a 17:00 hs	T11.02	Estudo numérico-experimental do mecanismo de transferência de carga desenvolvido em fundações reforçadas com inclusões rígidas	D.V.S. Mützenberg, J.F. Rodríguez-Rebolledo, J.A. Buritica-García	Virtual Video Pregrabado
17:00 a 17:10 hs	T11.03	Estudio Numerico de fundaciones circulares apoyadas en arenas reforzadas con capas de geogrilla	D. Useche, G. Aiassa, P. Arrua, M. Eberhardt	Virtual Video Pregrabado
17:10 a 17:20 hs	T11.04	Revisión de tensiones de fuste en pilotes construidos en suelos de la Fm. Pampeano y en arenas	A. J. Leoni	Presencial
17:20 a 17:30 hs	T11.05	Resultados de tres ensayos de carga a tracción, ejecutados sobre micropilotes del tipo IRS, en suelos de la Ciudad de Santa Rosa – Provincia de La Pampa	A. J. Leoni, M. A. Del Santo	Presencial
17:30 a 17:40 hs	T11.06	Interpretación hiperbólica de la relación tensión – deformación, de pilotes ejecutados en arenas y suelos finos de la Fm. Pampeano	A. J. Leoni, M. A. Del Santo	Presencial
17:40 a 17:50 hs	T11.07	Calibración de factores de minoración LRFD para fundaciones superficiales	P. M. Fernández, M. Biedma, P. M. Barbieri, J. Manduca, A. O. Sfriso	Presencial
17:50 a 18:00 hs	T11.08	Propuesta de procedimiento de diseño de pilotes con carga axial de compresión – Pensando en CIRSOC 402	A. O. Sfriso, P. M. Fernández, J. Manduca, M. Biedma, P. M. Barbieri	Presencial
18:00 a 18:10 hs	T11.09	Tratamiento de base de datos para la calibración de factores de reducción de resistencia para pilotes hincados en arcillas	B. D. Amar, P. A. Covassi, M. E. Zeballos	Presencial
18:10 a 18:20 hs	T11.10	Cimentación de Puente de Grandes Luces en un Ambiente Geotécnico de Alta Complejidad	M.E. Zeballos, J. Reche, P.A. Covassi	Presencial
18:20 a 18:30 hs	Espacio destinado a preguntas de asistentes.			
21:00 hs	**CENA DE CAMARADERIA - PATROCINIO CONSEJO PROFESIONAL DE INGENIERIA DE LA PROVINCIA DE MISIONES**			

PROGRAMA DE ACTIVIDADES - XXV CAMSIG - POSADAS - MISIONES - 24, 25 y 26 de Noviembre de 2021

ACTIVIDADES VIERNES 26 de Noviembre.

8:00 hs	**INGRESO / INSCRIPCIONES**			
8:00 a 9:30 hs	**SESIÓN TÉCNICA "VI"**			
Area Temática:	**T10. MEJORAMIENTO DEL TERRENO - T02. ENSAYOS IN SITU**			
Horario	**Código**	**Título del Trabajo**	**Autor/es**	**Modalidad**
8:00 a 8:10 hs	T10.01	Suelos loéssicos mejorados con cal, efecto de la reacción puzolánica en el comportamiento mecánico	J. J. Clariá, S. L. Sánchez, P. V. Vettorelo	Virtual por Zoom
8:10 a 8:20 hs	T10.02	Estabilización mecánica – hidráulica de suelos loéssicos compactados mediante la adición de escorias siderúrgicas	C. A. Mozejko, F. M. Francisca	Presencial
8:20 a 8:30 hs	T10.03	Determinación de la presión de hinchamiento de un suelo expansivo modificado con un bio-producto	S. Orlandi, C. Laskowski, M. Ancalao, F. Da Silva, S. Saez, D. Manzanal	Presencial
8:30 a 8:40 hs	T10.04	Control y auscultación de rellenos estructurales. Aplicación a un terraplén de 25 metros de altura	L. Tissera Bracamonte, R. A. Galindo-Aires	Presencial
8:40 a 8:50 hs	T10.05	Control del contenido de cemento de inyecciones en suelo	L. Tissera Bracamonte, N. A. Barbarán, R. A. Galindo-Aires,	Presencial
-	T10.06	Análisis de la resistencia a tracción de mezclas de suelo-lodo de ETA-cal en diferentes tiempos de curado	J. L. Rissiardi, E. B. Moreira, R. C. Pierozan, R. D. Caballero, A. Dalla Rosa	-
-	T10.07	Mejoramiento mecánico de una arena tratada con diferentes contenidos de cal de carburo y vidrio molido	E. B. Moreira, N. C. Consoli, L. Festugato, R. D. Caballero, D. R. Bosch	-
8:50 a 9:00 hs	T02.01	Caracterización de sedimentos blandos marinos en aguas profundas	Xavier Martí, Amadeu Deu	Virtual por Zoom
9:00 a 9:10 hs	T02.02	Mapa estratigráfico con fines geotécnicos de la ciudad de Córdoba	J. J. Clariá, S. Rouzaut, M. Ares, P. A. Eveling	Virtual por Zoom
9:10 a 9:20 hs	T02.03	Determinación de propiedades geotécnicas de rocas de las Sierras Pampeanas de Córdoba, en relación a la obtención de parámetros de clasificación de macizos rocosos.	E. Quintana Crespo	Virtual por Zoom
9:20 a 9:30 hs	Espacio destinado a preguntas de asistentes.			
9:30 a 10:30 hs	**CONFERENCIA IV. "Dra. Ing. KATIA VANESSA BICALHO". Disertación: "ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ATMOSFERA EM OBRAS DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA"**			
10:30 a 11:00 hs	**COFFEE BREAK - PATROCINIO DIRECCIÓN PROVINCIAL DE VIALIDAD**			

PROGRAMA DE ACTIVIDADES - XXV CAMSIG - POSADAS - MISIONES - 24, 25 y 26 de Noviembre de 2021

11:00 a 12:40 hs		**SESIÓN TÉCNICA "VII"**		
Area Temática:		**T01. ENSAYOS DE LABORATORIO - T13. AUTOAPRENDIZAJE. LECCIONES APRENDIDAS SOBRE CASOS HISTORICOS**		
Horario	**Código**	**Título del Trabajo**	**Autor/es**	**Modalidad**
11:00 a 11:10 hs	T01.01	Caracterización de suelos arcillosos de Entre Ríos a partir de ensayos triaxiales escalonados, correlaciones con ensayos de campo.	O. Rico, A. García, M. E. Medina, M. Bassini, A. Colicelli	Virtual por Zoom
11:10 a 11:20 hs	T01.02	Caracterización hidromecánica de mezclas de arenaarcilla al 80-20% y 70-30% modificadas con poliacrilamida aniónica (APAM)	A. Pileggi, M. Codevilla	Presencial
11:20 a 11:30 hs	T01.03	Caracterización geomecánica de suelos residuales compactados del Departamento de Oberá, Misiones.	I. B. Drewes, M. Drewes, S. R. Blech, H. O. Reinert, N. A. Pintos, G. O. Bog	Presencial
11:30 a 11:40 hs	T13.01	Falla estructural de una edificación educativa emplazada en la provincia de Entre Ríos. Análisis de las causas	L. Broche, L. Marcó Munilla, F. Calvo, P. Fank	Virtual Video Pregrabado
11:40 a 11:50 hs	T13.02	Santiago del Estero Terremoto histórico. Paleolicuefacción. Potenciales de Licuefacción. Peligro y riesgo del sedimento aluvial del Río Dulce	J.Castellano, R. Shiava	Virtual por Zoom
11:50 a 12:00 hs	T13.03	Análisis de la actividad sísmica en Santiago del Estero reflejada en cálculos probabilísticos	J. Castellano, X. Villarreal	Virtual por Zoom
12:00 a 12:10 hs	T13.04	Accidente en la Obra de la Estación Pinheiros de la Línea 4 del Metro de San Pablo/Brasil	M. A. Paez Jerez, J. C. Gómez Zafra y U. Bobadilla Guadalupe	Virtual Video Pregrabado
12:10 a 12:20 hs	T13.05	Diseño de situaciones de Integración: Edificios históricos	S. Echazú Lamas, M. De Paul	Presencial
12:20 a 12:30 hs	T13.06	Importancia del diseño de la fundación en la rehabilitación de edificios patrimoniales de mampostería en zona sísmica	I. Maldonado, P. Martín, N. Maldonado, D. Buss, W. Doña	Virtual Video Pregrabado
12:30 a 12:40 hs	Espacio destinado a preguntas de asistentes.			
12:40 a 14:00 hs		**ALMUERZO LIBRE**		
14:00 a 16:00 hs		**PRESENTACION INSTITUCIONAL / EMPRESAS / PATROCINIOS / VISITAS TECNICAS VIRTUALES**		
14:00 a 15:30 hs	Espacio destinado a Presentaciones Institucional / Empresas / Patrocinios			
15:30 a 16:00 hs	Espacio destinado Visitas Técnicas Virtuales			
16:00 a 16:30 hs	**COFFEE BREAK - PATROCINIO DIRECCIÓN PROVINCIAL DE VIALIDAD**			
16:30 a 17:00 hs	**ACTO DE CLAUSURA**			

Modelación numérica con análisis probabilístico de una excavación profunda en la Ciudad de Buenos Aires

Ignacio A. Cueto y Pedro M. Fernández
icueto@srk.com.ar; pfernandez@srk.com.ar
Facultad de ingeniería de la Universidad de Buenos Aires / SRK Consulting Argentina.

Alfredo Lopez
alopez@srk.com.ar
SRK Consulting Argentina

RESUMEN: Este trabajo presenta el diseño de una excavación emplazada en una zona residencial de la Ciudad de Buenos Aires. El predio tiene frente en 3 de las 4 veredas de la manzana y en uno de los frentes pasa un rio entubado. La profundidad máxima de la excavación es 15 metros. Se diseñaron los anclajes activos y la secuencia constructiva utilizando el software Plaxis 2D, se obtuvieron las solicitaciones en el tabique submural y se verificó la seguridad de la excavación en cada etapa constructiva. Sobre una de las secciones diseñadas se realizó un análisis probabilístico utilizando PEM (*Point estimated method*) para analizar la probabilidad de falla, definiendo como falla no solo la inestabilidad de la estructura, sino también la salida de servicio de estructuras linderas. La excavación se llevó a cabo sin mayores inconvenientes, durante la excavación se obtuvieron desplazamientos dentro de lo esperable y los daños a los edificios vecinos fueron mínimos en casi todos los casos.

Palabras clave: Excavación – Modelación – Plaxis – PEM

1 INTRODUCCIÓN

La obra de interés es un edificio de viviendas en torre, con 27 pisos y 5 subsuelos ubicado en la Ciudad de Buenos Aires. La excavación necesaria para la construcción de los 5 niveles subterráneos se llevó a cabo mediante un procedimiento típico de excavación por bataches y un sistema de sostenimiento compuesto por anclajes activos. La profundidad máxima de excavación alcanzada es 15 m.
Durante el desarrollo se estudiaron siete secciones diseñando el procedimiento constructivo, definiendo los niveles de cada etapa de excavación y el sistema de anclajes activos para cada sección definida. Del trabajo realizado se obtuvo el diseño del procedimiento de excavación, el sistema de anclajes necesario, factores de seguridad, solicitaciones en el submural para la situación constructiva y definitiva, y estimación del daño en estructuras vecinas.
Este trabajo presenta el diseño adoptado y los resultados determinísticos del modelo asociados a una única sección transversal. Se presenta también un análisis probabilístico sobre esta excavación utilizando un método de estimación de primer orden de momentos de segundo orden, FOSM por sus siglas en inglés (First Order Second Moment) para estimar la probabilidad de exceder valores admisibles tanto en términos de SSR (Shear Strength Reduction) como en desplazamientos en la inmediación de la contención.

2 CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

2.1 *Estratigrafía*

El perfil geotécnico del sitio está compuesto por un manto de suelo alterado, probablemente por la cercanía a un cauce natural, hasta los 5 m de profundidad, luego hasta una profundidad de 11.0 m se encuentran limos de baja plasticidad medianamente compactos a muy compactos característicos del Pampeano Superior (PS), seguido por los limos duros, de baja plasticidad, cementados del Pampeano Medio (PM) hasta una profundidad de 20.0 m aproximadamente; a continuación se encuentra un manto de arenas limosas densas con un espesor de 6.0 m denominado Epipuelche y finalmente se encuentran, a una profundidad de 35 m, las arenas densas a muy densas correspondientes de la formación Puelchense hasta el final de la carrera de los sondeos.
En la Tabla 1 se resumen las características de los suelos del sitio.

Tabla 1. Características de los estratos identificados.

Denominación	Descripción	esp. [m]	USCS	N_{SPT}	LL [%]	LP [%]	ω [%]
Unidad 1	Relleno fluvial	3-6	CL/CL-ML	10-12	30-47	20-35	20-38
Unidad 2	Pampeano superior	6-7	ML	15-20	35-60	20-35	20-45
Unidad 3	Pampeano medio	8-11	ML	25-R	30-40	20-22	20-25
Unidad 4	Epipuelche	5-7	SM	22-R	–	–	15-20
Unidad 5	Puelchense	>10	SP	R	–	–	10-15

2.2 *Parámetros geotécnicos*

El modelo constitutivo utilizado es el Hardening Soil Model with Small strain Stiffness (HSS), implementado en Plaxis. Los suelos de la formación pampeano y puelchense han sido exhaustivamente estudiados con anterioridad. Los parámetros adoptados para cada unidad geotécnica se presentan en la Tabla 2, y se extraen del trabajo de Codevilla y Sfriso (1).

Tabla 2. Parámetros geotécnicos adoptados para el modelo HSS.

Descripción	Símbolo	Unidad	Un. 1	Un. 2	Un. 3	Un. 4	Un. 5
Peso unitario	γ	kN/m3	19	19	19	20	18
Ángulo de fricción interna máx	ϕ_{max}	º	30	30	32	31	31
Cohesión efectiva	c'	kPa	5	15	25	0	10
Rigidez descarga a 100 kPa	E_{ur}^{ref}	MPa	150	150	180	90	180
Rigidez secante a 100 kPa	E_{50}^{ref}	MPa	50	50	60	30	70
Rigidez edométrica a 100 kPa	E_{oed}^{ref}	MPa	50	50	60	30	70
Módulo de corte inicial	G_0^{ref}	MPa	150	250	420	140	250
Exponente de tensiones	m	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Coeficiente de Poisson	ν_{ur}	-	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Carga de preconsolidación	POP	kPa	200	600	1500	400	300
Coeficiente de empuje reposo	K_0	-	0.60	0.60	0.70	0.50	0.60

2.3 *Nivel freático*

El nivel freático relevado en los estudios de suelos se encuentra a 4.5 m de profundidad, pero menciona la existencia de antecedentes con el nivel freático a 2.0 m de profundidad.
Los cálculos presentados contemplan que la napa se encuentra deprimida por debajo del nivel de excavación.
El sistema de sostenimiento se completó con barbacanas, a razón de una cada 12-18 m2 en toda la cara de la excavación. Las barbacanas propuestas tenían 100 - 150 mm de diámetro, 5 – 8 m de longitud, inclinación hacia arriba de 10 – 15 grados, provistas con un tubo ranurado de al menos 1.0 m de longitud puesto en la boquilla y atravesando el hormigón proyectado de la cara de la excavación.

2.4 *Anclajes al terreno*

Se colocarán cuatro filas de anclajes activos de 17 cm de diámetro, realizados con un sistema de inyección repetitiva selectiva (IRS) con un ángulo de 15° con la horizontal.
La capacidad de carga geotécnica admisible del anclaje por unidad de longitud se estimó mediante la expresión de Bustamante & Doix (2).

$$Q = (\pi \cdot \alpha \cdot d \cdot qs) / FS \qquad (1)$$

donde d es el diámetro de la perforación, α el factor de aumento del diámetro, qs la fricción última entre el bulbo y el suelo y FS es el factor de seguridad geotécnico adoptado igual a 2.0. En la Tabla 3 se indican los valores recomendados de α. En la Figura 1 se presenta el ábaco propuesto por Bustamante para limos, donde se correlacionan el número de golpes obtenidos en el ensayo SPT con la resistencia por fricción del anclaje. En la Tabla 3-2 se resumen los resultados según el estrato en que se ubica el bulbo del anclaje y el método de inyección.
Se emplearon cables 0.6” BR Grado 270 (fluencia 235 kN, rotura 261 kN) tipo T15. Para anclajes provisorios se admite que el acero trabaje en servicio hasta un 75% del límite convencional de fluencia (Fyk). Durante el tesado se puede llevar al 90% del límite convencional de fluencia, equivalente al 120% de la carga admisible, realizando pruebas de carga en servicio.

- carga al límite elástico (def. = 0.1%) Fyk = 235 kN
- carga estructural admisible (por cable) 176.3kN (235 kN x 0.75)

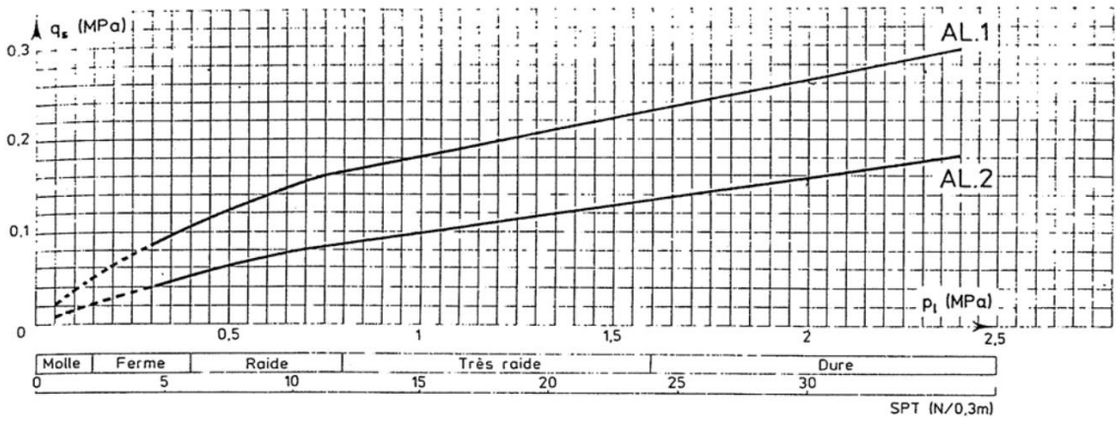


Figura 1. Curvas para estimación de fricción en bulbo de anclaje con NSPT.

Tabla 3. Capacidad admisible por metro de bulbo.

Estrato	Q [kN/m]
Unidad 1	50
Unidad 2	65
Unidad 3	85

3 MODELACIÓN NUMÉRICA

3.1 *Geometría y malla*

La Figura 2 muestra la malla utilizada en el modelo. El modelo tiene 45 m de ancho y 35 m de alto, con 8637 elementos triangulares de 15 nodos. El tamaño promedio de los elementos es 0.53 m, con un máximo de 3.84 m y un mínimo de 0.04 m.
La Figura 3 muestra la configuración final de la excavación, previo a la construcción de las losas y liberación del nivel freático.

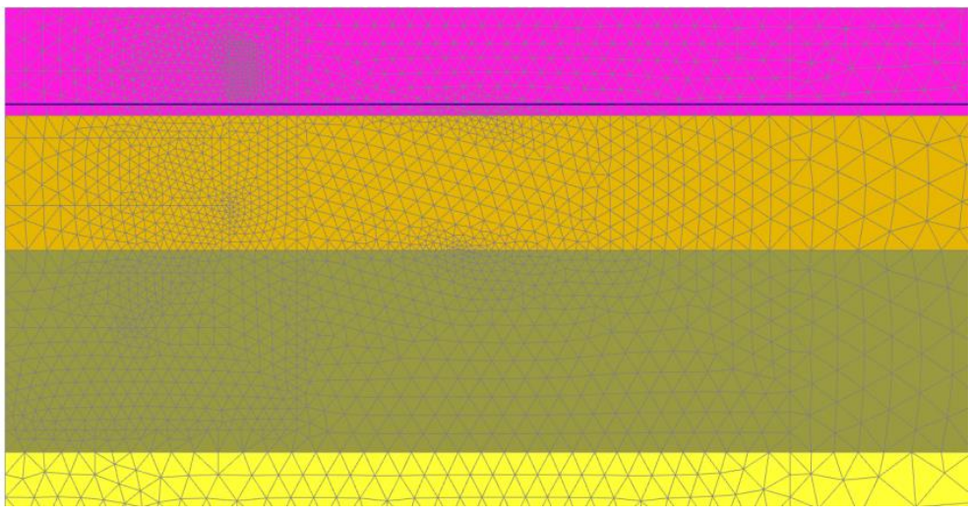


Figura 2. Malla de elementos finitos empleada.

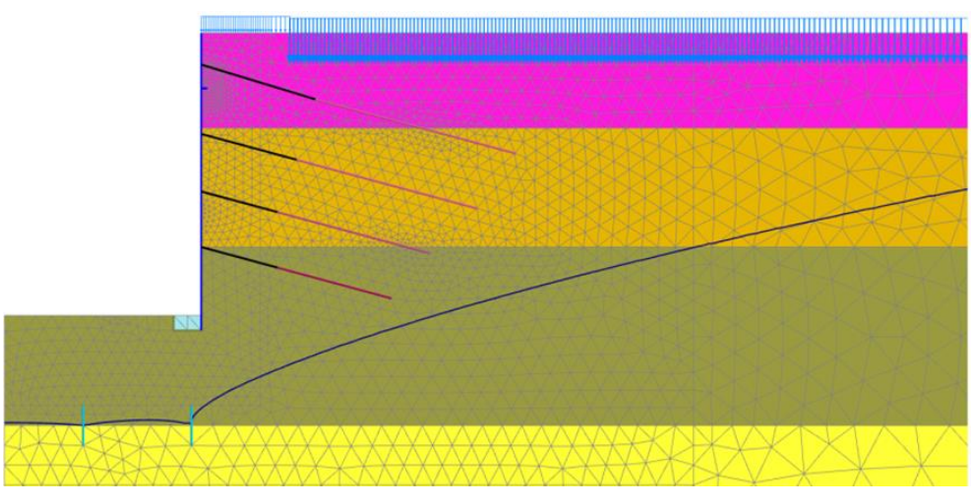


Figura 3. Malla indeformada en la última etapa de excavación.

3.2 *Secuencia constructiva*

La construcción por etapas se realizó utilizando el "Método- β" (3) (4). Este método fracciona la fuerza no balanceada de la etapa de cálculo, permitiendo una relajación del suelo (1- β) y el otro porcentaje se aplica a la submuración (β), de esta forma se simula el efecto 3D de la excavación por bataches. Se adoptó un valor de β=0.6; este valor fue validado en excavaciones de ancho de batache y altura similares dentro de la ciudad de buenos aires con modelos 3D (Figura 4).

Las etapas modeladas fueron:

1. Etapa inicial: cálculo de tensiones iniciales
2. Depresión del nivel freático;
3. Excavación de volumen central, dejando una berma de 1.5 m en el hombro y un talud 1:1;
4. Excavación de la berma con β = 0.6;
5. Activación del sostenimiento y tesado del anclaje;
6. Repite 3 a 5 hasta llegar al nivel de excavación proyectado.

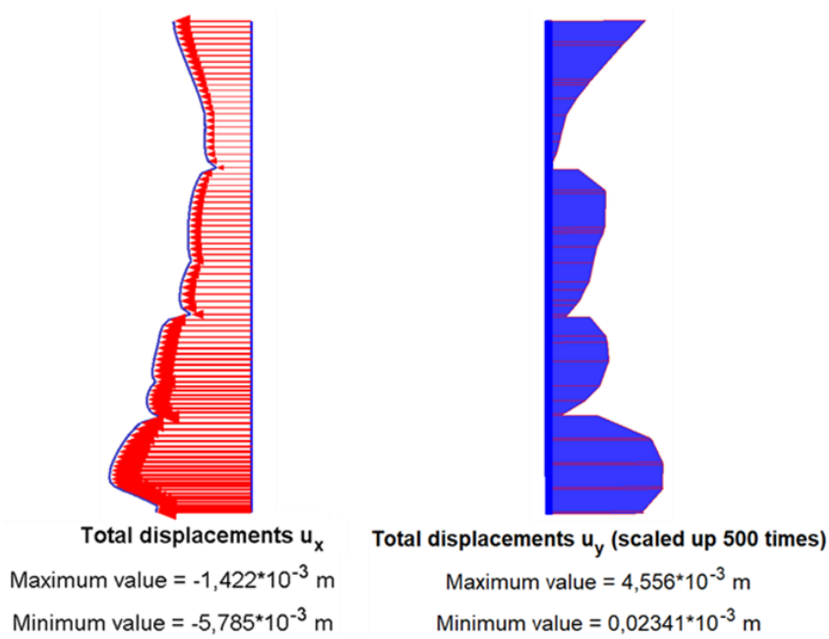


Figura 4. Comparativa de deformaciones horizontales modelo 2D (izq.) y 3D (der.).

3.3 *Modelación de anclajes*

Para modelar los anclajes activos se utilizan anclajes de punto a punto para la longitud libre, y elementos embebidos para modelar la longitud fija. Para ser consistente con la realidad se asigna al bulbo la misma rigidez axil que a los cables, despreciando la rigidez de la lechada (la cual se fisura a baja carga).

3.4 *Deformación y solicitaciones del submural*

Se relevaron los desplazamientos horizontales de la estructura y los asentamientos en cada sección para la última etapa de excavación. En la Tabla 4 se resumen los desplazamientos horizontales de la estructura obtenidos en la última etapa y el asentamiento máximo a 25 cm de profundidad en las inmediaciones del muro.

Tabla 4. Desplazamientos máximos debidos a la excavación.

Descripción	[mm]
Ux máximo coronamiento del submural	17.8
Uy máximo en fundación vecina – Etapa constructiva	21.2

3.5 *Factor de seguridad por reducción de los parámetros resistentes*

El factor de seguridad numérico se calcula por el método de reducción de los parámetros resistentes, el cual consiste en ejecutar la reducción de los parámetros resistentes $\tan\phi'$ y c' por el valor de SSR hasta que el modelo no alcanza la convergencia. El diseño realizado entrega un factor de seguridad numérico mayor a 1.5 para todas las etapas (3).
El modelo tiene la limitación de poder evaluar la seguridad una vez colocado el revestimiento (submural), durante la etapa en que se excava la berma y no se colocó el revestimiento el modelo no puede contemplar la colaboración de las bermas adyacentes, y se obtienen valores no realistas.
En la Tabla 5 se muestra el resumen de los factores de seguridad para cada etapa de excavación, y la Figura 3 muestra la superficie de falla obtenida para la configuración final de la excavación.

Tabla 5. Factores de seguridad en distintas etapas de excavación.

Prof. de excavación	SSR
3.0	1.49
6.0	2.01
9.0	1.81
12.1	1.84
15.2	1.51

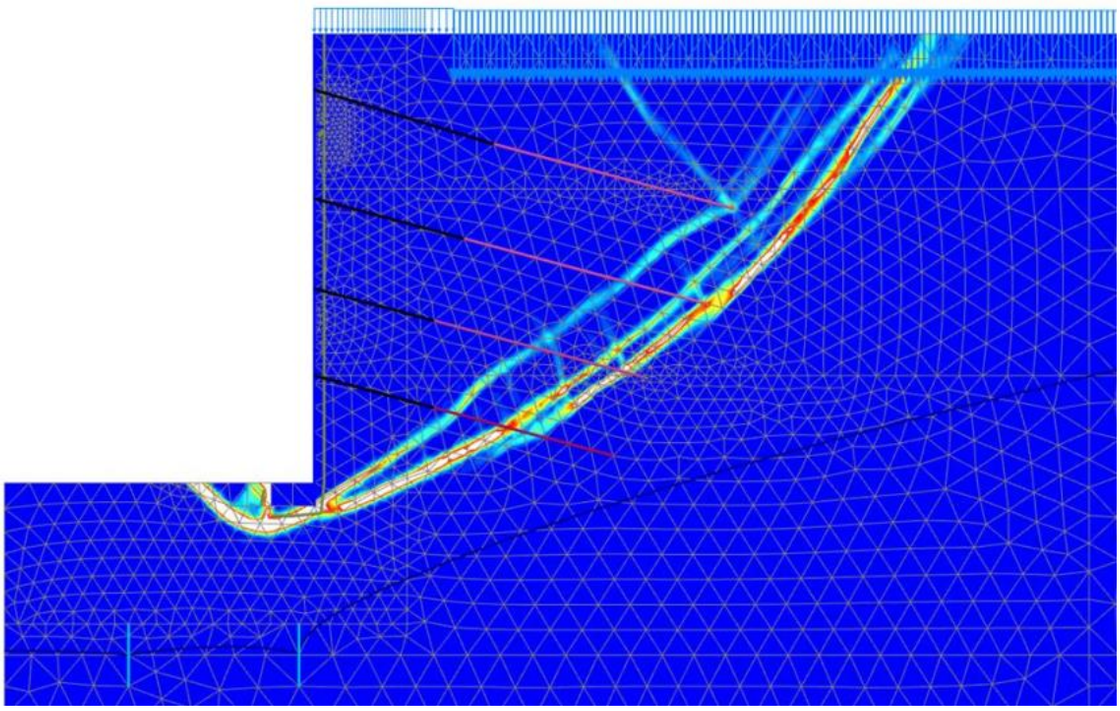


Figura 5. Superficie de falla obtenida en la configuración final (SSR = 1.51)

3.6 *Estimación de daño en edificio lindero*

Se evalúa el nivel de impacto esperable en el edificio lindero mediante el ábaco de Boscardin (4). Este ábaco permite estimar un nivel de daño esperable a partir de la distorsión angular y la deformación horizontal en un punto determinado. Los significados de las distintas clases de daño se presentan en la Tabla 7.
Para la estimación de estos parámetros se utilizaron las distancias entre bases según el relevamiento de fundaciones efectuado (Tabla 6).
En la Figura 6 se muestran los puntos obtenidos en el ábaco de Boscardin para el edificio vecino. Se aprecia que el impacto es despreciable a levemente apreciable en este caso.

Tabla 6. Posición de bases linderas y resultados del cálculo de daño.

Estructura	Distancia [m]	Separación [m]	β [-]	εh [-]
Bases est. Lindera	14.50	–	–	–
Bases est. Lindera	18.15	3.65	6.58E-05	5.00E-04
Bases est. Lindera	23.11	4.96	5.85E-05	4.00E-04
Bases est. Lindera	26.76	4.00	5.37E-04	7.00E-04

Tabla 7. Descripción de daño según la clase de daño.

Clase de daño	Descripción del daño	Ancho aproximado de fisura [mm]
Despreciable	Grietas finas.	< 0.1
Muy Ligero (Very Slight)	Grietas finas fácilmente tratables en una redecoración. Fisuras exteriores solo notables bajo inspección minuciosa.	< 1.0
Ligero (Slight)	Las grietas se llenan fácilmente. Probablemente se requiera redecorar. Varias fisuras leves en el interior del edificio. Grietas exteriores visibles, es posible que sea necesario volver a impermeabilizar algunas zonas. Las puertas y ventanas pueden pegarse ligeramente.	< 5.0
Moderado (Moderate)	Las grietas pueden requerir recortes y parches. Las fisuras recurrentes se pueden enmascarar con revestimientos adecuados. Es posible que se requiera reemplazar una pequeña cantidad de mampostería exterior. Puertas y ventanas atascadas. Es posible que se interrumpa el servicio público. La impermeabilidad a menudo se ve afectada.	5 a 15
Severo (Severe)	Se requieren reparaciones extensas que involucran la remoción y reemplazo de secciones de paredes, especialmente sobre puertas y ventanas. Marcos de ventanas y puertas distorsionados, piso con pendiente notable. Las paredes se inclinan o abultan notablemente, alguna pérdida de apoyo en las vigas. Servicio de utilidad interrumpido.	15 a 25
Muy Severo (Very Severe)	Se requiere una reparación importante que implique una reconstrucción parcial o completa. Las vigas pierden apoyo, las paredes se inclinan fuertemente y requieren apuntalamiento. Ventanas rotas por la distorsión. Peligro de inestabilidad.	> 25, usualmente depende de la cantidad de fisuras

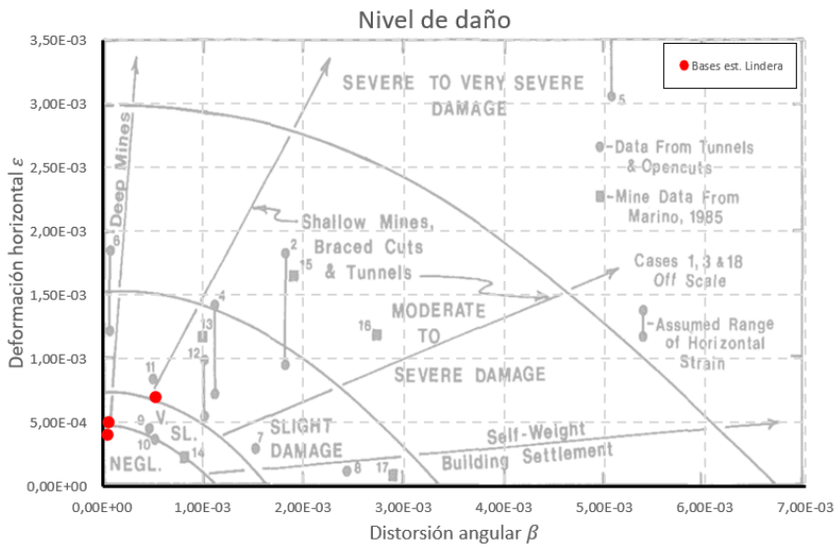


Figura 6. Estimación de daño en estructuras linderas.

4 ANALISIS PROBABILÍSTICO

4.1 *Incertidumbre en los parámetros*

Como se explicó previamente, los parámetros adoptados para caracterizar los estratos se obtuvieron de referencias bibliográfica específica. Si bien los valores adoptados son válidos en un amplio rango, resulta de interés entender la fragilidad del sistema propuesto. Es por este motivo que el sistema será perturbado modificando los siguientes parámetros:

- ángulo de fricción del pampeano superior
- ángulo de fricción del pampeano medio
- cohesión efectiva del pampeano superior
- cohesión efectiva del pampeano medio
- módulos de rigidez (como un conjunto, para respetar la relación entre los distintos valores)
- fricción admisible en bulbos en el pampeano superior
- fricción admisible en bulbos en el pampeano medio;

Para los parámetros de fricción y cohesión se eligió un desvío que resultará en un coeficiente de variación (COV) razonable comparando con bibliografía (5).
Para los valores que no presentan un COV de referencia en la fuente citada se utilizó la *N-Sigma rule*. Este método sugiere estimar con criterio ingenieril el mínimo y máximo valor que puede adoptar el parámetro en consideración; asumiendo normalidad de la variable se podría estimar el desvío como:

$$\sigma = (máx - mín)/6 \qquad (2)$$

ya que el 99% de los valores caen dentro del rango de 3 desvíos hacia cada lado. El método sugiere dividir por 4 en lugar de 6, porque los ingenieros tendemos a ser demasiado conservadores con los valores máximos y muy confiados para los valores mínimos. Al dividir por 4 el rango estimado se obtienen desvíos mayores, que tienden a ser más representativos de la población.
La fricción en los anclajes se modela con un valor máximo admisible, que se estimó en función del número de golpes del ensayo de penetración estándar. Las curvas utilizadas para esta estimación son un ajuste de datos medidos como se muestra en la Figura 7. En base a este gráfico se adoptó un COV de 20%.
En la Tabla 8 se muestran los parámetros estadísticos asumidos para este cálculo.

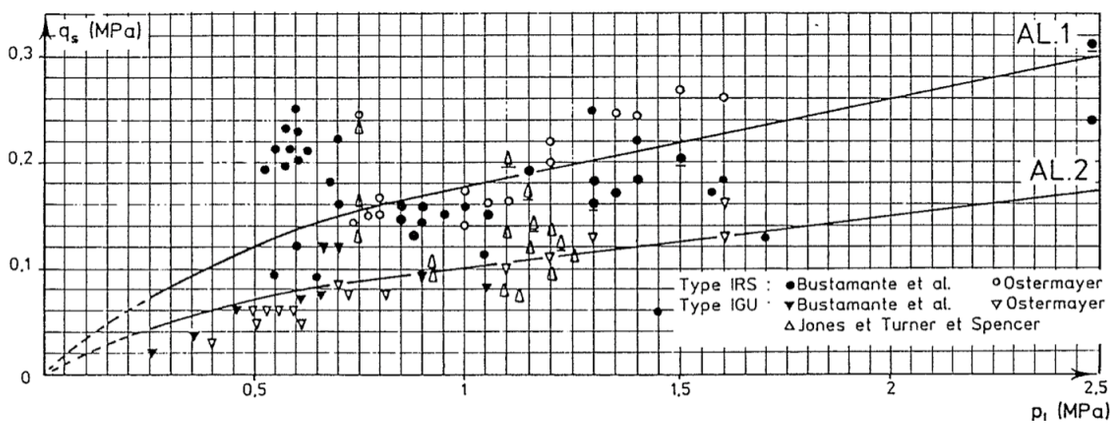


Figura 7. Curvas para estimar fricción en anclajes con los puntos medidos (Bustamante & Doix).

Tabla 8. Parámetros estadísticos adoptados.

Parámetro	Media μ	Desvío σ	COV
Ángulo de fricción PS	30	2	0.067
Ángulo de fricción PM	32	2	0.062
Cohesión efectiva PS	15	5	0.33
Cohesión efectiva PS	25	7	0.28
Rigidez PS y PM	1	0.15	0.15
Fricción bulbo PS	130	26	0.2
Fricción bulbo PM	170	34	0.2

Se considera además una correlación estadística entre los parámetros que juntos definen la superficie de fluencia del suelo (ángulo de fricción y cohesión), este valor se desconoce, pero se sabe que existe, e influencia el resultado del cálculo (6). A su vez se relacionará la resistencia en los anclajes con los parámetros resistentes del terreno. Como no se conocen los coeficientes de correlación se utilizarán distintos valores para estudiar la influencia de este coeficiente.

4.2 *Análisis probabilístico (PEM)*

El método de estimación puntal, PEM por sus siglas en inglés (*point estimate method*) es un método simplificado de análisis probabilístico introducido por Rosenblueth en 1975 (7). Este método permite, eligiendo convenientemente puntos de evaluación, estimar media y desvíos para la función objetivo de estudio. La conveniencia del método es que requiere, comparativamente, pocos puntos de evaluación $(2)^N$, donde N es el número de parámetros a perturbar y no es necesario tener una función continua y derivable, ya que sólo es necesario evaluar la función (en este caso el modelo) en dichos puntos.
El método no da restricciones en cuanto a la forma de la distribución de los parámetros de estudio, ni de la función objetivo. La misma se supone, por ejemplo, normal o log-normal; y con los valores obtenidos se estima la probabilidad de falla.
Para las permutaciones a realizarse con los 7 parámetros seleccionados se deben realizar 128 simulaciones. Se puede estudiar la variación en cualquier resultado que entrega el modelo. En este caso se relevaron los siguientes valores:

- movimiento horizontal de la cabeza del muro;
- movimiento vertical de la cabeza del muro;
- factor de seguridad por reducción de los parámetros resistentes;
- desplazamiento horizontal y vertical en cada base, para evaluar los daños en la estructura lindera.

El cálculo de las permutaciones fue optimizado mediante la implementación de un código Python que manipula el software creando los 128 archivos, corriéndolos, guardándolos y obteniendo los resultados de interés.
El cálculo PEM requirió de 2 días de corridas ininterrumpidas, con la dedicación exclusiva de una PC. El tiempo requerido varía en función del problema, cantidad de etapas, número de parámetros perturbados, características de la malla y la potencia del ordenador utilizado. El tiempo mostrado en este caso es solamente ilustrativo del problema, pero da una idea del costo computacional de hacer análisis probabilísticos, aún simplificados, utilizando elementos finitos.
En la Figura 8, Figura 9 y Figura 10 se muestran los histogramas de valores obtenidos con las simulaciones realizadas. Esto tiene valor solo para comparar con el escenario en que se consideran todas las variables como independientes (correlación nula) pues el peso que se asigna a cada escenario es el mismo; 1/N, siendo N la cantidad de simulaciones realizadas.

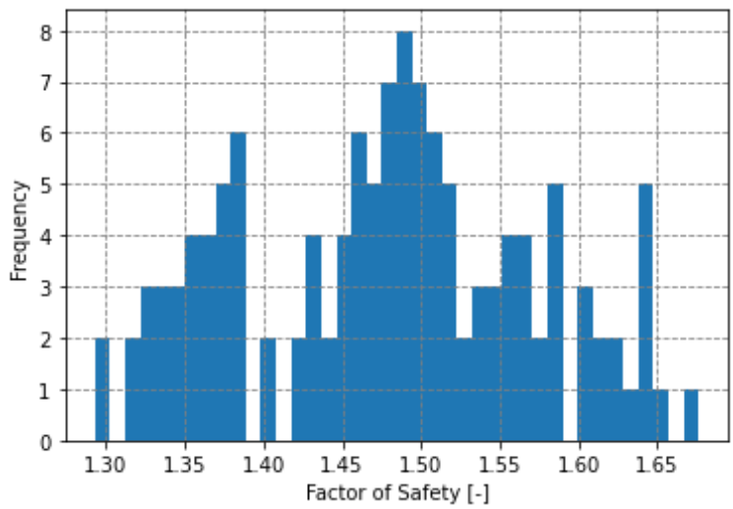


Figura 8. Histograma de frecuencia de resultados, SSR.

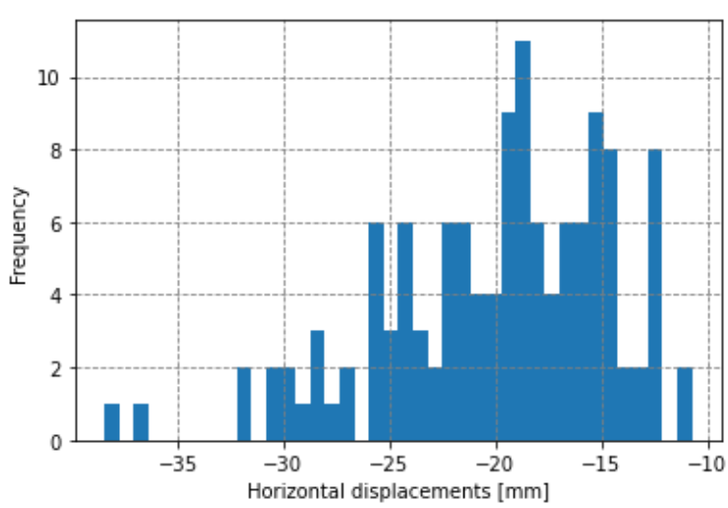


Figura 9. Histograma de frecuencia de resultados, Ux en la cabeza del muro.

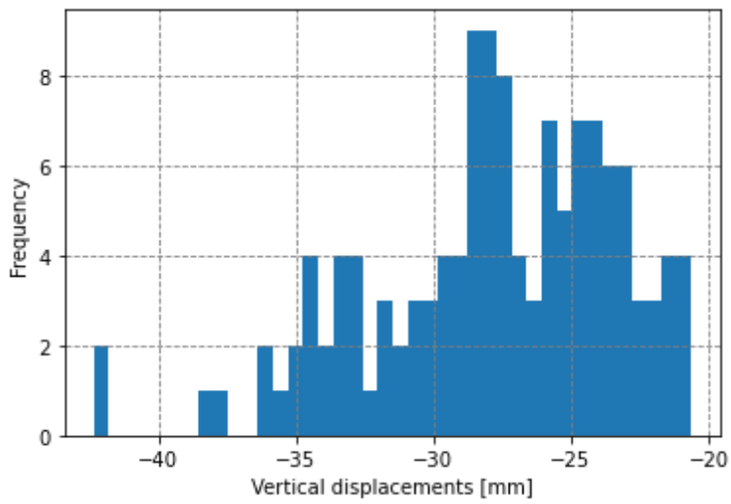


Figura 10. Histograma de frecuencia de resultados, Uy en la cabeza del muro.

En la Tabla 9 se muestran los valores medios y desvíos obtenidos para los desplazamientos en la cabeza del muro y el factor de seguridad numérico (SSR) extraído de los modelos, para distintos coeficientes de correlación entre los ángulos de fricción y la cohesión de cada estrato; y para correlación entre el ángulo de fricción, la cohesión y la fricción en el bulbo de un mismo estrato. En la Figura 11 se muestran los ajustes de la función de distribución de probabilidad y la función de probabilidad acumulada para los desplazamientos verticales en la cabeza del muro asumiendo que las variables son independientes.
Considerando las variables como independientes (correlación nula), se calculó la media y desvío de la distorsión y la deformación horizontal entre bases, y mediante simulaciones analíticas de Montecarlo asumiendo distribuciones normales, se estimó la probabilidad de superar las categorías de daño muy ligero y ligero para cada par de bases (Tabla 10).
En la Figura 12 se muestra los valores de daño obtenidos para las permutaciones modeladas, superpuestas con las simuladas analíticamente y los valores medios calculados. Para el pórtico correspondiente a las bases 3 y 4 se utilizó un coeficiente de correlación entre ϵ_{xx} y β de 0.8.

Tabla 9. Valores medios y desvíos obtenidos para las variables de estudio con distintos coeficientes de correlación entre las variables.

$\rho_{\phi-c'}$	$\rho_{\phi-fs}$	SSR		Ux [mm]		Uy [mm]	
		μ	σ	μ	σ	μ	σ
0.0	0.0	1.478	0.092	-19.95	5.40	-27.82	4.47
-0.5	0.0	1.472	0.091	-20.21	5.67	-27.96	4.63
-0.5	0.5	1.473	0.088	-19.97	5.47	-27.78	4.48
-0.7	0.0	1.469	0.090	-20.30	5.77	-28.01	4.70
-0.7	0.5	1.470	0.087	-20.08	5.58	-27.83	4.55

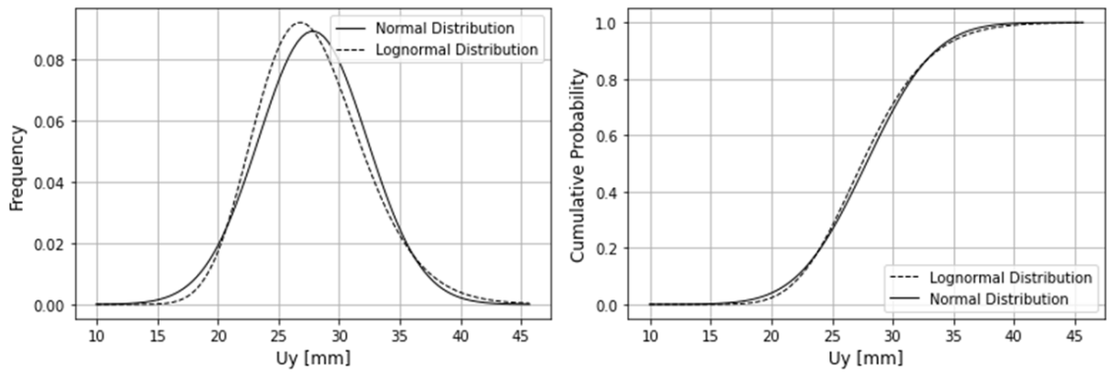


Figura 11. Función de densidad de probabilidad y de probabilidad acumulada para desplazamientos verticales asumiendo variables independientes.

Tabla 10. Media y desvío de parámetros de daño y probabilidad de alcanzar un nivel de daño dado.

Pórtico	ϵ_{xx}[-]		β [-]		$P(D > x)$	
	μ	σ	μ	σ	$x = ML$	$x = Lig.$
1 (base 1 y 2)	0.00061	0.00028	0.00017	0.00013	39.7%	0.4%
2 (base 2 y 3)	0.00048	0.00016	0.00009	0.00005	8.4%	0.0%
3 (base 3 y 4)	0.00079	0.00036	0.00069	0.00032	66.2%	2.9%

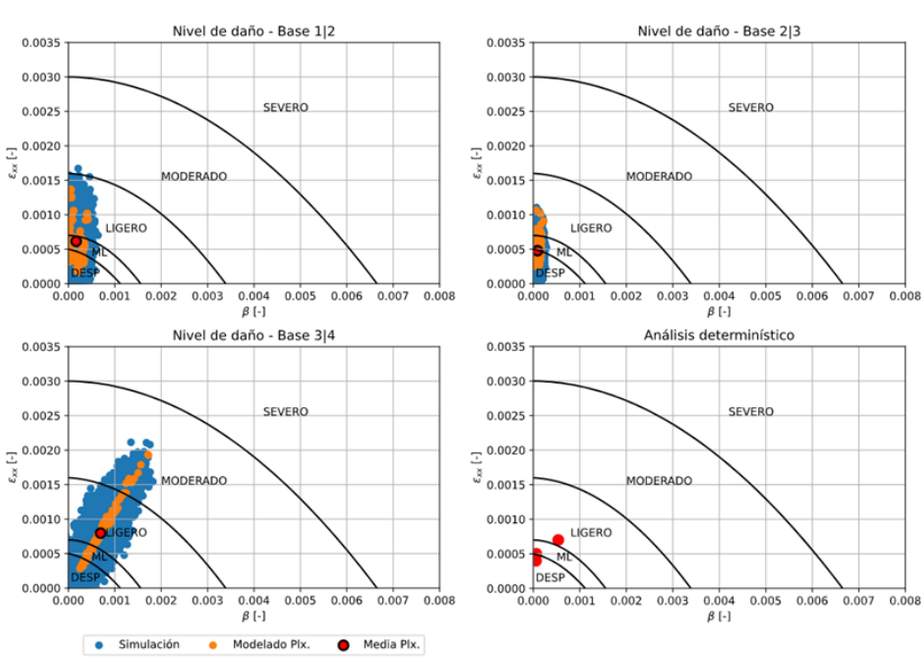


Figura 12. Estimación de daño - Análisis probabilístico.

Con los valores obtenidos, se puede calcular probabilidades de falla, para lo que es necesario proponer un valor umbral para cada parámetro en estudio. Se proponen los que se muestran en la Tabla 11.

Tabla 11. Valores umbral adoptados para calcular probabilidad de falla del sistema.

Parámetro	Valor umbral
Factor de seguridad Numérico SSR	1.0
Desplazamiento horizontal en la cabeza del muro	- 30 mm
Desplazamiento vertical en la cabeza del muro	- 35 mm

En la Tabla 12 se presentan probabilidades de falla asumiendo una distribución normal o log-normal para todos los estados límite considerados con distintos coeficientes de correlación entre las variables.

Tabla 12. Probabilidades de falla calculadas para distintas distribuciones asumidas con distintos coeficientes de correlación entre parámetros.

Distribución asumida	$\rho_{\phi-c'}$	$\rho_{\phi-fs}$	P [SSR < 1]	P [Ux > 30 mm]	P [Uy > 35 mm]
Normal	0.0	0.0	1e-7	3.1 %	5.4%
Log-normal	0.0	0.0	2e-10	4.8 %	6.4 %
Normal	-0.5	0.0	1e-7	4.2 %	6.4 %
Log-normal	-0.5	0.0	2e-10	5.8 %	7.4 %
Normal	-0.5	0.5	4e-8	3.3 %	5.4 %
Log-normal	-0.5	0.5	6e-11	5.0 %	6.4 %
Normal	-0.7	0.0	1e-7	4.7 %	6.8 %
Log-normal	-0.7	0.0	2e-10	6.2 %	7.8 %
Normal	-0.7	0.5	4e-8	3.8 %	5.7 %
Log-normal	-0.7	0.5	5e-11	5.4 %	6.8 %

5 CONCLUSIONES

Se realizó un diseño de excavación por bataches utilizando cuatro líneas de anclajes activos, que verifica los factores de seguridad requeridos, manteniendo los anclajes dentro de una tensión de trabajo por debajo de la tensión límite recomendada para anclajes temporarios (75% del límite de fluencia).
Se estimó también el daño en estructuras linderas, obteniéndose un desempeño aceptable según el modelo realizado.
La excavación fue realizada sin mayores inconvenientes y las estructuras vecinas no presentaron daños apreciables.
Se realizó luego un análisis probabilístico, para entender la susceptibilidad del modelo a los parámetros elegidos, cual es la variabilidad esperable en sus resultados y en función de esto se definió una probabilidad de falla para cada resultado relevado.
Este análisis mostró que en términos de estados límites últimos la probabilidad de falla es muy baja, equivalentes a un $\beta > 4.5$. Se debe tener en cuenta que este método es simplificado y linealiza la superficie de falla, lo que puede inducir un error grande en problemas con probabilidades de falla muy pequeñas.
Se podría estimar la probabilidad de falla en términos de SSR < 1 haciendo un análisis de simulación de Montecarlo sobre la última etapa de excavación y calculando el SSR de esta etapa, para contrastar el valor obtenido con la probabilidad estimada por el método FOSM utilizado en este trabajo. Esto implicaría un costo computacional muy grande puesto que se debe adoptar una distribución para las variables aleatorias y ejecutar un número elevado de corridas con valores simulados de estas variables.
Se estudió también la probabilidad de falla como la probabilidad de exceder deformaciones límites en la cabeza del muro submural. Estas probabilidades son razonablemente pequeñas, teniendo en cuenta que los valores límite son el orden de los 2 a 4 cm, y se producen por una excavación de 15 m de profundidad. Las probabilidades de falla de estos eventos son más altas, del orden de 0.1 %.
Se estimó también la probabilidad de exceder un nivel de daño para cada pórtico según el criterio de Boscardin. La probabilidad de exceder un nivel de daño ligero es menor al 3%.
Esto permite deducir que, en estas condiciones para excavaciones profundas (profundidad mayor a 10/12 metros), la serviciabilidad asociada a los desplazamientos del muro y el daño en las estructuras vecinas domina el diseño. Para tener desplazamientos compatibles con los límites en servicio se necesita un sistema que otorga un grado de seguridad al estado límite último superior al estrictamente necesario.

6 REFERENCIAS

1. *Actualización de la información geotécnica de los suelos de la Ciudad de Buenos Aires.* **Codevilla, Mauro y Sfriso, Alejo.** Buenos Aires : s.n., 2011.
2. *Une Méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés.* **Bustamante, Michel y Doix, Bernard.** 1985.
3. **Potts, David, y otros.** *Guidelines for the use of advanced numerical analysis.* 2002.
4. *Modelación numérica del procedimiento constructivo del túnel de la Avenida de Circunvalación - Córdoba, Argentina.* **Sottile, Mauro y Sfriso, Alejo.** 2018.
5. *El coeficiente de seguridad en la geomecánica computacional.* **Sfriso, Alejo O.** s.l. : CAMSIG, 2008.
6. *Building response to excavation-induced settlement.* **Boscardin, M.D. y Cording, E.J.** 1, s.l. : Journal of Geotechnical Engineering, 1989, Vol. 115. ISSN.
7. *Factors of safety and reliability in geotechnical engineering.* **Duncan, J.M.** 126(4), s.l. : Journal of geotechnical and geoenviromental engineering, 2000.
8. **Phoon, K.K. y Ching, J.** *Risk and reliability in geotechnical engineering.* s.l. : CRC Press, 2014.
9. *Point estimate for probability moments.* **Rosenblueth, Emilio.** 10, 1975, Proceedings of the National Academy of Sciences USA, Vol. 72, págs. 3912-3814.

Efectos de sitio sísmicos en el Gran Mendoza: Influencia de la topografia típica de terrazas

Juan Pablo Ibañez

juan.pablo.ibanez@ingenieria.uncuyo.edu.ar
Área Geotecnia - Instituto IMERIS, Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo, Centro Universitario (M5502KFA), Mendoza, Argentina

Arnaldo Mario Barchiesi

arnaldo.barchiesi@ingenieria.uncuyo.edu.ar
Área Geotecnia - Instituto IMERIS, Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo, Centro Universitario (M5502KFA), Mendoza, Argentina

RESUMEN: Las condiciones topográficas tienen incidencia directa en la respuesta sísmica local. En el Gran Mendoza son caracteristicos perfiles geotécnicos integrados por depósitos superficiales de arenas y limos más recientes que descansan sobre aluviales gruesos de gran espesor. La características topográficas de los perfiles regionales rsponden a la influencia de las primeras estribaciones montañosas: los depósitos superficiales tienen una suave y variable pendiente regional descendiente al Este, interrumpida por saltos de nivel con traza Norte-Sur, formando terrazas con alturas variables. El modelado dinámico unidimensional utilizado tradicionalmente en esta temática no puede considerar el efecto de la topografia de terrazas en su modelo geométrico. Por tal motivo, el problema no puede ser correctamente modelado, resultando mas adecuado aplicar modelado bidimensional. En este trabajo se analizan algunas secciones representativas de perfiles topográficos típicos de terrazas, variando su altura y pendiente. El modelado bidimensional se efectúa por elementos finitos, aplicando un modelo constitutivo elastoplástico con degradación dinámica de la rigidez del suelo. Mediante la comparación de los resultados se estudia la influencia de la topografía de terrazas sobre la respuesta sísmica local. Se presentan y discuten resultados conducentes a conclusiones orientativas respecto de la incidencia de la topografía en la amplificación sísmica.

Palabras clave: MODELADO NUMÉRICO, EFECTO DE SITIO, SISMO, SUELOS, DINÁMICA.

1 INTRODUCCIÓN

El Gran Mendoza es un área metropolitana que incluye y rodea a la Ciudad de Mendoza, recostada sobre el piedemonte precordillerano al oeste y extendiéndose sobre la planicie sedimentaria al este. La ciudad de Mendoza fue fundada en el año 1561 en la zona de un asentamiento huarpe preexistente [1]. La comunidad huarpe local se había asentado a lo largo de un conjunto de canales ramificados de sentido sur-norte que desviaba parte del caudal del río Mendoza y les permitía desarrollar una economía de subsistencia. Estas canalizaciones fueron ejecutadas aprovechando las pendientes y saltos topográficos de la región, consecuencia de la intensa actividad sísmica dominada por fallas compresivas y estructuras plegadas complejas. La figura 1 muestra el plano mas antiguo de la retícula de la Ciudad de Mendoza, del año 1781, con sus cursos de agua y regiones aledañas, archivado en el museo histórico de Chile [2]. En destaque se observa el área aproximada de expansión de la ciudad luego del terremoto que asolaría la ciudad el 20 de Marzo de 1861. Este fue uno de los terremotos más destructivos de la República Argentina, dejando un saldo de 6.000 muertos sobre una población total de 18.000 habitantes. Su intensidad fue de IX grados Mercalli y estuvo asociado a la falla “La Cal”, de unos 31km de longitud y que atraviesa la ciudad en sentido norte-sur[3][4].

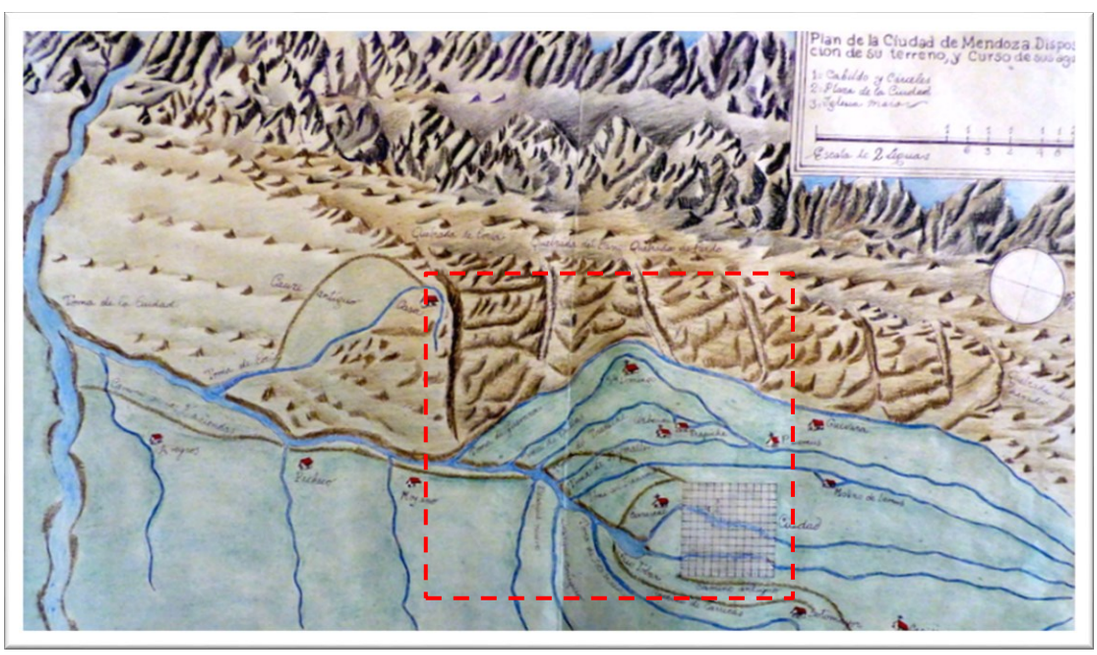


Figura 1. Plano de la Ciudad de Mendoza de 1871 con detalle de su topografía y cursos de agua. Área de expansión de la ciudad luego del terremoto de 1861 [2].

El sector presenta deformaciones por el intenso neotectonismo cuaternario en forma de rupturas, pliegues y fallas de distintas características, pero que conservan cierta linealidad (ver Figura 2). El frente orogénico se compone por fallamientos de distintos tipos. Las principales fallas son inversas de actividad holeocénica (últimos 10 mil años) con orientación NW-SE. Los tipos de sismos en esta zona son de tipo intraplaca corticales someros. Estos movimientos aumentan su frecuencia en el actual frente orogénico de Mendoza, que se ubica principalmente en el piedemonte oriental de la precordillera e integra al sector de máxima sismicidad histórica del país [3][4].
Algunos sistemas de fallas merecen especial mención, por su relación con el área urbana:

- La falla "Cerro de La Cal", ubicada en sector urbanizado, corta en sentido Norte-Sur el tejido urbano (eje de las calle Perú - Belgrano). Presenta un buzamiento hacia el Este, variable entre 40° a 50°, y las escarpas muestran alturas variables entre 2 y 3 m. Su longitud es de unos 31 km aproximadamente, y se estima un movimiento anual de 0.21 mm con intervalos de recurrencia de 1.300 años [3][4][5]. El desnivel o escarpa llega a 1.2 m, diferencia utilizada para la construcción del terraplén del Ferrocarril Belgrano. El último movimiento holeocénico se corresponde al gran sismo de 1861, donde se generaron importantes deformaciones.
- Sistema de fallas "Cerro La Gloria" y "Cerro el Cristo", localizados al Oeste de los cerros de sus respectivos nombres. Son fallas inversas con 76° Este de inclinación, se pueden observar en superficie ya que coinciden con la geomorfología de lomadas piedemontanas. Las trincheras realizadas a lo largo del Arroyo Frías y en las inmediaciones del anfiteatro del Cerro La Gloria, revelaron una escarpa de 2 m de altura [3][4][5].

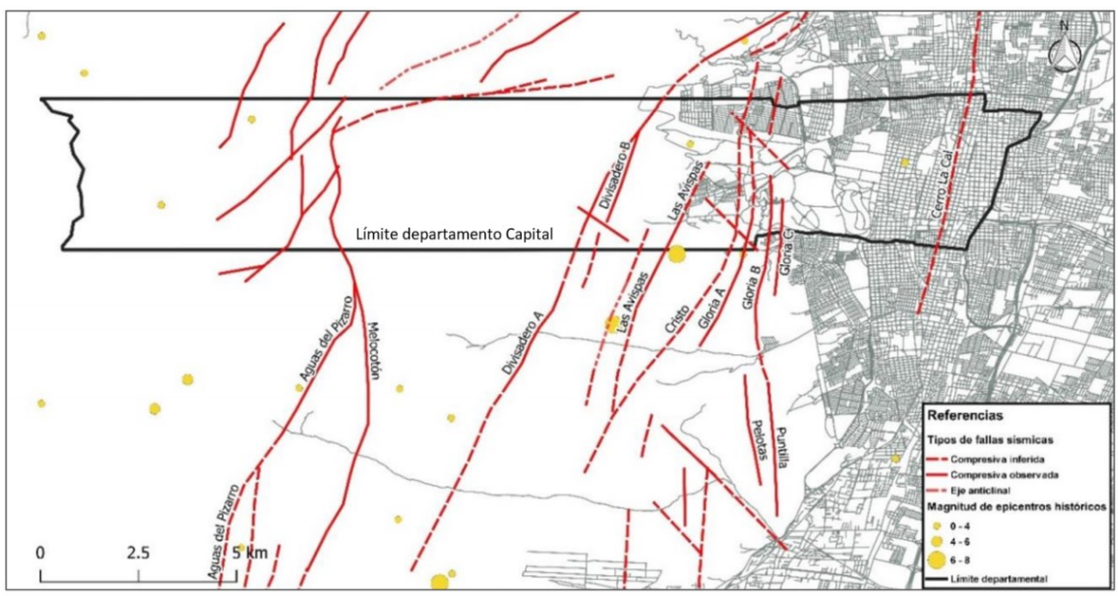


Figura 2. Plano actual del Gran Mendoza con mapeamiento de las trazas de las fallas geológicas que la atraviesan, y localización de los epicentros históricos.

El estudio geomorfológico de la zona en superficie y sub-superficie indica que se pueden destaca cuatro sectores en sentido oeste-este: precordillera, piedemonte, depresión y playa (ver figura 3). En el sector del piedemonte, la pendiente oscila entre el 8% en su parte occidental y un 4% promedio en su parte oriental [3]. En los sectores de depresión (potentes depósitos sedimentarios) y playa (depósitos sedimentarios de menor espesor), netamente urbanos, presentan bajas pendientes y la orientación del escurrimiento se orienta hacia el noreste. Toda la región está conformada por depósitos aluviales del Cuaternario, con espesores variables de 5 a 25 m de profundidad dependiendo del sitio considerado. Estos depósitos relativamente sueltos y poco rígidos son los responsables de los principales efectos de amplificación sísmica, y sobre yacen a depósitos predominantemente constituidos por gravas gruesas y mucho más rígidas, que constituyen el bedrock (lecho rocoso) del área.
Como consecuencia de los efectos sísmicos acumulados en la zona, la topografía local se caracteriza por la formación de "terrazas" relacionadas principalmente con las escarpas históricas de falla. Esta particularidad, junto con las características de la composición litológica y sedimentológica en profundidad, afectan la respuesta dinámica de un determinado sitio ante solicitaciones provocadas por eventos sísmicos.

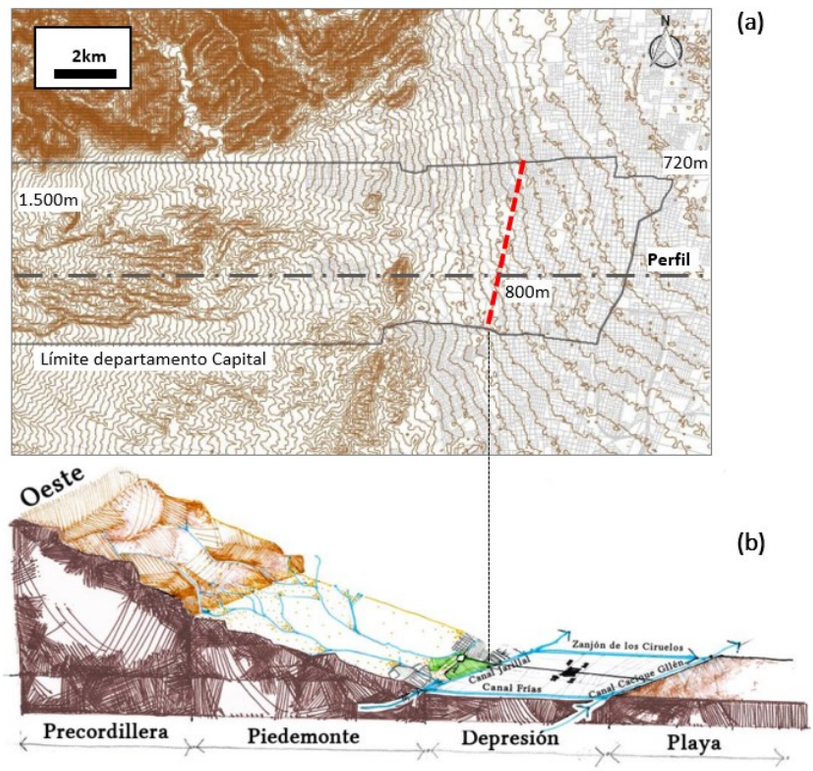


Figura 3. a) Plano altimétrico de un sector del Gran Mendoza con curvas de nivel cada 10 metros. En destaque límite entre las zonas de piedemonte y depresión, y el perfil de corte; b) Esquema geomorfológico del perfil de corte.

Perfiles geotécnicos detallados de la zona muestran depósitos superficiales de arenas y limos más recientes que descansan sobre aluviales gruesos de gran espesor. Los depósitos superficiales tienen una suave y variable pendiente descendiente al Este, generados bajo la influencia de las primeras estribaciones montañosas de la precordillera. Esta sueve pendiente es interrumpida a intervalos irregulares por saltos de cota asociados a escarpas y plegamientos, denominados aquí “terrazas”. Es común además la presencia de depósitos irregulares de limos, arcillas o gravas, generados por cauces torrenciales transitorios, con configuraciones diversas.

Este trabajo pertenece a una línea de investigación sobre los efectos de sitio sísmico en el Gran Mendoza. Esta línea de investigación aplicada busca generar una base de conocimiento confiable que permita caracterizar la respuesta sísmica local, lo que se entiende como fundamental dado el elevado peligro sísmico de la zona. Las referencias [6][7][8][9][10][11][12][13][14][15][16][17][18][19] señalan los trabajos realizados en esta temática.

Para avanzar en la cuantificación de estos efectos de terraza se requiere la determinación de la respuesta sísmica en superficie para un perfil dado mediante modelado bidimensional (2D). En el presente trabajo se evalua el efecto sobre la amplificación sísmica superficial de la topografía típica de terrazas que predomina en el Gran Mendoza, mediante modelado numérico a dos dimensiones en perfiles de talud simples. El presente estudio, así como los anteriores citados, busca obtener conclusiones sobre la necesidad de avanzar hacia una microzonificación sísmica suficientemente detallada y actualizada del Gran Mendoza.

2 TOPOGRAFÍA DE TERRAZAS EN EL GRAN MENDOZA

La figura 4 muestra un mapa de altimetría de del Gran Mendoza en lo que respecta al departamento Capital y parte de sus municipios vecinos al norte, este y sur. En el mismo se observa la pendiente regional principal oeste-este junto con una mas suave pendiente sur-norte. Los tres perfiles A, B y C destacados en la figura son mostrados en la figura 5.

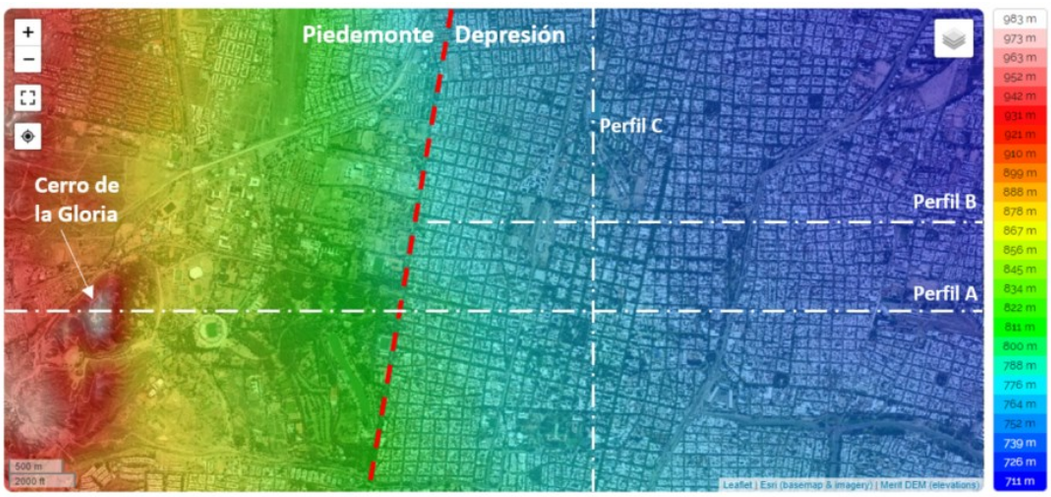


Figura 4. Altimetría de un sector del Gran Mendoza, y trazas de los perfiles mostrados en la figura 5.

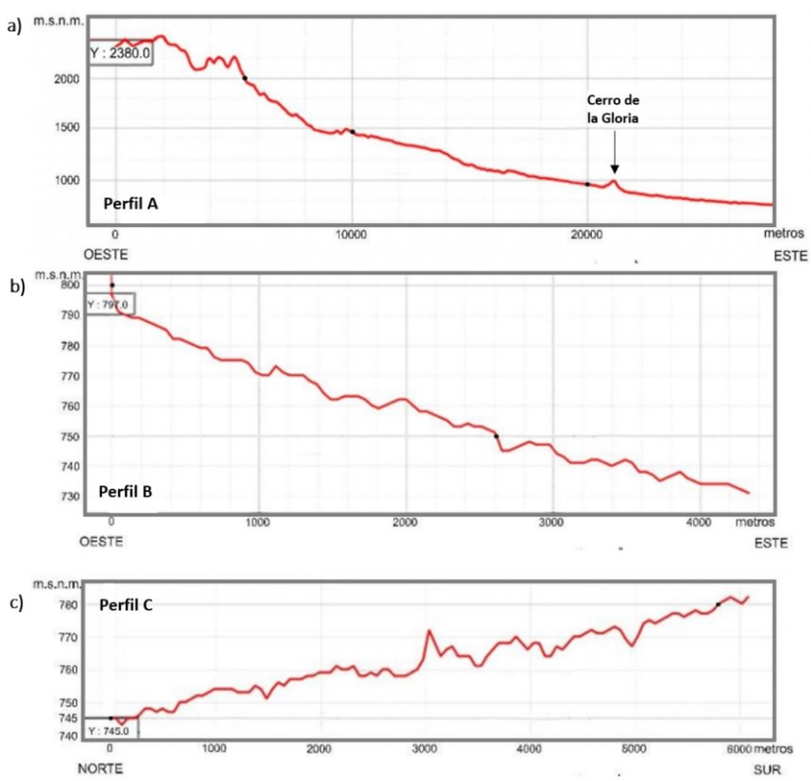


Figura 5. Perfiles topográficos del Gran Mendoza: a) Perfil A oeste-este en precordillera, piedemonte y zona urbana; b) Perfil B oeste-este en zona urbana; c) Perfil C norte-sur en zona urbana.

Los perfiles, especialmente B y C, muestran claramente la topografía de terrazas, donde una suave pendiente global es interrumdipa por saltos de cota de magnitud y distribución espacial un tanto aleatoria. A modo de ejemplo, las figuras 6 y 7 presentas algunas terrazas de diferente altura en el Campus Universitario Mendoza. Terrazas como estas son encontradas en numerosos puntos del Gran Mendoza, con saltos de hasta mas de 10 metros.

Figura 6. Terrazas simples en el Campus Universitario Mendoza.

Figura 7. Terrazas de múltiples niveles en el Campus Universitario Mendoza.

3 PERFIL DE TERRAZA PARA ANÁLISIS BIDIMENSIONAL

Se propone investigar cualitativalemte el efecto de la topografía de terrazas en la respuesta sismica local. Para lo cual se adoptó un perfil de terraza conceptual simple, que es presentado en la figura 8. El mismo fue asumido como siendo de un único suelo, con un nivel de base de H = 7 m, indicando una profundidad del bedrock de 7 m. Se plantea un talud de base b = 25 m, y alturas de h = 5 y h = 10 m. Se trata de una inclinación suave a moderada, sin la presencia de una obra de gravedad (por ejemplo un muro) para salvar el salto de cota.

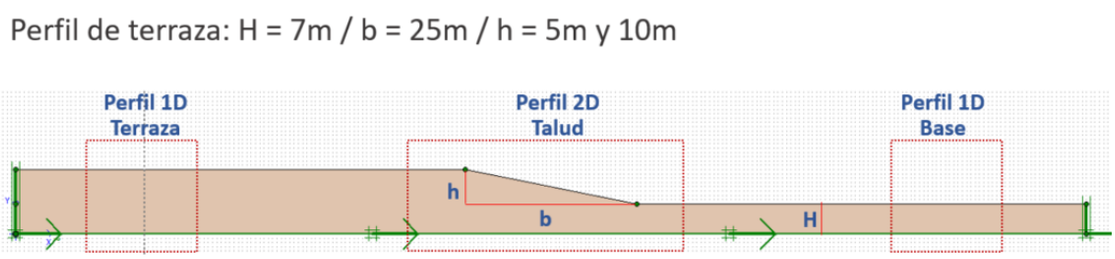


Figura 8. Perfil de terraza simple adoptado para el análisis dinámico.

Con respecto al suelo del perfil, se propusieron dos opciones, como se muestra en la tabla 1:

- una arena limosa, correspondiente a suelos mas superficiales, de menor densidad y velocidad de onda de corte.
- una grava arenosa, correspondiente a suelos presentes mas en profundidad, con mayor densidad y velocidad de onda de corte.

Tabla 1. Parámetros geotécnicos de los suelos adoptados para el perfil de análisis.

N°	Suelo	Clasif. SUCS	γ [kN/m³]	Vs [m/s]	ν	G_0 [kN/m2]	γ0,7	ϕ	Obs.
1	ARENA LIMOSA	SM	16,0	280	0,3	127.900	2,5.10-4	32	Seed & Idriss
2	GRAVA ARENOSA	GP	20,4	360	0,3	269.500	2,0.10-4	38	Rollins

Las curvas de degradación del módulo de corte dinámico (G) para cada material se presentan en la Figura 9. Para obtener las curvas se utiliza la expresión propuesta por Santos & Correa [20] definida por la ecuación (1):

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + a\left(\frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}\right)} \qquad (1)$$

Donde a = 0,385 y $\gamma_{0,7}$ es la distorsión angular correspondiente a 30% del decaimiento. Los parámetros de esta curva para cada material se presentan en la Tabla 1. Con esta ecuación de ajustaron las curvas propuestas en la bibliografía por:

- Seed & Idriss para la arena [21].
- Rollins para la grava [22].

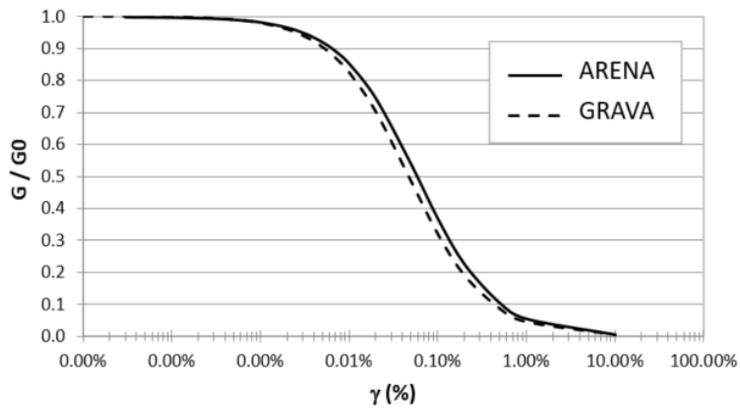


Figura 9. Curvas de degradación del módulo de corte de los suelos adoptados para análisis.

4 MODELADO NUMÉRICO 2D

4.1 *Secciones de análisis*

Fueron definidas cinco secciones de 150 m de ancho, y alturas según cada caso (ver figura 10):

- Sección 1: Sección para análisis 1D - topografía horizontal para el perfil de base.
- Sección 2: Sección para análisis 1D - topografía horizontal para el perfil de terraza h = 5 m.
- Sección 3: Sección para análisis 1D - topografía horizontal para el perfil de terraza h = 10 m.
- Sección 4: Sección para análisis 2D para el perfil de talud de h = 5 m.
- Sección 5: Sección para análisis 2D para el perfil de talud de h = 10 m.

En cada caso se generó una malla de elementos finitos triangulares (con 15 nodos por elemento).

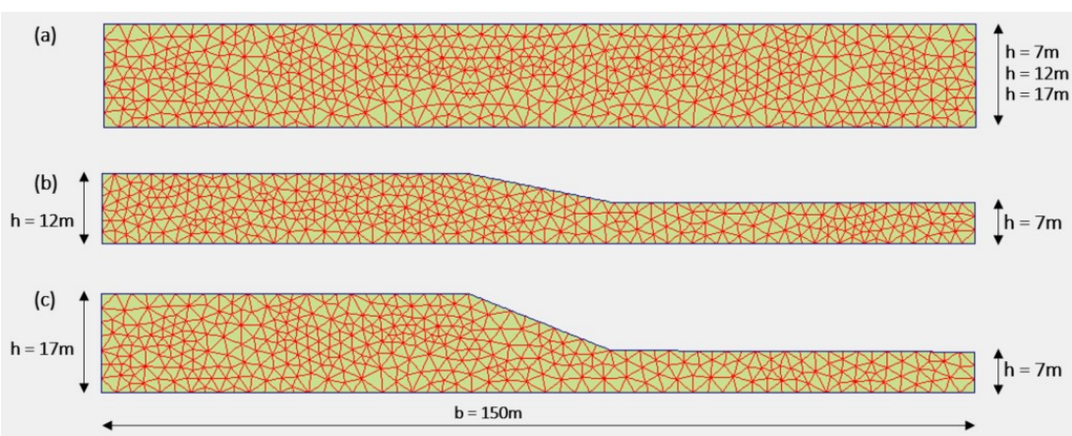


Figura 10. Secciones de análisis: a) Secciones 1, 2 y 3; b) Sección 4; c) Sección 5.

Se establecieron las siguientes condiciones de borde estáticas:

- restricción al desplazamiento vertical y horizontal en la base;
- restricción al desplazamiento horizontal en los laterales.

Y las siguientes condiciones de borde dinámicas:

- solicitación sísmica en la base (aceleraciones en los nodos de la base de la malla);

- contornos absorbentes en base y laterales (condiciones de contorno especiales aplicadas a los nodos de borde de malla para absorber las tensiones generadas por la solicitación sísmica, impidiendo así su reflexión hacia el interior de la sección, lo que alteraría el resultado).

4.2 *El modelo constitutivo*

Para el modelado por el m[etodo de los elementos finitos (MEF) e eligió un modelo constitutivo elastoplástico tipo Mohr-Coulomb, pero que incluye una formulación específica para llevar en consideración la degradación de la rigidez transversal con el nivel de deformaciones [23]. La curva de degradación se define por la ecuación 1, y las curvas utilizadas corresponden a las presentadas en la figura 9. En lo referente al amortiguamiento, el mismo surge del propio decaimiento de la rigidez al corte con la deformación. Este provoca histéresis del suelo cuando es sometido a ciclos de carga-descarga-recarga, y de esta forma se produce un amortiguamiento material asociado al área encerrada por el ciclo de histéresis. Adicionalmente, el modelo constitutivo incluye un amortiguamiento global C del tipo Rayleigh que actúa sobre la velocidad, y es definido proporcional a la matriz de masa M (parámetro α) y a la matriz de rigidez K (parámetro β) del sistema, según la expresión (2):

$$C = \alpha . M + \beta . K \qquad (2)$$

En este caso se utilizaron valores por defecto del software (α = 0,001 y β = 0,01; [23].
Los otros parámetros utilizados en este modelo son los parámetros elásticos (ver Tabla 1): Módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, y los parámetros de resistencia al corte de Mohr-Coulomb: cohesión y ángulo de fricción interna.

4.3 *Señal de entrada*

La señal sísmica a aplicar como solicitación en la base de las secciones es un acelerograma representativo de la actividad sísmica del Gran Mendoza (ver figura 11). Este se obtuvo de manera sintética [7] a partir del espectro de diseño del reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I, versión 2008. La señal corresponde a la zona sísmica 4, suelo tipo 1 (roca o formaciones similares Vs>700m/s, a suelos muy densos sobre roca Vs>350m/s). La aceleración pico (PGA en el *bedrock*) es de 3,43m/s^2 (correspondiendo al valor de norma 0,35g).

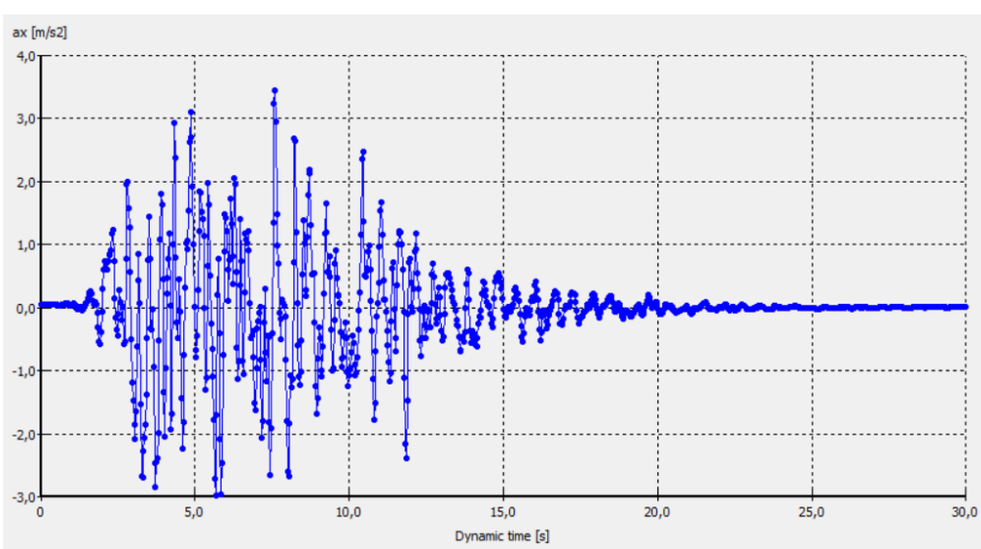


Figura 11. Acelerograma del sismo de entrada utilizado.

5 RESULTADOS

El análisis se centró en calcular y comparar en cada caso el Factor de Amplificación FA, dado por la expresión (3). Se define el FA de Pico como el cociente de las aceleraciones pico (PGA) del acelerograma de salida (en superficie) y de entrada (en la base), indicado este último aspecto con los subíndices "sal" y "ent".

$$FA = \frac{PGA_{sal}}{PGA_{ent}} \qquad (3)$$

5.1 *Perfil de suelo 1 (arena limosa)*

Primeramente se analizaron las cinco secciones para el suelo 1 correspondiente a la arena limosa y el acelerograma del sismo de entrada al 100%. Los resultados son mostrados en la figura 12.

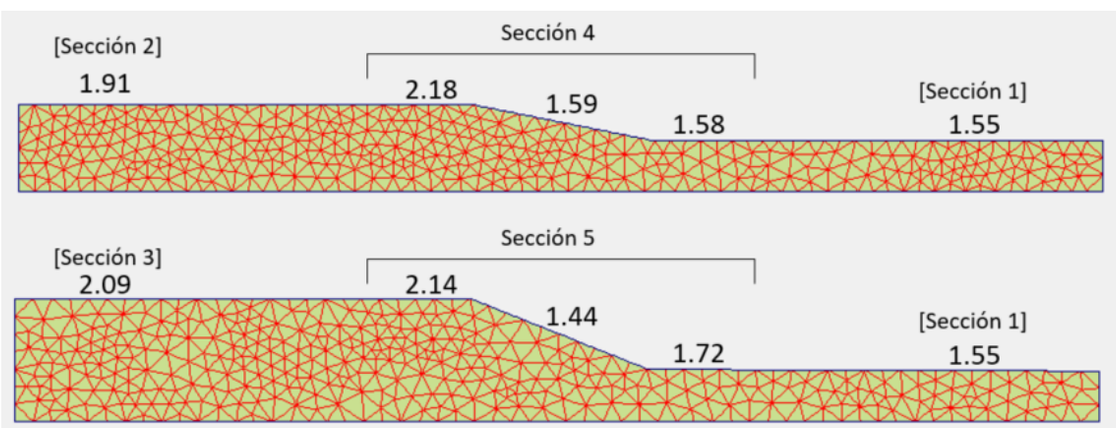


Figura 12. Factor de amplificación para suelo 1 (arena limosa).

5.2 *Perfil de suelo 2 (grava arenosa)*

Seguidamente se analizaron las cinco secciones para el suelo 2 correspondiente a la grava arenosa y el acelerograma del sismo de entrada al 100%. Los resultados son mostrados en la figura 13.

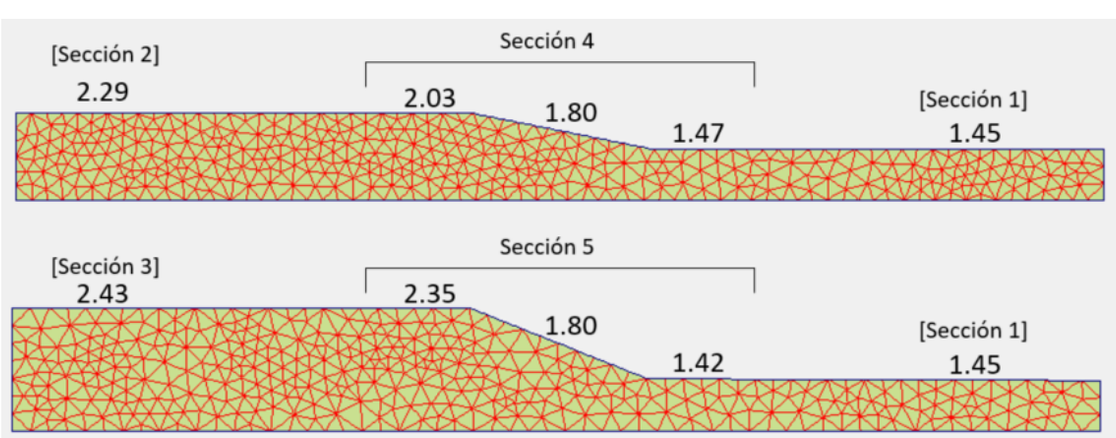


Figura 13. Factor de amplificación para suelo 2 (grava arenosa).

5.3 *Perfil de suelo 1 (arena limosa) variando intensidad del sismo*

A seguir se analizó la sección 4 para el suelo 1 correspondiente a la arena limosa, altura de talud h = 5 m, y el acelerograma del sismo de entrada escalado al 25%, 50%, 100% y 150%. Los resultados para la base, mitad y alto del talud son mostrados en la figura 14. Adicionalmente la figura 15 presenta los perfiles de FA para la misma condición, lo que permite observar la variación lateral del FA en la terraza.

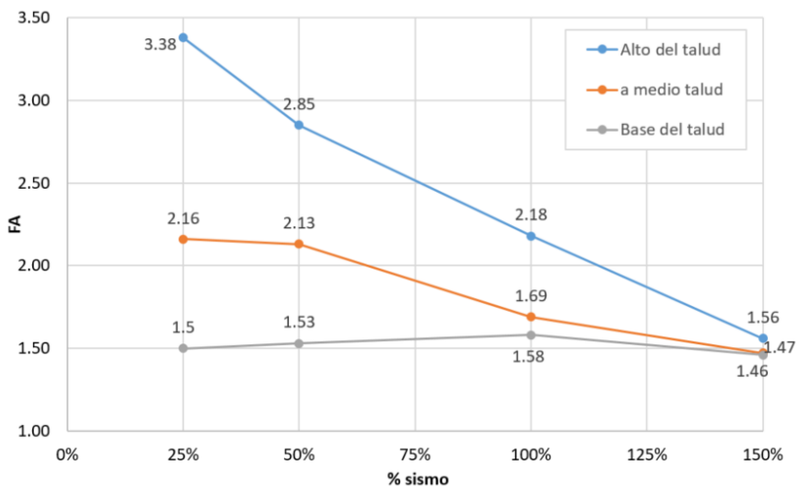


Figura 14. Factor de amplificación para suelo 1 (arena limosa) y el acelerograma del sismo de entrada escalado al 25%, 50%, 100% y 150%.

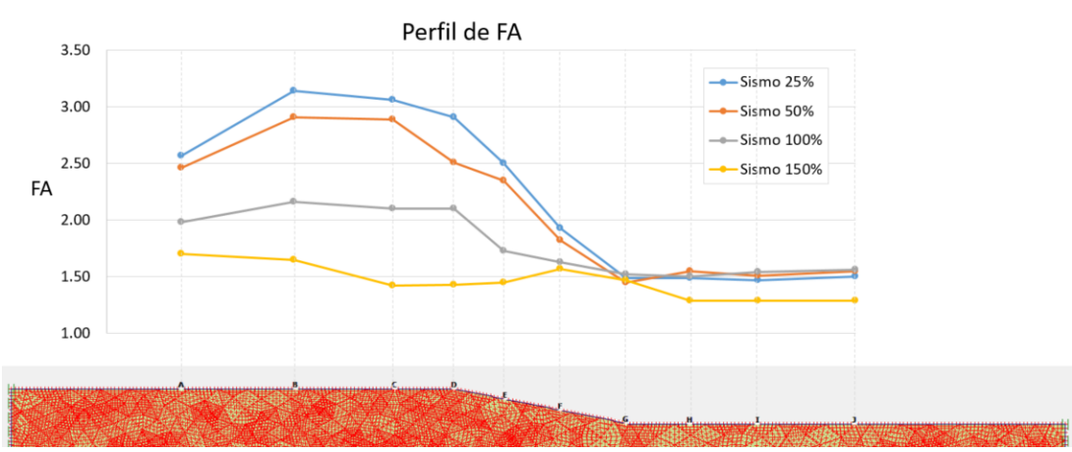


Figura 15. Perfil del Factor de Amplificación para suelo 1 (arena limosa) y el acelerograma del sismo de entrada escalado al 25%, 50%, 100% y 150%.

6 DISCUSIÓN

Los resultados para el suelo 1 (arena limosa), presentados en la figura 12, indicaron un aumento significativo del FA en la parte alta del talud (sección 4 y 5), donde el efecto del talud llevó al FA por encima del valor de referencia unidimensional (secciones 2 y 3) en hasta un 14%. Por otro lado, no se afectó significativamente en la base del talud, donde el FA no varió o aumentó un poco. A mitad de talud se obtuvieron valores cercanos a la base del mismo. Esta tendencia se comprobó para ambas

alturas de talud. En este caso, pues, el modelado 2D mostró mayores valores de FA que el modelado 1D, en la zona alta del talud.
Los resultados para el suelo 2 (grava arenosa), presentados en la figura 13, no mostraron un aumento del FA en la parte alta del talud (sección 4 y 5), y el efecto del talud no llevó al FA por encima del valor de referencia unidimensional (secciones 2 y 3). De igual forma, no se afectó significativamente en la base del talud, donde el FA no varió. A mitad de talud los valores de FA estuvieron en un valor medio entre la base y alto del talud. Esta tendencia se comprobó para ambas alturas de talud. En este caso, pues, el modelado 2D no mostró mayores valores de FA que el modelado 1D.
Finalmente, los resultados para el suelo 1 (arena limosa) con el acelerograma escalado, presentados en la figura 14, indicaron una clara tendencia. A menor porcentaje del sismo aplicado, aumento consistentemente el FA para el alto del talud y para la mitad de talud. En cambio, para la base del talud el valor de FA no mostró practicamente variación. Los perfiles de variación lateral de FA de la figura 15 muestran claramente que el sector crítico es en la zona de terraza cercano al coronamiento del talud. En ese sector se concentran las mayores amplificaciones, que exceden a las amplificaciones en el sector de la terraza mas distante del coronamiento del talud. La situación contrasta con la base del talud, donde no se observan variaciones en las amplificaciones bajo ninguna condición.
El caso del sismo escalado a 150% en particular, dadas las elevadas aceleraciones, el suelo experimenta importantes distorciones angulares, lo que implica en una acenturada degradación del módulo de corte, así como mayores valores de amortiguamiento. De esta forma, la respuesta amplificada en superficie aparece mas plana, siendo menor la imfluencia de la amplificación topográfica, contrariamente a lo observado en la respuesta para sismo escalado a 25% y 50%.

7 CONCLUSIONES

El área del Gran Mendoza, siendo una zona de elevada sismicidad, posee una topografía típica de terrazas debido a las deformaciones por el intenso neotectonismo cuaternario, que dio lugar a rupturas, pliegues y fallas con escarpas de distinta magnitud. Esta topografia de terrazas fue modelada numericamente a dos dimensiones en secciones conceptuales simples, a fin de obtener una tendencia de la variación del Factor de Amplificación con respecto al modelado meramente unidimensional. Se consideraron dos tipos de suelo representativos de los perfiles geotécnicos del Gran Mendoza, y se utilizó como solicitación dinámica de base un acelerograma representativo de la actividad sísmica del Gran Mendoza. El mismo se escaló en magnitud a fin de obtener una sensibilidad de la FA en función de la máxima aceleración de entrada.
El análisis global de los resultados mostró que la topografía de terrazas tiene una influencia variable en la respuesta sísmica local, dependiendo del tipo de suelo, magnitud del salto de cota y magnitud del sismo. El efecto de amplificación topográfica se dá principalmente en el sector de la terraza cerce del coronamiento del talud. En algunos casos se verificó que el modelado 2D arrojó un FA mayor que el correspondiente FA de un análisis 1D, evidenciando la influencia de las hipótesis de modelado en los resultados. Así se refuerza la importancia de modelar las terrazas mediante análisis bidimensional.
Las respuestas en superficie, pues, varia considerablemente en el pie y coronamiento del talud, para el mismo evento sísmico, especialmente para sismos de menor magnitud, que son los mas frecuentes. Esta situación obviamente repercutirá en el desempeño de las estructuras que se encuentren en dichos sitios. El modelado unidimensional se mostró limitado al no poder modelar la característica bidimensional del talud, subestimando en hasta un 14% la amplificación sísmica para el suelo 1 correspondiente a una arena limosa.
La complejidad e importancia del área urbana del Gran Mendoza, hacen que resulte imprescindible comprometer esfuerzos orientados a avanzar hacia una microzonificación sísmica detallada y actualizada, útil a los fines de adecuar la normativa estructural vigente y así auxiliar al proceso de toma de decisiones en materia de planificación urbana y protección civil.

REFERENCIAS

[1] Ponte, J. R. (2008). Mendoza, aquella ciudad de barro. Ilustrado: historia de una ciudad andina desde el siglo XVI hasta nuestros días. 1° ed., Buenos Aires, Consejo Nacional Investigaciones Científicas y Técnicas. CONICET.

[2] Plan Municipal de Ordenamiento Municipal 2019. Ciudad de Mendoza, 2019. Documento digital. Fuente: https://ciudaddemendoza.gob.ar/wp-content/uploads/2019/04/PMOT.pdf

[3] Cisneros, H.A. (2017). Evaluación del peligro sísmico - estimación del riesgo. Mendoza, Argentina: De las "Bases para Concurso Nacional de Máster Plan, Ideas y Anteproyecto del Ecoparque de Mendoza." Recuperado de www.camza.org.ar/concurso-ecoparque.

[4] Moreiras, S. M., Giambiagi L. B., Spagnotto S., Nacif, S., Mescua, J. y Toural, R (2014). Current active front of the Central Andes at Mendoza city latitude (32º50'-33ºS). Andean Geology. Volumen 41, N° 2, pp. 342-361., doi: http://dx.doi.org/10.5027/andgeoV41n2-a04.

[5] Moreiras, S.M. (2010). Riesgos geológicos del piedemonte mendocino. En Vich A. y Gudiño M. E., Amenazas Naturales de Origen Hídrico en el Centro-Oeste Árido de Argentina. Diagnóstico y Estrategias para su Mitigación y Control en el Gran San Juan y Gran Mendoza (pp. 75 - 90). Mendoza, Argentina: Zeta Editores.

[6] Mancipe Herrera C.A., Análisis de la Respuesta Sísmica Local en el Área Urbana del "Gran Mendoza", Anexos Tesis de Maestría Estructural, 2014, pp:14.

[7] Mancipe Herrera C.A., Análisis de la Respuesta Sísmica Local en el Área Urbana del "Gran Mendoza", Tesis de Maestría Estructural, 2014, pp:44-60.

[8] Barchiesi A.M., Mancipe - Herrera CA. Seismic site effects in the city of Mendoza and surroundings (Argentina). Proc. of the 18th ICSMGE 'Challenges and Innovation in Geotechnics', Paris, 2013.

[9] Barchiesi A.M. y Mancipe C.A. Efectos de sitio sísmicos en la ciudad de Mendoza y alrededores: avances en la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos. XXI Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (XXI CAMSIG 2012). ISBN 978-987-28643-0-9. Rosario, 2012.

[10] PEN - Poder Ejecutivo Nacional, Ministerio de Obras y Servicios, Microzonificación Sísmica del Gran Mendoza, Mendoza, 1989.

[11] A. Barchiesi y T. Schnetzer, Efectos de Sitio en la Respuesta Sísmica del Terreno: Problemática General y Aplicación al Área Urbana del Gran Mendoza, 8vo EIPAC, Mendoza, 2009.

[12] F. Silvestri, A.M. Barchiesi, C.A. Mancipe H., F.Mingorance, A.D'Onofrio, D.Esposito, A.Penna, L.Evangelista, M.Mucciarelli Experimental and analytical study of the seismic response of the urban area of Mendoza (Argentina), 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering ICEGE. Christchurch, New Zeland. 2015.

[13] Barchiesi A.M. Efectos de Sitio Sísmicos en el Área Urbana del Gran Mendoza: Intensificación de los Estudios, Informe Final Proyectos Bienales 2007 - 2009, Universidad Nacional de Cuyo.

[14] Barchiesi A.M., Fernández F., Placci M. 2010. Construcción de una Columna Resonante y Primeras Mediciones, XX CAMSIG 2010, Mendoza, Argentina, 2010.

[15] Barchiesi A.M., Schnetzer T.F., Howe C.E. 2010. Efectos de Sitio Sísmicos en Mendoza: Estimaciones Iniciales, XX CAMSIG 2010, Mendoza, Argentina, 2010.

[16] Barchiesi A.M., La Planificación Urbana en Relación con la Problemática Sísmica, Revista "La Ingeniería", Nº1103 del Centro Argentino de Ingenieros (CAI) en edición especial por el "Congreso Mundial y Exposición INGENIERIA 2010 – ARGENTINA: Tecnología, Innovación y Producción para el Desarrollo Sostenible", Buenos Aires, 2010.

[17] Ibañez, J.P., Corazza, J.I., Howe, C.E. y Barchiesi, A.M. Modelado numérico de efectos de sitio sísmicos en el Gran Mendoza mediante análisis bidimensional. XXIII CAMSIG2016, Santa Fé, Argentina.

[18] IBAÑEZ, J.P. ; Perez, G. E. ; Barbagelata, J. M. ; Barchiesi, A. M. Seismic site effects over a two-dimensional geotechnical profile in Mendoza City. 7th International Conference on Earthquake

Geotechnical Engineering (ICEGE), 17 - 20 June 2019. Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions – Silvestri & Moraci (Eds) 2019 Associazione Geotecnica Italiana, Rome, Italy, ISBN 978-0-367-14328-2.

[19] IBAÑEZ, J.P.; Pérez, G. E.; Juan, L.M.; Barbagelata, J.M.; Barchiesi, A.M., Efectos de sitio sísmicos en el Gran Mendoza: Incidencias de las variaciones bidimensionales topográficas y geotécnicas. XXIV Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica - CAMSIG, Salta, Argentina. 17 a 19 de Octubre de 2018.

[20] Santos, J.A., Correia, A.G., Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil. In Proceedings 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Istambul, Turkey, 2001, Vol. 1, 267-270.

[21] Seed HB, Idriss IM. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley, California, 1970.

[22] Rollins K.M., Evans M., Diehl N. and Daily W., Shear modulus and damping relationships for gravels. J. of Geotechnical and Geoevironmental Engrg., 124 (5), 1998, pp. 396-405.

[23] Vermeer, P.A. & Neher, H. (1999). A soft soil model that accounts for creep. In R.B.J. Brinkgreve, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam, 249-261.

Previsión del volumen de caída de rocas en un talud crítico en Mendoza, Argentina

J.P. Ibañez

juan.pablo.ibanez@ingenieria.uncuyo.edu.ar
Área Geotecnia - Instituto IMERIS, Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo, Centro Universitario (M5502KFA), Mendoza, Argentina

RESUMEN: La ruta internacional N°7 conecta la provincia de Mendoza con la región central de Chile, incluyendo su capital, Santiago. Esta conexión, estratégica para la región, hace posible el flujo comercial con el Océano Pacífico. Su traza cruza la cordillera de los Andes, abriéndose paso entre las montañas y el estrecho valle del rio Mendoza. Muchos eventos de caída de rocas se han sucedido en diferentes taludes laterales críticos en precordillera y alta montaña, inducidos por acción sísmica o más generalmente durante periodos lluviosos. Estos eventos producen muchas veces fatalidades y daños económicos, al interrumpir el tránsito durante horas e incluso días. En el presente trabajo se analiza un talud crítico situado en el área del túnel No. 3, la cual ha experimentado cerca de 20 eventos de inestabilidad registrados. A partir del relevamiento de información disponible sobre el talud, se propone un modelo geomecánico del mismo. Para el análisis de inestabilidad se utiliza el método numérico Discrete Deformation Analysis (DDA), que realiza análisis dinámico de sistemas discretos de bloques. Como resultado del análisis se obtiene una previsión del volumen de roca movilizado esperable en un futuro evento, y sus consecuencias para el normal tránsito de la ruta.

Palabras clave: TALUDES, CAÍDA DE ROCAS, RESISTENCIA AL CORTE, DDA, MODELADO DISCRETO

1 INTRODUCCIÓN

La ruta internacional N°7 es parte del corredor bioceánico que conecta la Ciudad Autónoma de Buenos Aires hasta el límite con Chile, atravesando cinco provincias del centro del país. Se trata de una vía de alto valor estratégico y fundamental para el transporte de cargas internacional, pues vincula los países del Mercosur con los puertos del pacífico en la región central de Chile a través del Paso Internacional Cristo Redentor. Su traza en la provincia de Mendoza atraviesa la precordillera y cordillera de los Andes por el valle del río Mendoza, abriéndose paso entre el río y los cordones montañosos así como lo hace la traza del hoy inactivo tren trasandino. La topografía accidentada y compleja hizo necesaria la realización de numerosas obras de ingeniería, incluidos túneles, cobertizos y perfilados de taludes en roca.
Numerosos eventos de caídas de rocas y otras formas de inestabilidad de taludes han tenido lugar en diversas laderas a lo largo de la ruta. A partir de la relativamente escasa información histórica de estas áreas remotas, se pudieron recopilar unos 361 eventos históricos hasta 2009, a partir de periódicos locales, reportes del ferrocarril transandino, informes de la Dirección Nacional de Vialidad y diarios de antiguos viajeros. Estos eventos corresponden a caídas de bloques y flujos de detritos que han causado diversos daños económicos y lamentables fatalidades, siendo provocados por lluvias prolongadas o acción sísmica, y por variación térmica en menor medida [1][2][3][4].
La figura 1 muestra algunos registros fotográficos de tales eventos históricos, ilustrando el impacto de los mismos sobre el camino.

Fig 1. Diversos eventos históricos de caída de rocas sobre la ruta internacional N°7 en la región de Alta Montaña en la provincia de Mendoza, Argentina.

En el presente trabajo se lleva a cabo una previsión de caída de rocas en un futuro evento de inestabilidad en uno de los puntos críticos de la traza, el área en torno al túnel N° 3. A partir de la información geológica regional y de una inspección al área de estudio, se establece un modelo geomecánico para el talud de la boca oeste del túnel N°3. El talud se modela numéricamente mediante Análisis de Deformación Discontinua (DDA), método que permite la discretización del macizo rocoso con sus discontinuidades para un análisis estático o dinámico, aplicando leyes de comportamiento friccional avanzadas. Se plantean distintos escenarios y condiciones para el talud, a fin de cubrir las incertidumbres del modelo geomecánico. Los resultados permiten obtener una cuantificación aproximada del volumen de roca que sería movilizado en un futuro evento de inestabilidad, y su impacto sobre las condiciones de transitabilidad de la ruta internacional N°7.

2 CAÍDA DE ROCAS EN EL ÁREA DE LOS TÚNELES N°2 Y N°3

Ciertos sectores de la traza de la ruta internacional N°7 en precordillera y alta montaña son puntualmente más susceptibles a la ocurrencia de eventos de inestabilidad de los taludes laterales. Uno de esos puntos es el área en torno a los túneles N°2 y N°3, dos túneles cortos separados entre sí unos doscientos metros, que se ubican a la altura del km 1222. Allí, más de 40 eventos han sido reportados a lo largo de las últimas décadas, con un intervalo de recurrencia de 1.2 años [3] (ver figura 2).

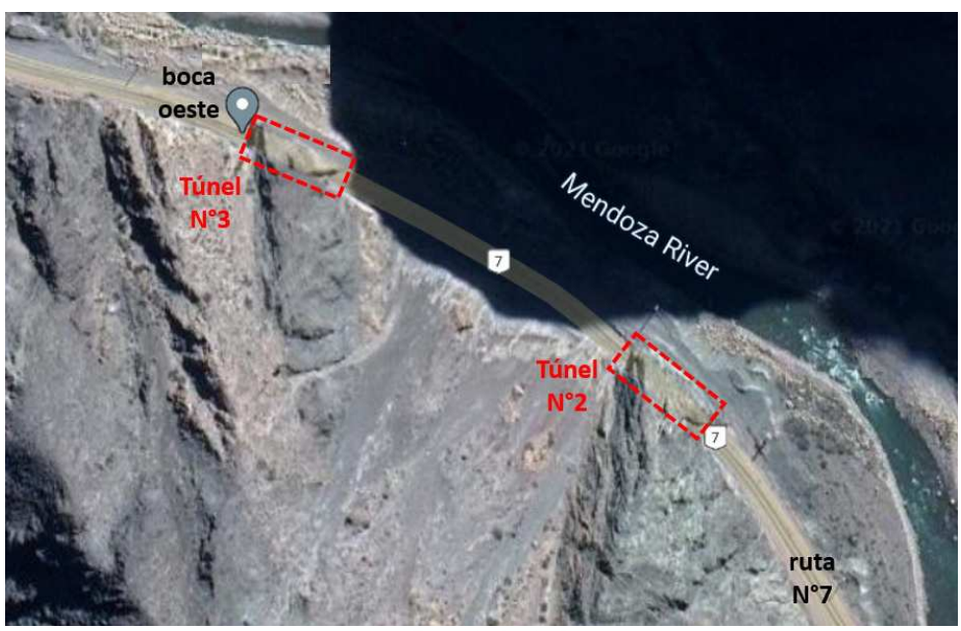


Fig 2. Vista satelital del área de ubicación del Túnel N°2 y N°3 y de la boca oeste donde se sitúa el talud a ser estudiado (Fuente: Google Maps).

Un sector especialmente susceptible es el sector de la boca oeste del túnel N°3. En este sitio, en 1983 por ejemplo, se produjo una caída de rocas que incluyó la de un bloque de 4 Ton. Pero los episodios más recientes ocurrieron en 1992, 2001 and 2011. Las figuras 3 y 4 muestran imágenes de los últimos dos episodios que involucraron cortes de la circulación durante varias horas, daños al pavimento y banquinas, vehículos destrozados, heridos y un fallecido. Dada la alta recurrencia de episodios en esta zona específica, se eligió al talud de roca situado inmediatamente a la boca oeste del túnel N°3 para el estudio numérico de previsión de volumen de roca susceptible de ser movilizado en un futuro evento.

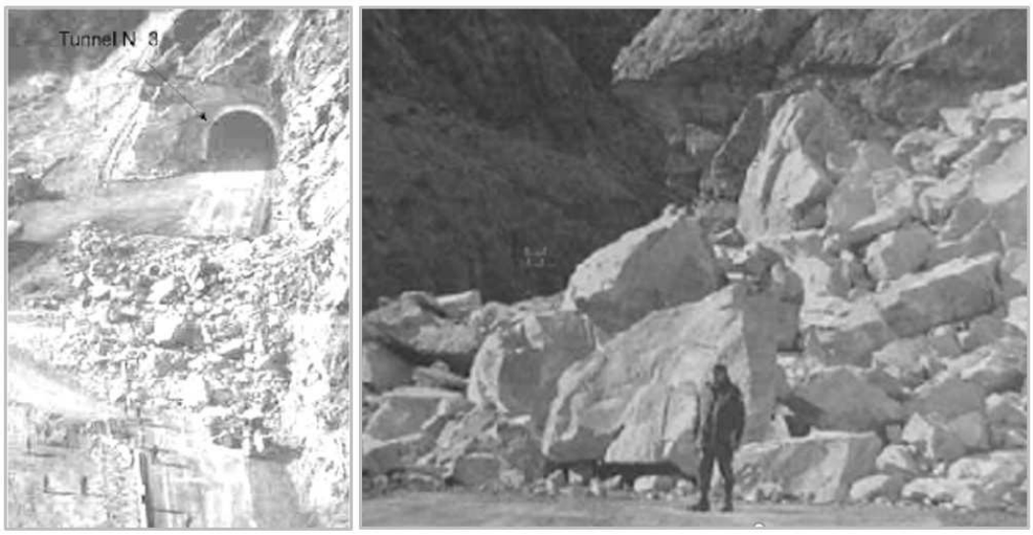


Fig 3. Caída de rocas sobre la boca oeste del túnel N°3 de la ruta internacional N°7 el 19/07/2001. Por efecto de intensas lluvias, más de 800m^3 de roca y detritos irrumpieron en el túnel interrumpiendo el tránsito durante 2 días.

Fig 4. Caída de rocas sobre la boca oeste del túnel N°3 de la ruta internacional N°7 el 14/11/2011. El derrumbe causado por lluvias prolongadas impactó en un vehículo que transitaba matando una persona e hiriendo a otra.

3 EL TALUD EN LA BOCA OESTE EL TUNEL N°3

La figura 5 presenta el área elegida para el estudio. En la figura 5a se muestra la región de precordillera de los Andes, al noroeste del lago Potrerillos. La zona marcada en detalle indica el sector donde se sitúan los túneles N°2 y N°3, con registro de numerosos eventos de caída de rocas. La figura 5b muestra la ruta N°7 paralela al río Mendoza en el sector del túnel N°3, construido en un macizo de roca andesítica denominado Cerro Negro (rocas volcánicas del período pérmico temprano), y el talud crítico sobre la boca oeste perteneciente a un macizo de riolita (rocas volcánicas del período pérmico-Triásico). Ambos macizos pertenecen al grupo geoestructural denominado "Choiyoi" temprano y tardío respectivamente. En la figura 5c se puede observar el talud en estudio, que denominaremos en adelante "talud oeste", luego del último evento de caída de rocas inducido por lluvias prolongadas en el área.

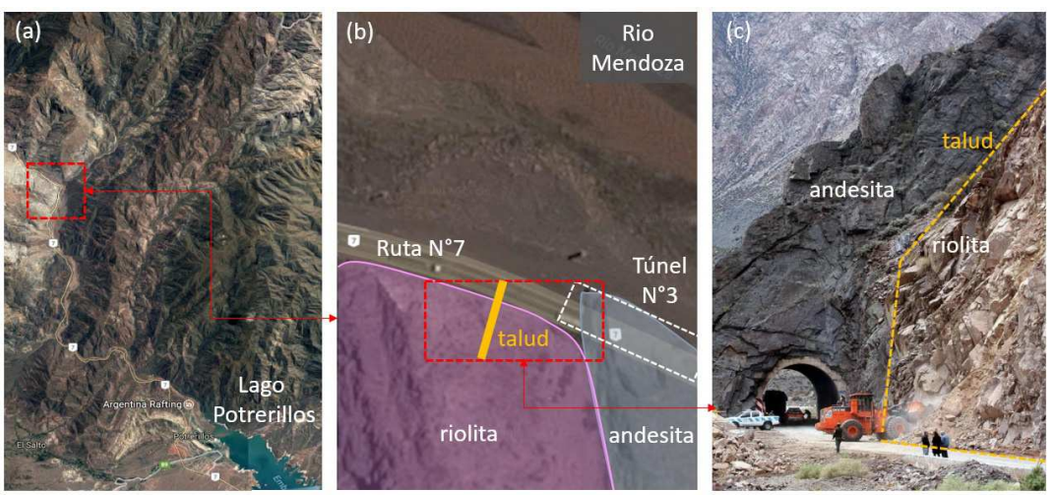


Fig 5. a) Región de la precordillera, aguas arriba del Lago Potrerillos, donde se sitúan los túneles N°2 y N°3; b) Unidades geológicas presentes en la boca oeste del túnel N°3; c) El talud oeste luego del último evento de caída de rocas en 2011.

El talud oeste específicamente constituye el límite lateral de un enorme macizo de riolita, presentando tres familias principales de diaclasas en ese sector. Un modelo geomecánico simple propuesto para el talud es detallado en la Tabla 1. Se realizó una estimación indirecta de la resistencia al corte de las discontinuidades del macizo basados en los datos obtenidos en campo y en la literatura disponible. El ángulo de fricción se estimó entre 40° a 45° con una cohesión de 10 a 30 t/m^2. El macizo parece tener algunos puentes de roca debido a falta de persistencia de las discontinuidades, especialmente de la familia de diaclasas N°2.

Tabla 1. Familias de diaclasas del macizo del talud oeste

Familia de diaclasas	Ángulo buzamiento	Dirección buzamiento	espaciamiento (m)	rugosidad	Abertura (mm)	Persistencia (m)	Presencia de agua	Puntaje RMR
N°1	50°	10°	1.1 – 1.7	rugosa	< 1 mm	> 10 m	seca-húmeda	~ 75
N°2	67°	190°	1.4 – 2.0	rugosa	< 1 mm	5 a 8 m	seca-húmeda	
N°3	85°	280°	1.7 – 2.3	rugosa	< 1 mm	> 10 m	seca-húmeda	

4 MODELADO DISCRETO CON DDA

DDA es un método numérico para el análisis discreto de sistemas de bloques deformables [5][6]. Este método fue implementado computacionalmente en un programa donde el modelado se realiza a través de cuatro módulos de cálculo consecutivos, es decir, el archivo de salida de un módulo es el archivo de entrada del siguiente módulo. Estos módulos son:

- DDA-LINES (DL): Módulo generador de la geometria del modelo y las discontinuidades. Permite definir fracturas, fallas y familias de diaclasas, así como su dominio espacial. Los parámetros pueden usarse de forma determinística o estadística. También permite definir contornos de obras como túneles o excavaciones.
- DDA-CUT (DC): Módulo generador de bloques. Genera el sistema de bloques a partir de la geometría definida por las discontinuidades.
- DDA-FORWARD (DF): Módulo de análisis forward. El análisis puede ser estático o dinámico. El sistema de ecuaciones se resuelve mediante dos métodos: método directo o iterativo (sobre relajación).
- DDA-GRAPH (DG): Módulo generador de gráficos de salida. Genera gráficos en pantalla y archivos para impresión.

El sistema de bloques que se modeliza para el análisis numérico por DDA tiene dos escalas de acción diferenciadas:

- La escala del bloque. En este ámbito interno, cada bloque de geometría poligonal es asumido como un sólido deformable con comportamiento elástico. Su comportamiento mecánico es definido por su densidad, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson.
- La escala del sistema. En este ámbito externo ocurre la interacción dinámica entre los bloques, y cada bloque recibe fuerzas externas a partir de la interacción con otros bloques. Dichas fuerzas son definidas por un método de penalización entre bloques, donde cada superposición geométrica entre bloques se penaliza con una fuerza de repulsión elástica (modelo de resorte) proporcional a la magnitud de la superposición, según una constante de rigidez asumida, que constituye un parámetro interno del método. Con respecto a las fuerzas normales, no hay límite a la fuerza de repulsión generada por la superposición. En cuanto a las fuerzas de repulsión tangenciales, éstas constituyen la resistencia friccional de los bloques, y por lo tanto tienen un límite a su valor dado por leyes de fricción.

El factor que controla la interacción del sistema y vincula ambas escalas es el contacto entre bloques, cuyas leyes expresan las características mecánicas del sistema. De estas leyes, son de gran importancia las leyes de fricción para las discontinuidades, ya que ellas controlan el movimiento relativo de los bloques en las discontinuidades, y este mecanismo es el que desencadena la inestabilidad del macizo rocoso.

La interacción friccional entre los bloques en una discontinuidad se controla por leyes que determinan un criterio de resistencia por mecanismo de rozamiento. Una vez alcanzado dicho límite, porque la fuerza movilizante es mayor a la resistente, habrá deslizamiento relativo entre los bloques mientras continúa actuando en la discontinuidad la resistencia friccional máxima establecida por la ley. En este momento comienza a ocurrir la degradación friccional del contacto debido al movimiento relativo, fenómeno éste que podrá ser contemplado o no por la ley friccional.
Un modelo bilineal de degradación de la fricción fue recientemente propuesto, dependiente de la escala de los bloques deslizantes y adecuado para discontinuidades inicialmente limpias y rugosas. El mismo fue implementado en DDA y validado [7][8][9].

El modelo bilineal propone que la fricción de pico (ϕ_p) actúa inicialmente en la superficie de deslizamiento en roca, degradándose linealmente (D) con el desplazamiento relativo (d) hasta su valor residual (ϕ_b) que se da para una distancia crítica (d_c). Según el modelo de Bandis-Barton [10][11], esa distancia corresponde aproximadamente al 1% del tamaño del menor bloque involucrado en el deslizamiento. Para distancias mayores la resistencia friccional corresponde al valor residual. El mismo se expresa mediante las ecuaciones

$$\begin{aligned} \phi &= \phi_p \quad D && if\ (d \leq d_c) \\ \phi &= \phi_D = \phi_p - i && if\ (d > d_c) \\ D &= \left(\frac{d}{d_c}\right).i && if\ (d \leq d_c) \end{aligned} \qquad (1)$$

5 MODELO GEOMECÁNICO DEL TALUD Y ANÁLISIS CON DDA

Se construyó un modelo geomecánico discreto en dos dimensiones para realizar un análisis por el método DDA simulando un proceso de inestabilidad por caída de bloques provocado por lluvias o sismo. El frente del talud se estableció en un valor medio de 15 m, y el dominio de análisis fue establecido hasta una distancia horizontal de 30 m desde el frente del talud. El talud presenta una pendiente más suave por encima de los 15 m, con lo que la altura máxima del modelo es de 46 m. La sección de análisis se dispuso paralela a la familia de discontinuidades N°3. De esta forma, en el modelo geomecánico se incluyeron las familias N°1 y N°2 (ver figura 6).

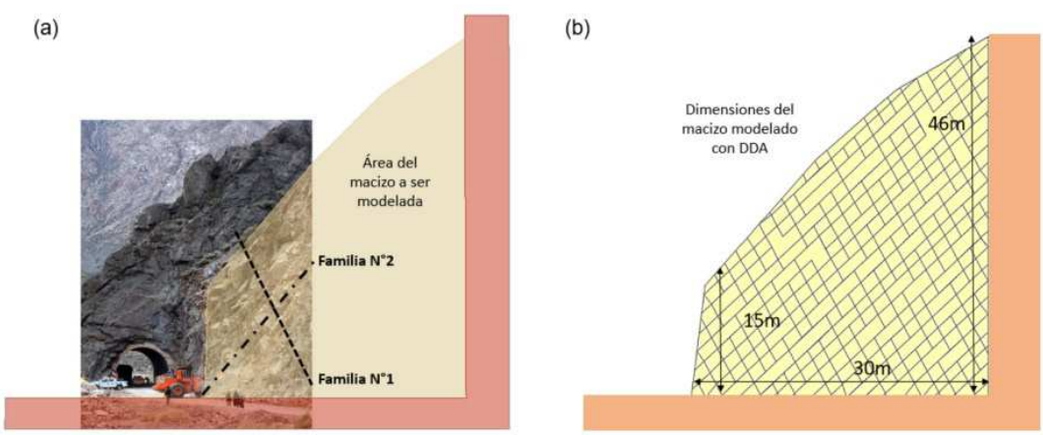


Fig 6. a) Área del talud a ser modelada; b) Modelo geomecánico del talud para DDA.

Se definieron tres diferentes variantes del modelo geomecánico denominadas secciones A, B y C. Se generaron estas secciones en el modelador geométrico (módulo DL), mediante el uso de un parámetro aleatorio para obtener los valores de espaciamiento y persistencia de las discontinuidades con una dispersión en torno al valor medio. Esto generó algunas diferencias en la configuración geométrica de los bloques de roca para cada sección. De esta forma se cubren las incertezas con respecto a estas características del macizo. Las tres secciones son presentadas en la figura 7.

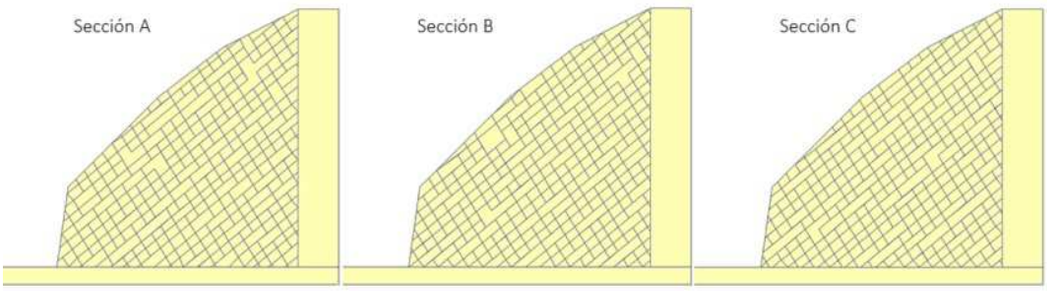


Figura 7. Secciones A, B y C para modelado del talud.

La resistencia al corte de las discontinuidades fue modelada mediante una ley bilineal incluyendo degradación de la rugosidad con el desplazamiento relativo de los bloques, a fin de obtener resultados que contemplen este fenómeno. Los valores adoptados para el análisis fueron los siguientes: ángulo de fricción de pico ϕ = 42°, un ángulo de rugosidad i = 12°, y una cohesión c = 25 t/m^2. Según esta ley, ocurre la degradación completa de la rugosidad para un desplazamiento del 1% del tamaño del bloque (ver figura 8).

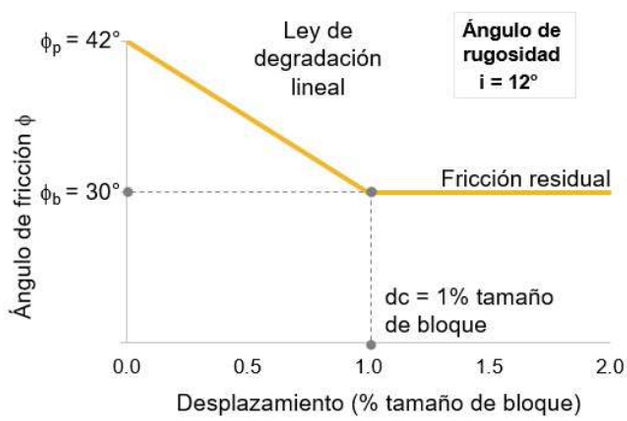


Fig 8. Modelo bilineal de resistencia friccional utilizado en las discontinuidades.

Dado que el talud es estable actualmente, se reprodujo esta condición en el modelo geomecánico según sus tres variantes. Para este objetivo, se llevó a cabo un análisis pseudo estático, esto es, utilizando un factor de amortiguamiento del 50% representando la ausencia de un disparador de inestabilidad, como lluvia o sismo. A fin de obtener la condición de estabilidad en la inminencia de ruptura (factor de seguridad igual a 1), fue necesario incluir una resistencia a tracción débil (0.05t/m^2) en los contactos de bloques, representando los puentes de roca observados y un efecto estabilizador dado por la tridimensionalidad del macizo. Esta condición se establece en DDA mediante contactos de tracción entre bloques, que rompen una vez que surge una fuerza de tracción igual o mayor entre los bloques.
Para reproducir los eventos de caída de bloques, se definieron adicionalmente tres escenarios de inestabilidad U1, U2 y U3 para cada una de las tres variantes A, B y C. Así, el escenario U1 representa la condición estable en la inminencia de ruptura (FS = 1) con una resistencia a tracción de 0.05t/m^2 en los contactos de bloques. Los escenarios U2 y U3 representan condiciones estables con FS > 1, con valores de resistencia a tracción de 0.10t/m^2 y 0.20t/m^2 respectivamente.

Para cada escenario se realizó un análisis dinámico utilizando un factor de amortiguamiento del 5%. Al definir un bajo valor de amortiguamiento, las oscilaciones dinámicas debido al ajuste inicial de las fuerzas inerciales de los bloques generaron fuerzas de contacto. Dichas fuerzas actuaron como disparador de inestabilidad, ya que indujeron el quiebre de algunos de los contactos de tracción definidos. De esta forma se consiguió incluir el efecto disparador que provocaría la presión de agua infiltrada por lluvias intensas o la solicitación sísmica. Una vez quebrados unos pocos contactos de tracción, el proceso de inestabilidad comenzó suavemente y progresó gradualmente hasta el colapso.

6 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

La figura 9 presenta los resultados obtenidos en la sección A para los tres escenarios de inestabilidad U1, U2 y U3. El volumen total de roca del macizo se dividió en tres categorías:

- volumen estable, compuesto de los bloques que no sufrieron desplazamientos.
- volumen movilizado, compuesto por los bloques que sufrieron desplazamientos pero que encontraron una nueva configuración estable.
- volumen colapsado, compuesto por los bloques que colapsaron invadiendo la traza de la ruta.

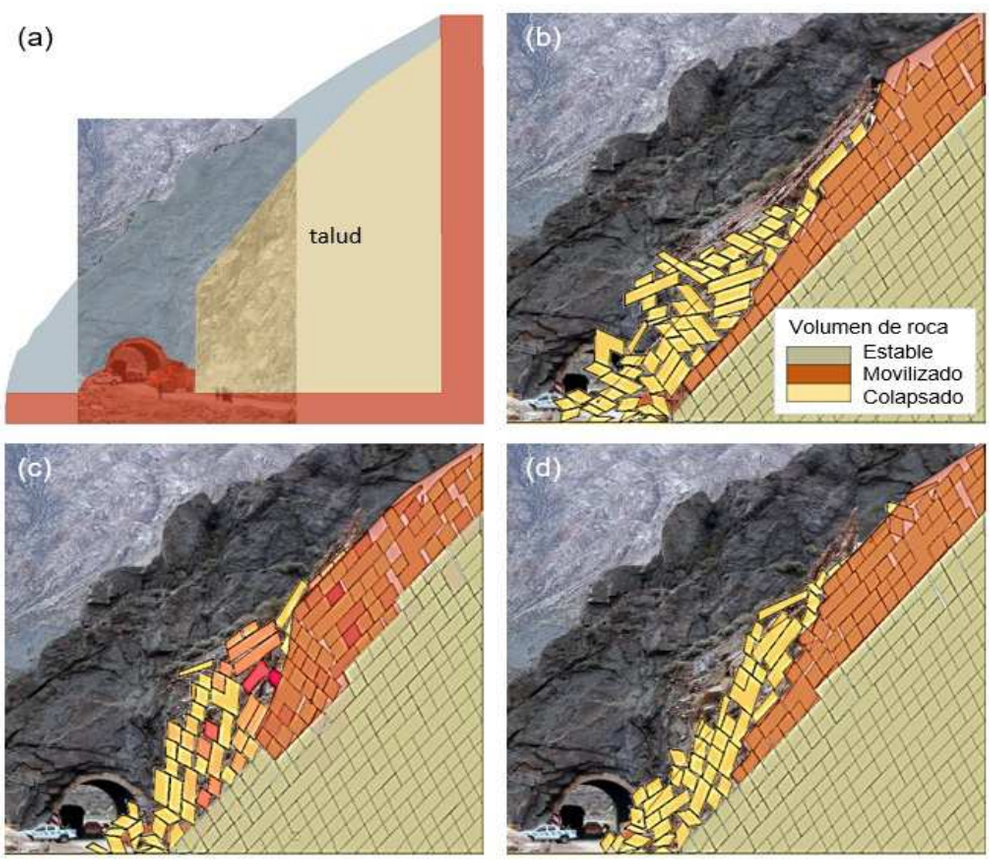


Fig 9. Simulación de caída de rocas con DDA para la sección A: a) área del modelo geomecánico; Simulación a los 45 segundos de análisis: b) Escenario U1; c) Escenario U2; d) Escenario U3.

La figura 10 presenta una secuencia completa de la simulación del proceso de caída de rocas en la sección A para el escenario U1. La secuencia muestra cómo se genera progresivamente la superficie de falla a partir de movimientos relativos de los bloques en diferentes sectores del talud. Para 60 s de simulación el modelo alcanzó su posición estable final.

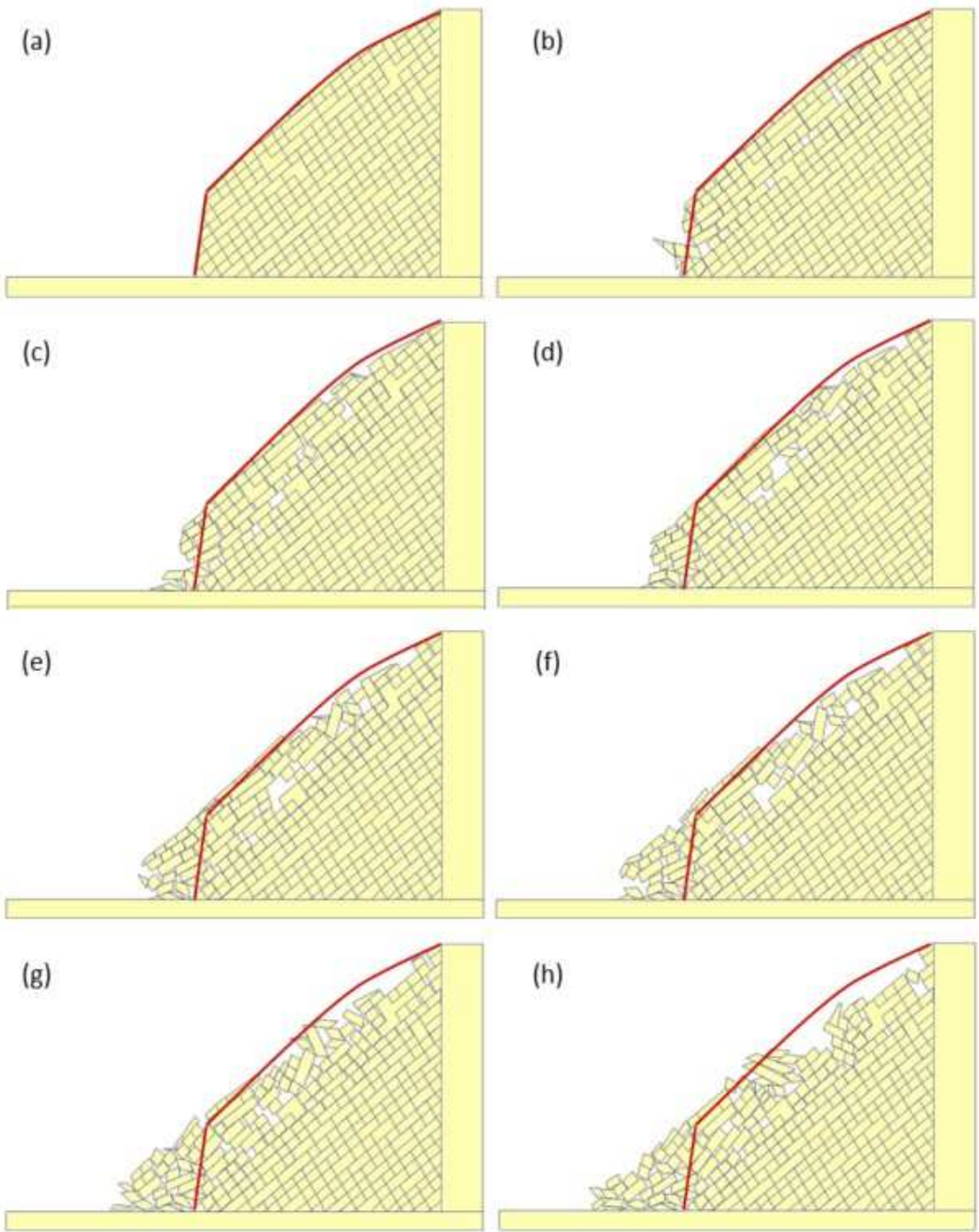


Fig 10. Simulación de caída de rocas con DDA para la sección A: a) 0 s; b) 5 s; c) 10 s; d) 17 s; e) 24 s; f) 30 s; g) 40 s; h) 60 s.

La Tabla 2 presenta un resumen de los volúmenes estable, movilizado y colapsado para la sección A, en los escenarios U1, U2 y U3. Los resultados son consistentes, mostrando un volumen colapsado de roca decreciente para valores crecientes de la resistencia a tracción en los contactos. En todos los casos el proceso total de caída de rocas se produjo entre los 60 y 80 segundos. La comparación con las secciones B y C analizadas reveló una variación menor al 5% en los volúmenes estimados, lo que mostró que la distribución aleatoria de espaciamiento y persistencia tuvo un rol poco determinante en los resultados.

Tabla 2. Volúmenes de roca para los escenarios de inestabilidad U1, U2 and U3 (sección A).

		Estado estable	Estado U1	Estado U2	Estado U3
	Resistencia a tracción (t/m^2)	0.05	0.05	0.10	0.20
	Volumen de roca estable (m^3/m)	985	577	582	612
	Volumen de roca movilizado (m^3/m)	--	230	255	228
	Volumen de roca colapsado (m^3/m)	--	178	148	145

7 CONCLUSIONES

Utilizando DDA fue posible realizar una previsión del volumen de roca involucrado en un futuro evento de caída de rocas en el talud situado en la boca oeste del túnel N°3. El modelo propuesto incorporó las principales características geométricas y geomecánicas del talud, a partir de los datos disponibles. Para cubrir las incertidumbres en torno a la real geometria de los bloques de roca del macizo, se generaron tres secciones posibles, a partir de una variación aleatoria en la persistencia y espaciamiento de las familias de diaclasas. El disparador de inestabilidad se logró a través de la rotura de algunos contactos débiles a tracción, lo que desencadenó progresivamente la inestabilidad de la masa de roca. El análisis con DDA permitió reproducir todo el proceso desde el inicio hasta el colapso completo de parte del talud.

Asumiendo que el ancho del talud sobre la ruta es de unos 30 m, el volumen de roca colapsada seria de unos 4000 to 5000 m^3 según sea la sección y el escenario. Para cualquiera de los casos analizados, un futuro evento de caída de bloques en el talud afectaria la seguridad y interrumpiría la operación de la ruta internacional N°7.

REFERENCIAS

[1] S. M. Moreiras, Landslide susceptibility zonation in the Rio Mendoza Valley, Argentina. Geomorphology, 66/1–4, 345–357, 2005.

[2] S. M.Moreiras, Frequency of debris flows and rockfall along the Mendoza river valley (Central Andes), Argentina. In: Piovano, Villalba, & Leroy (eds) Special Issue: Holocene env. catastrophes in South America: from the lowlands to the Andes. Quaternary International, 158, 110–121, 2006.

[3] S. M. Moreiras, Análisis estadístico probabilístico de las variables que condicionan la inestabilidad de las laderas en los valles de los ríos Las Cuevas y Mendoza, Revista de la Asociación Geológica Argentina 65(4): 780-790, 2009.

[4] S. M. Moreiras, P. Jeanneret, S. Junquera, M. Correas Gonzalez, S. Moragues, Grandes colapsos de laderas asociados a la deglaciación pleistocena en los Andes Centrales de Argentina. Revista de la Asociación Geológica Argentina 77 (1): 91-103, 2020.

[5] Y. H. Hatzor, G. Ma, G. Shi, Discontinuous Deformation Analysis in Rock Mechanics Practice. CRC Press, Feng, X.T. ISRM Book Series. The Netherlands, 2017.

[6] G. Shi, Block System Modeling by Discontinuous Deformation Analysis., Southhampton, UK: Computational Mechanics Publication, Brebbia, C.A., Connor, J.J.Topics in Engineering , 1993.

[7] J. P. Ibañez and Y. H. Hatzor, "Friction degradation in rapid sliding: Back analysis of the catastrophic Vajont landslide using DDA," in ARMA Congress, 18–684., Seattle, USA, 2018.

[8] J. P. Ibañez and Y. H. Hatzor, "Rapid sliding and friction degradation: Lessons from the catastrophic Vajont landslide," Engineering Geology, vol. 244, pp. 96-106, 2018.

[9] J. Ibañez and Y. Hatzor, " From creep to rapid sliding: back analysis of the Vajont landslide with the numerical DDA method.," in Rock Mechanics for Natural Resources and Infrastructure Development – Fontoura, Rocca & Pavón Mendoza (Eds) ISRM, ISBN 978, Foz do Iguaçu, Brazil, 2020.

[10] R. E. Goodman, Engineering Geology, Wiley, 1993.

[11] N. Barton and S. Bandis, "Some effects of scale on the shear strength of joints," Int. J. Rock Mech. Mining Sci. Geomech., vol. 17, no. 1, p. 69–73, 1980.

Análisis numérico del deslizamiento de Vajont usando análisis de deformación discontinua (DDA) y el método del punto material (MPM)

Juan Pablo Ibañez

juan.pablo.ibanez@ingenieria.uncuyo.edu.ar
Área Geotecnia - Instituto IMERIS, Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo, Centro Universitario (M5502KFA), Mendoza, Argentina

Fabricio Fernández

fabriciof@puc-rio.br
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, Brasil.

RESUMEN: El catastrófico deslizamiento de Vajont, en Italia, está ampliamente documentado y estudiado. Una inmensa falla del talud movilizó una masa de roca de unos 250 m de espesor a una distancia de aproximadamente 500 m en un tiempo estimado de 45 s, con velocidades máximas de 20 a 30 m/s. Las altas velocidades y distancias indican que durante el proceso de inestabilidad se produjo una significativa pérdida de resistencia en el plano de falla. En el presente trabajo se realiza un retroanálisis para reproducir el proceso de inestabilidad completo y estimar la perdida de resistencia empleando dos métodos numéricos relevantes: 1) El método de Análisis de Deformación Discontinua (DDA), que modela el macizo rocoso como un sistema de bloques, asignándoles una ley de degradación friccional en función del desplazamiento; 2) El Método del Punto Material (MPM), que modela el talud como un continuo elasto-plástico heterogéneo, utilizando un modelo constitutivo con degradación de la resistencia según la evolución de las deformaciones plásticas. Los resultados obtenidos con ambos modelos reprodujeron satisfactoriamente el proceso de inestabilidad ajustando distancias, velocidades y tiempos, así como la fracturación interna de la masa de roca, confirmando una marcada degradación de la resistencia en el plano de falla.

Palabras clave: DESLIZAMIENTO, VAJONT, RESISTENCIA AL CORTE, DDA, MPM.

1 INTRODUCCIÓN

El retroanálisis es una herramienta útil para estudiar los mecanismos de inestabilidad de taludes. En el caso de grandes deslizamientos históricos ampliamente documentados, la cantidad y calidad de información de laboratorio, campo y gabinete disponible permite una adecuada calibración de los modelos. Esto redunda en un análisis conceptualmente más fundamentado, a la vez que permite proponer y validar nuevos modelos de fricción. Así, los resultados del análisis permiten obtener conclusiones y sugerencias acerca de los mecanismos de iniciación y desarrollo de la inestabilidad, así como de los procesos de degradación de la resistencia en el plano de falla, la formación de bandas de corte y fallas internas a la masa que desliza, etc. De esta forma, los eventos históricos de inestabilidad son tratados como "ensayos a escala natural" de gran relevancia para la ingeniería geotécnica.
En el presente trabajo de toma como caso de análisis el conocido deslizamiento de Vajont en Italia, a fin de retroanalizar el proceso de inestabilidad en todas sus etapas, desde la condición de estabilidad en la inminencia de falla, la etapa de creep, el deslizamiento hasta alcanzar altas velocidades y la configuración final. El objetivo se centra principalmente en obtener un rango de valores para la fricción residual en el plano de falla, a fin de mensurar la medida de degradación de resistencia provocada durante el deslizamiento. Adicionalmente, interesa entender el comportamiento de la masa de roca deslizante en su interior, que incluye la formación de bandas de corte y planos de rotura subsidiarios provocados por las restricciones cinemáticas de la superficie de deslizamiento.
Para esto se utilizaron dos métodos numéricos diferentes. En primer lugar se empleó el método de Análisis de Deformación Discontinua (DDA), que modela discretamente al macizo rocoso como siendo un sistema de bloques definidos por familias de discontinuidades, con leyes friccionales y realizando análisis dinámico [1] [2]. En segundo lugar se empleó el Método del Punto Material (MPM) [3] [4] para modelar a la masa movilizada como un continuo elasto-plástico heterogéneo, en el cual la degradación de resistencia de los materiales se asume con variación linear y dependiente de las deformaciones plásticas acumuladas, y la interacción de los diversos materiales en el interior del macizo se considera mediante una ley de contacto friccional.
Mediante estos dos modelados del mismo deslizamiento se obtienen resultados contrastables y complementarios, que permiten establecer un rango de valores confiable para la degradación friccional ocurrida y entender con mayor profundidad el comportamiento de la masa inestabilizada durante la evolución en todo el proceso.

2 EL DESLIZAMIENTO DE VAJONT

2.1 *El deslizamiento en 1963*

El 9 de octubre de 1963 se produce el deslizamiento de un amplio sector de ladera aguas arriba de la presa de Vajont, en la región de Veneto, al norte de Italia. Unos 300 millones de m^3 de material rocoso colapsó hacia el reservorio provocando el rebalse de una inmensa masa de agua que impactó catastróficamente en el pueblo de Longarone y zonas circundantes aguas abajo de la presa (ver Figura 1). A lo largo de los años, y hasta el día de hoy, numerosos reportes y artículos se han publicado, abarcando tanto trabajo de campo, laboratorio, análisis teóricos y diferentes tipos de modelado numérico [5]. Entre ellos cabe destacar los estudios y reportes [6] [7] [8] [9] que constituyen la base y referencia de los estudios más recientes.

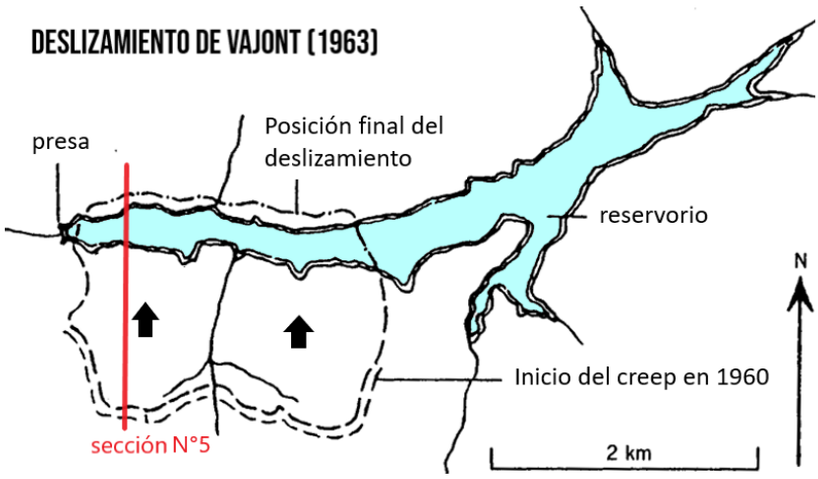


Figura 1. Esquema del reservorio y presa de Vajont. Detalle de la zona de falla y sección N°5 elegida para el análisis (modificado de [10]).

Al deslizamiento lo precedió una etapa de creep estimada en más de tres años, concentrada en finas láminas ricas en arcilla saturada (60–70% esmectita, 30–40% calcita y cuarzo en menor medida) intercaladas en una capa de limolita [11]. Una vez producido el deslizamiento, éste movilizó un enorme bloque de roca Jurásico-Cretasico de la formación Socchér, estimado en dos kilómetros de ancho, un kilómetro de longitud y unos 250 m de espesor máximo (ver Figura 2).

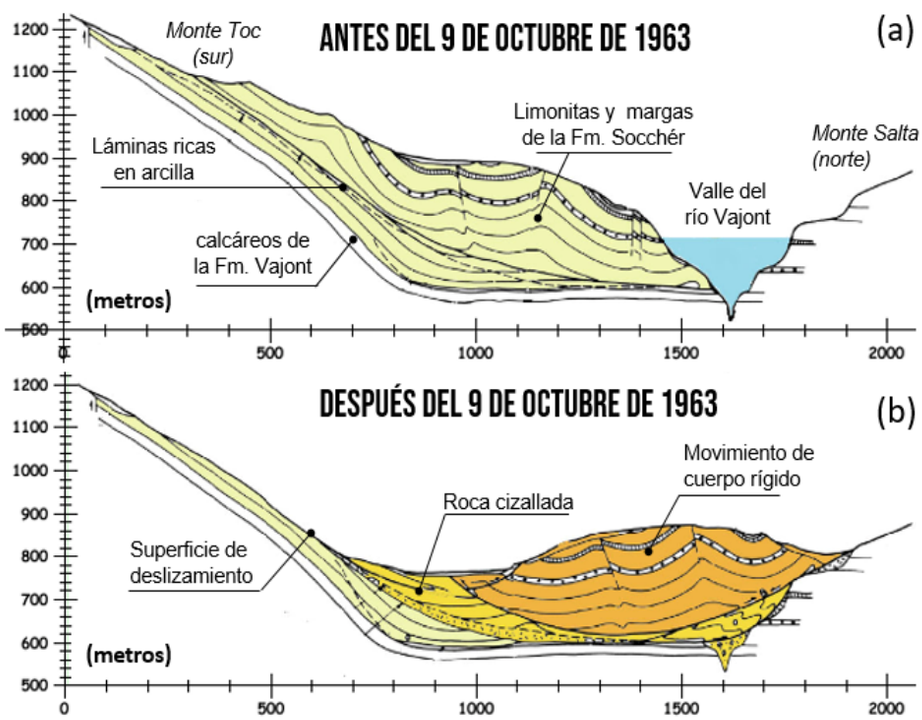


Figura 2. Sección geológica transversal N° 5 del deslizamiento de Vajont (modificado de [8]).

La masa de roca involucrada en el deslizamiento se extendió por unos 1400 m, alcanzando espesores de roca de hasta 250 m. Relevamientos de campo y análisis de equilibrio límite [8] indicaron que el bloque deslizó una distancia horizontal de unos 450 a 550 m en menos de 45 s, alcanzando velocidades máximas de entre 35 y 30 m/s. Estas altas velocidades desarrolladas han sido el principal aspecto de estudio, proponiéndose diferentes hipótesis para explicar la notable reducción en la resistencia friccional [12] [13].

2.2 Las investigaciones posteriores: los parámetros *medidos y estimados.*

Los primeros estudios asumieron que la resistencia residual de las múltiples láminas arcillosas intercaladas controlaron el deslizamiento en vez de la resistencia en los contactos roca-roca [6] [7] [14] [15]. Por lo tanto, este valor de resistencia residual se asumió como el factor más significativo en la estabilidad de la masa de roca. La Tabla 1 presenta los valores de fricción obtenidos en ensayos de laboratorio así como valores ponderados que fueron recomendados para los análisis de estabilidad.

Tabla 1. Valores de fricción para las capas de arcilla y los bloques de roca **[8]**.

Material	Rango de valores de ϕ[°]	Valores de ϕ recomendados[°]	Resistencia al corte
Capa de arcilla	5 - 16	12 (μ=0.21)	Residual
Bloques de roca	30 - 40	40 (μ=0.84)	Pico

Estudios experimentales más recientes [11] se enfocaron en obtener valores de la resistencia al corte residual de las arcillas para altas velocidades de cizalla y en condición seca y húmeda. La degradación de la fricción hasta alcanzar su valor residual estable ocurrió para una distancia de cizalla denominada distancia crítica “dc”. Los resultados obtenidos son presentados en Tabla 2.

Tabla 2. Valores de fricción residual para las capas de arcilla (basado en **[11]**).

Condición en la superficie De deslizamiento	Valores residuales de ϕ [°]	distancia crítica dc [m]
Seco	5 – 11	25 – 35
Húmedo	0 – 3	20 – 30

Por otro lado, en base a cálculos teóricos basados en un mecanismo de falla de bloque rígido, se estimó necesaria una fricción de 22.3° en el plano de falla para asegurar una condición estable estática de la masa de roca que deslizó [16] [17]. El mismo valor fue obtenido en [18] mediante análisis numérico discreto utilizando DDA. Este valor constituye un límite inferior para la resistencia de pico media presente en el plano de falla antes del inicio de la fase de creep.

2.3 *El principal interrogante: el mecanismo y la magnitud de la degradación de la fricción*

Desde un punto de vista geomecánico, el principal fenómeno a ser clarificado es el elevado valor de las velocidades reportadas, probablemente relacionadas con una drástica reducción de la resistencia en el plano de deslizamiento. Para explicar esta ocurrencia se propusieron diversos mecanismos como una elevada presión de poros generada por el calor liberado en el plano de falla [12], o una extremamente baja fricción dinámica de las arcillas presentes en el plano de falla [13].
En el presente trabajo se propone estimar numéricamente los limites inferior y superior de la magnitud de esta reducción de la resistencia al corte dinámica, mediante dos modelados complementarios: 1) Análisis discreto para grandes desplazamientos mediante DDA enfocado en representar la masa de roca deslizante como un sistema de bloques, y 2) Análisis continuo de grandes deformaciones mediante MPM para modelar la masa de roca deslizante como un continuo elastoplástico.

3 EL ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN DISCONTINUA - DDA

3.1 *Características generales y leyes de fricción para las discontinuidades*

DDA es un método numérico para el análisis discreto de sistemas de bloques deformables [1] [2]. Este método fue implementado computacionalmente en un programa donde el modelado se realiza a través de cuatro módulos de cálculo consecutivos, es decir, el archivo de salida de un módulo es el archivo de entrada del siguiente módulo. Estos módulos son:

- DDA-LINES (DL): Módulo generador de discontinuidades. Permite definir fracturas, fallas y familias de diaclasas, así como su dominio espacial. Los parámetros pueden usarse de forma determinística o estadística. También permite definir contornos de obras como túneles o excavaciones.
- DDA-CUT (DC): Módulo generador de bloques. Genera el sistema de bloques a partir de la geometría definida por las discontinuidades.
- DDA-FORWARD (DF): Módulo de análisis forward. El análisis puede ser estático o dinámico. El sistema de ecuaciones se resuelve mediante dos métodos: método directo o iterativo (sobre relajación).
- DDA-GRAPH (DG): Módulo generador de gráficos de salida. Genera gráficos en pantalla y archivos para impresión.

En el sistema de bloques constituido para el análisis numérico se pueden diferenciar dos ámbitos: El ámbito interno de cada bloque y el ámbito externo, donde ocurre la interacción dinámica entre los bloques. En el ámbito interno, cada bloque de geometría poligonal es asumido como un sólido deformable con comportamiento elástico. Su comportamiento mecánico es definido por su densidad, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson. En el ámbito externo, cada bloque recibe fuerzas externas a partir de la interacción con otros bloques. Dichas fuerzas son definidas por un método de penalización entre bloques, donde cada superposición geométrica entre bloques se penaliza con una fuerza de repulsión elástica (modelo de resorte) proporcional a la magnitud de la superposición, según una constante de rigidez asumida, que constituye un parámetro interno del método. Con respecto a las fuerzas normales, no hay límite a la fuerza de repulsión generada por la superposición. En cuanto a las fuerzas de repulsión tangenciales, éstas constituyen la resistencia friccional de los bloques, y por lo tanto tienen un límite a su valor dado por leyes de fricción.

3.2 *Leyes de fricción para las discontinuidades*

La interacción friccional entre los bloques en una discontinuidad se controla por leyes que determinan un criterio de resistencia por mecanismo de rozamiento. Una vez que dicho límite es alcanzado, porque la fuerza movilizante es mayor a la resistente, acontecerá deslizamiento relativo entre los bloques mientras continua actuando en la discontinuidad la resistencia friccional máxima establecida por la ley. En este momento comienza a ocurrir la degradación friccional del contacto debido al movimiento relativo, fenómeno éste que podrá ser contemplado o no por la ley friccional.
El deslizamiento de Vajont específicamente ha sido estudiado mediante modelado con DDA recientemente siguiendo dos hipótesis de comportamiento friccional en los contactos de bloques considerando degradación:

- Modelo bilineal de degradación de la fricción, dependiente de la escala de los bloques deslizantes y adecuado para discontinuidades inicialmente limpias y rugosas [18] [19].
- Modelo exponencial de transición del creep hasta el deslizamiento a altas velocidades y apropiado para discontinuidades rellenas con material blando [20].

El modelo bilineal propone que la fricción de pico (ϕ_p) actúa inicialmente en la superficie de deslizamiento en roca, degradándose linealmente (D) con el desplazamiento relativo (d) hasta su valor residual (ϕ_b) que se dá para una distancia crítica (d_c). Según el modelo de Bandis-Barton [21], esa distancia corresponde al 1% del tamaño del menor bloque involucrado en el deslizamiento. Para distancias mayores la resistencia friccional se dá por el valor residual. El mismo se expresa mediante las ecuaciones

$$\begin{aligned} \phi &= \phi_p - D && if\ (d \le d_c) \\ \phi &= \phi_b = \phi_p - i && if\ (d > d_c) \qquad (1) \\ D &= \left(\frac{d}{d_c}\right).i && if\ (d \le d_c) \end{aligned}$$

El modelo exponencial propone que la fricción de pico (ϕ_p) actúa inicialmente en la superficie de roca para la condición estable. Una vez iniciado el desplazamiento relativo de las caras (d) se inicia una degradación friccional que vá desde el crep hasta la fricción residual (ϕ_b). Según resultados experimentales [11] esta degradación se dá por una ley exponencial de parámetro (c) hasta alcanzar la distancia crítica (d_c). Esta ley se expresa mediante la expresión

$$\phi = \phi_b + (\phi_p - \phi_b)\, e^{[-c(d/d_c)]} \qquad (2)$$

Ambas leyes de degradación de la fricción fueron implementadas en el código de DDA y validadas para modelos simplificados. En el presente trabajo se emplea el modelo bilineal para las discontinuidades internas de la masa de roca, y el modelo exponencial para todo la superficie de falla, asumiendo que ella ocurre enteramente en las láminas arcillosas intercaladas en la roca.

4 MODELADO NUMÉRICO USANDO EL ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN DISCONTINUA - DDA

4.1 *El modelo geomecánico de la Sección N°5*

Para reproducir el deslizamiento de Vajont mediante las leyes de degradación propuestas, se definió en DDA el modelo geomecánico completo de la sección N°5 (indicada en la Figura 1) incluyendo la geometría detallada de la superficie de deslizamiento y la masa de roca inestabilizada (ver Figura 3). A partir de las características del macizo fallado observadas en campo, se incluyeron en el modelo tres familias de discontinuidades principales:

- Una familia con buzamiento vertical (90°);
- Una familia con buzamiento acompañando la pendiente del tramo 2 de la superficie de falla (34.5°);
- Una familia con buzamiento acompañando la pendiente del tramo 4 de la superficie de falla (1.5°);

Resultados de análisis previos del efecto del tamaño de bloque para este modelo [19] mostraron que con un tamaño de bloque menor o igual a 8 m el efecto del tamaño de bloque se minimiza y no interfiere mayormente en el resultado final en términos de velocidades y distancias máximas recorridas. Esto se logra adoptando espaciamiento de 10 m para las tres familias de discontinuidades, y es el espaciamiento adoptado en el presente análisis. Con esta configuración, el modelo generado consta de 3096 bloques.

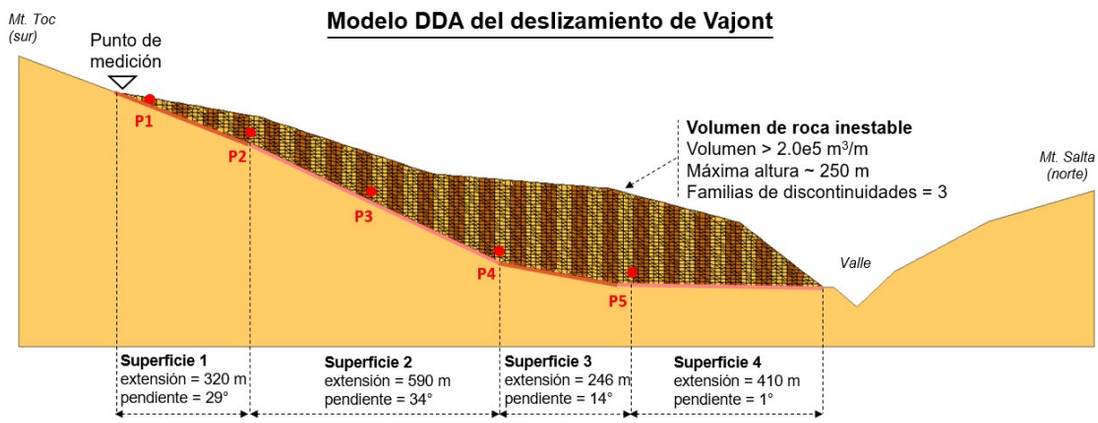


Figura 3. Modelo DDA para el deslizamiento de Vajont (Sección N°5). Se indica el punto de medición para registro de la distancia total y los puntos de control P1 a P5 para el estudio del comportamiento interno de la masa de roca que desliza.

La Figura 4 presenta la ley de degradación friccional correspondiente al modelo bilineal usada en las discontinuidades internas de la masa de roca, y la ley correspondiente al modelo exponencial usada para la superficie de falla. Los parámetros de ambas leyes son mostrados en la Tabla 3. Los parámetros elásticos de la matriz rocosa usados en el modelo DDA están resumidos en la Tabla 4.

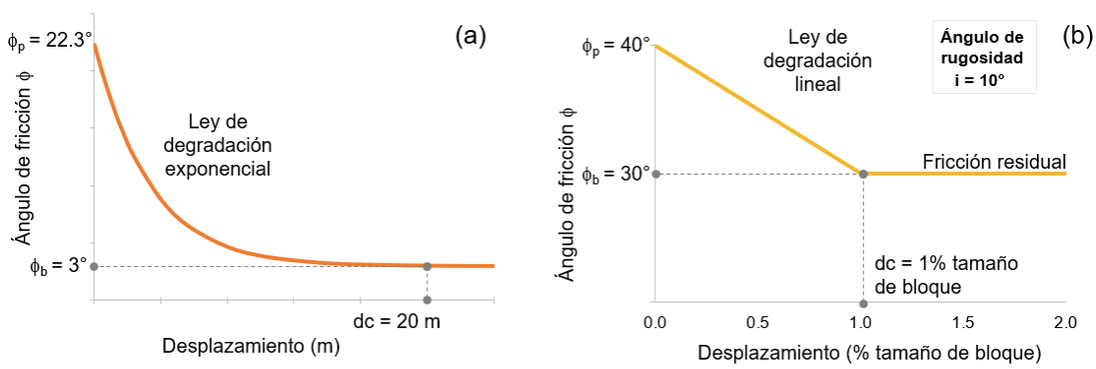


Figura 4. Leyes de degradación de la fricción: a) Ley bilineal; b) Ley exponencial.

Tabla 3. Parámetros de las leyes de degradación del ángulo de fricción.

Ley de Fricción	Valor pico inicial ϕ_{pico}	Valor residual ϕ_b	Desplazamiento crítico dc
Bilineal	12.0°	9°	1% tamaño del bloque
Exponencial	22.3°	3°	20 m

Tabla 4. Parámetros elásticos del modelo DDA.

Densidad ρ [kN/m³]	Módulo de elasticidad E [GPa]	Coef. Poison ν [--]
2700	10.0	0.2

4.2 *Resultados obtenidos con modelado DDA*

La configuración final de la masa de roca inestabilizada al finalizar el deslizamiento, según obtenida mediante el modelo DDA, es presentada en la Figura 5b.

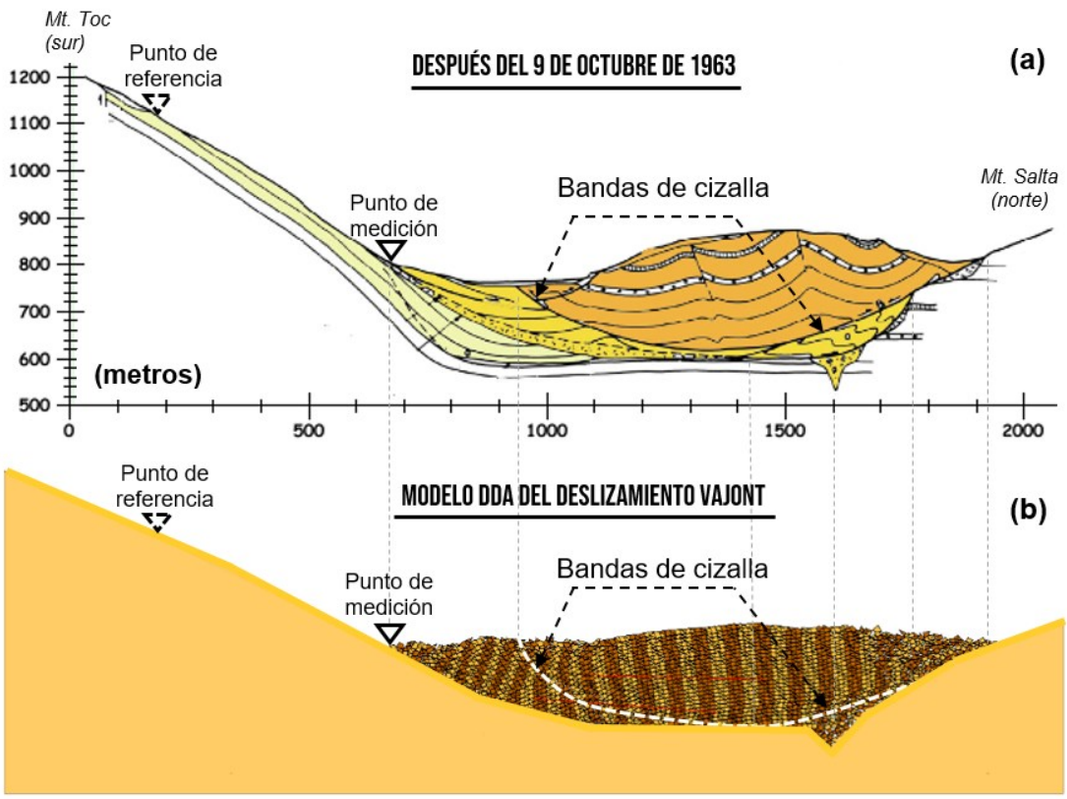


Figura 5. Resultado comparado: a) Sección N°5 después del deslizamiento; b) Modelo DDA.

La comparación de las configuraciones observadas en campo y obtenidas numéricamente por DDA muestra una excelente concordancia, incluyendo una semejante configuración geométrica general, el movimiento de cuerpo rígido de parte de la masa de roca y la formación de fallas internas provocadas por bandas de cizalla inducidas por los cambios de inclinación de la superficie de deslizamiento.

Se pueden observar tres sectores de la masa de roca deslizante con comportamiento diferenciado, como indicado en la Figura 6a. La Zona A, el pie del talud que desliza hacia la posición A', sometido a una cinemática más caótica por estar en el frente y ser afectado por la topografía del valle, el cual rellena; La Zona B, el cuerpo central de la masa deslizante, que sufre una cinemática asemejable a la de un cuerpo rígido y ocupa la zona B'; y la Zona C, la cola del talud de menor volumen involucrado, que experimenta las mayores velocidades y distancias hasta la posición C', pues al final del proceso cabalga sobre la Zona B cuando esta se detiene en B' (ver Figura 6.c).

La Figura 7 presenta los resultados en términos de la evolución de las velocidades y distancias recorridas con el tiempo del deslizamiento, así como la relación velocidad x distancia, comparando con las estimaciones realizadas para de deslizamiento previamente [8] [9]. O modelo DDA consiguió reproducir los valores estimados de tiempos, distancias y velocidades para el deslizamiento de Vajont, así como la evolución de la fase creep hasta el deslizamiento a altas velocidades.

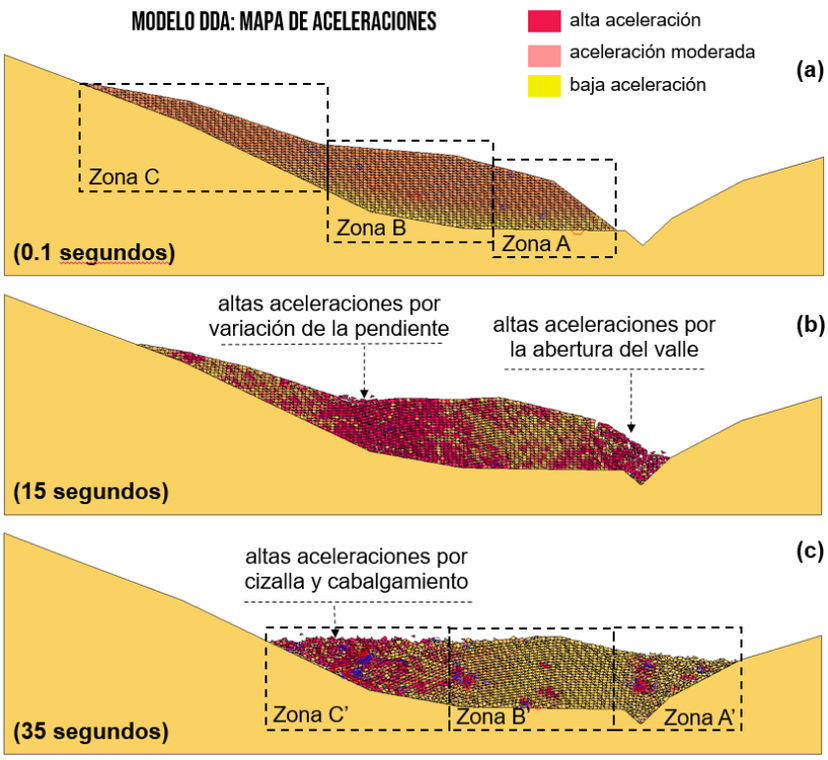


Figura 6. Mapa de aceleraciones de la masa de roca durante la simulación del deslizamiento.

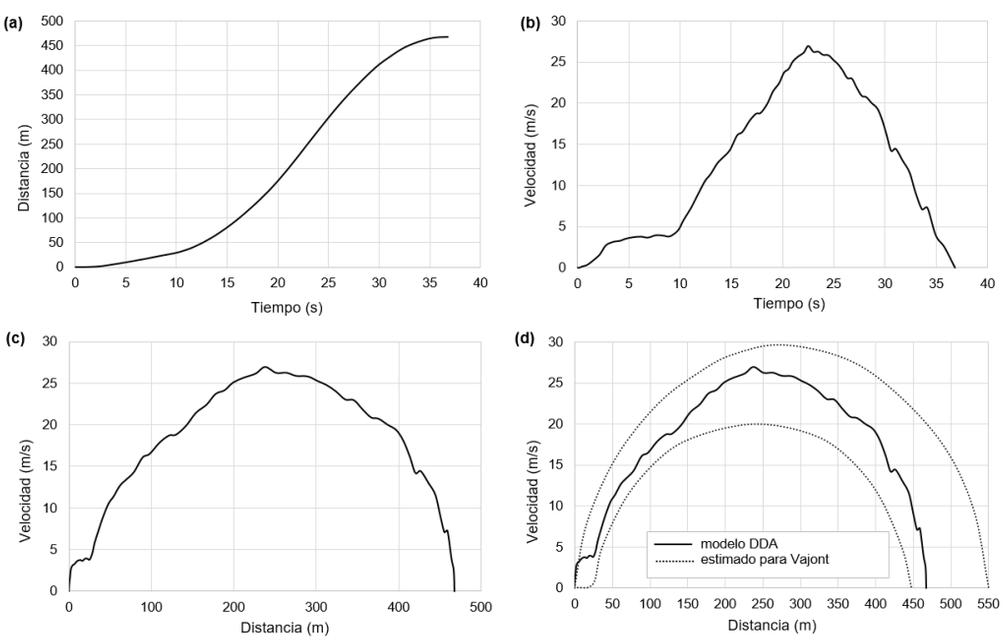


Figura 7. Resultados para el punto de medición (ver Figura 3):
a) Distancia horizontal x tiempo; b) Velocidad horizontal x tiempo; c) Velocidad horizontal x distancia horizontal; d) Velocidad horizontal x distancia horizontal comparado con estimaciones para Vajont.

La Figura 8 presenta los resultados obtenidos para los cinco puntos de control incluidos en la masa de roca que desliza, que ofrecen información relevante acerca de la cinemática interna a lo largo del proceso de deslizamiento. Del comportamiento observado en distancia y velocidad se observa que en la Zona B (puntos 3, 4 y 5) acontece efectivamente un movimiento de cuasi cuerpo rígido, con distancias recorridas en torno de los 300 m alcanzando velocidades máximas de 15 m/s. En la Zona C (puntos 1 y 2), en cambio, las distancia y velocidades son crecientes hacia la cola del talud, dado el cabalgamiento que esta parte tiene sobre la zona central (Zona B) hacia el final del deslizamiento.

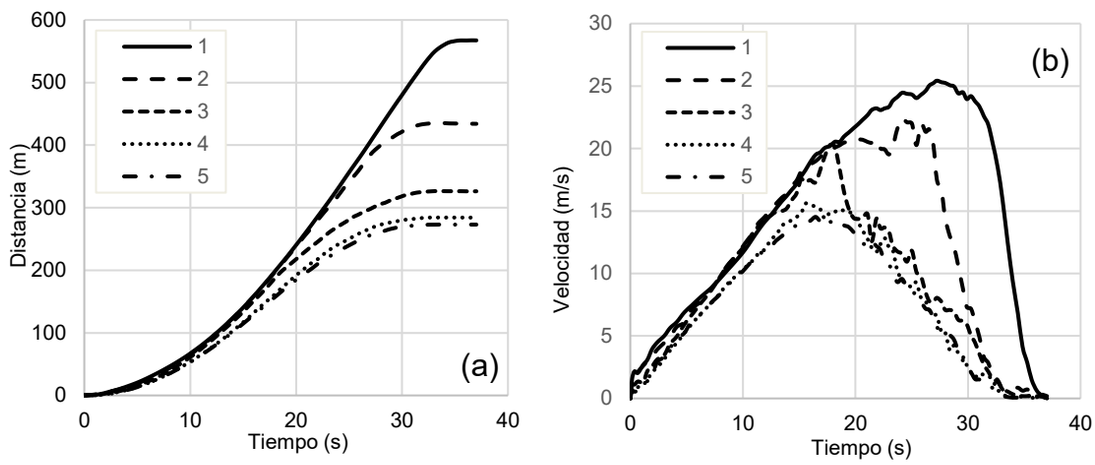


Figura 8. Resultados del modelo DDA para los puntos de control P1, P2, P3, P4 y P5 de la Figura 3: a) Distancia horizontal x tiempo; b) Velocidad horizontal x tiempo.

La energía cinética liberada durante todo el proceso se muestra en la Figura 9. El máximo se observa cuando el cuerpo principal de la masa deslizante (la Zona B) alcanza las velocidades máximas, entre los 18 y los 20 s de simulación.

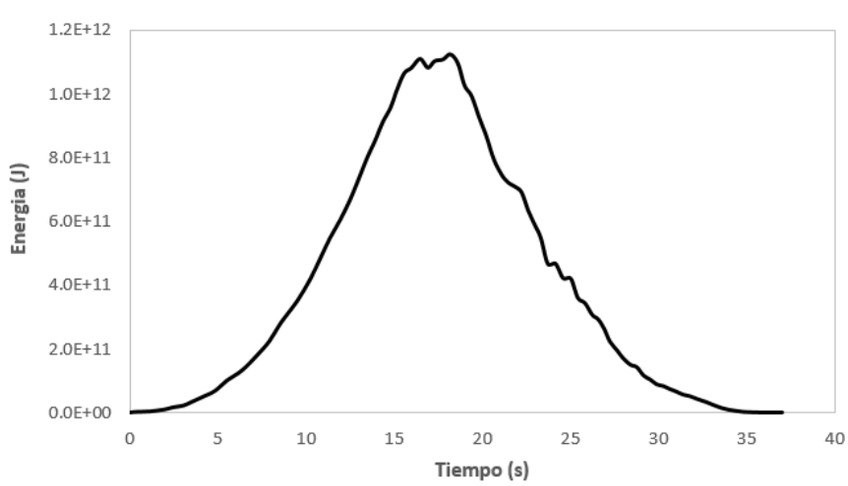


Figura 9. Energía cinética liberada durante la simulación con DDA.

5 EL MÉTODO DEL PUNTO MATERIAL – MPM

5.1 *Introducción al MPM*

El método del punto material, o MPM, es un método híbrido Lagrangiano-Euleriano que permite simular procesos de la mecánica del continuo de grandes deformaciones y desplazamientos sin inconvenientes asociados a la distorsión de la malla computacional. En el MPM, el dominio material a simular se discretiza en un conjunto de puntos materiales (también llamados partículas) que pueden moverse libremente dentro de una malla computacional Euleriana (fija), donde se resuelven las ecuaciones de movimiento. Los puntos materiales concentran todas las variables de interés durante la simulación, como tensión, presión de poros, temperatura, etc., y le dan al método la característica Lagrangiana.

5.2 *Formulación matemática del MPM*

El método del punto material, MPM, permite resolver numéricamente la ecuación de movimiento de la mecánica de los medios continuos usando nodos de una malla Euleriana para efectuar la integración y puntos materiales Lagrangeanos para trasladar y almacenar las propiedades del medio. La ecuación de movimiento de la mecánica de medios continuos es [22]:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \boldsymbol{\rho b_i} = \boldsymbol{\rho \ddot{u}_i} \qquad (3)$$

donde σ_{ij} es el tensor de tensiones de Cauchy, ρ es la densidad del medio, b_i es la fuerza resultante de la masa y $\ddot{u}_i$ es la aceleración. La formulación matemática del MPM se obtiene de la forma débil de la Ecuación (3) usando un esquema de discretización Petrov-Galerkin, donde el dominio material Ω es discretizado en un conjunto de puntos definidos por funciones características no nulas en el volumen representativo de cada punto material [4]. La función característica del punto material $\chi_p(x_i)$ define el espacio ocupado por dicho punto y permite aproximar cualquier propiedad $f(x_i)$ mediante el valor almacenado en la partícula f_p

$$f(x_i) = \sum_p f_p \, \chi_p(x_i) \qquad (4)$$

Usando la Ecuación (4) para aproximar la densidad ρ, la tensión σ_{ij} y la aceleración $\ddot{u}_i$ en la forma débil de la Ecuación (3), se tiene que

$$\sum_p \int_{\Omega_p \cap \Omega} \frac{\dot{p}_p}{V_p} \chi_p \delta u_i dV + \sum_p \int_{\Omega_p \cap \Omega} \sigma_{ijp} \chi_p \delta u_{i,j} dV - \sum_p \int_{\Omega_p \cap \Omega} \frac{m_p}{V_p} b_{ip} \chi_p \delta u_i dV - \int_\Gamma \mathrm{t}_i \delta u_i dA = 0 \qquad (5)$$

en la cual, δu_i son desplazamientos virtules, donde $\delta u_i|_\Gamma = 0$ y t_i es una acción externa en el contorno Γ. El esquema Petrov-Galerkin se obtiene expresando los desplazamientos virtuales δu_i mediante funciones de interpolación nodales

$$\delta u_i = \sum_I N_{Ip} \delta u_{iI} \qquad (6)$$

donde las funciones de interpolación $N_I(x_i)$ son tales que $\sum_I N_I(x_i) = 1$. Reemplazando la Ecuación (6) en la (3) se obtiene la forma discreta de la ecuación de movimiento:

$$\dot{p}_{iI} = f_{iI}^{int} + f_{iI}^{ext} \qquad (7)$$

en la cual, $p_{iI} = \sum_p S_{Ip} p_{Ip}$ es la cantidad de movimiento, $f_{iI}^{int} = -\sum_p \sigma_{ijp} S_{Ip,j} V_p$ es la fuerza interna y $f_{iI}^{ext} = \sum_p m_p \, S_{Ip} b_{ip} + \int_\Gamma \mathrm{t}_i N_I(x_i) dA$ es la fuerza externa en el nodo I. La función S_{Ip} y su gradiente

$S_{Ip,j}$ son las funciones de ponderación definidas por $S_{Ip} = \frac{1}{V_p}\int_{\Omega_p \cap \Omega} \chi_p(x_i) N_I(x_i)\, dV$ y $S_{Ip,j} = \frac{1}{V_p}\int_{\Omega_p \cap \Omega} \chi_p(x_i) N_{I,j}(x_i)\, dV$, cuja integración es realizada de forma analítica en el dominio de la partícula usando funciones lineares para $N_I(x_i)$ y funciones de escalón unitario para $\chi_p(x_i)$:

$$S_{Ip} = \begin{cases} 0 & |\xi| \geq L + l_p \\ \left(L + l_p + \xi\right)^2 / 4Ll_p & -L - l_p < \xi \leq -L + l_p \\ 1 + \xi / L & -L + l_p < \xi \leq -l_p \\ 1 - \left(\xi^2 + l_p^2\right) / 2Ll_p & -l_p < \xi \leq l_p \\ 1 - \xi / L & l_p < \xi \leq L - l_p \\ \left(L + l_p - \xi\right)^2 / 4Ll_p & L - l_p < \xi \leq L + l_p \end{cases} \qquad (8)$$

donde $2l_p$ es el dominio de la partícula, L es el tamaño de la célula de la malla Euleriana en 1D y $\xi = x_p - x_I$ es la posición relativa de la partícula en relación al nodo I. En el presente trabajo las funciones de ponderación en 3D son obtenidas mediante el producto de tres funciones de ponderación unidimensionales:

$$S_{Ip}(x_i) = S_{Ip}(\xi)\, S_{Ip}(\eta)\, S_{Ip}(\zeta) \qquad (9)$$

en la cual, $\xi = x_p - x_I$, $\eta = y_p - y_I$ y $\zeta = z_p - z$, es la posición relativa de la partícula al nodo.

Una vez obtenida la aceleración en los nodos usando la Ecuación. (7), la posición y velocidad de cada partícula se actualiza con los valores nodales calculados: $x_{ip} = x_{ip} + \Delta t \sum_I \dot{u}_{iI} N_{Ip}$ y $\dot{u}_{ip} = \dot{u}_{ip} + \Delta t \sum_I \ddot{u}_{iI} N_{Ip}$. Luego, el incremento de deformación en cada partícula puede obtenerse por $\Delta\epsilon_{ijp} = \sum_I \frac{1}{2}\left(N_{Ip,j}\dot{u}_{iI} + N_{Ip,i}\dot{u}_{jI}\right)\Delta t$. El incremento de tensión de la partícula se determina a partir del incremento de deformación $\Delta\epsilon_{ijp}$ mediante una relación constitutiva. Para considerar las rotaciones durante el problema de grandes deformaciones, se adopta la tasa de tensiones objetivas de Jaumann ${\sigma_{ij}}^{\nabla} = \dot{\sigma}_{ij} - \Omega_{ik}\,\sigma_{kj} - \sigma_{il}\Omega_{li}$, donde $\Omega_{ijp} = \sum_I \frac{1}{2}\left(N_{Ip,j}\dot{u}_{iI} - N_{Ip,i}\dot{u}_{jI}\right)$ es el tensor de rotación.
La formulación matemática aquí presentada está implementada computacionalmente en el programa MPM-PUCRio, desarrollado por Fernández (2020) [23].

6 MODELADO NUMÉRICO USANDO EL MÉTODO DEL PUNTO MATERIAL – MPM

6.1 *Antecedentes y metodología*

El deslizamiento de Vajont fue previamente modelado con MPM por Serna y otros [24] [25]. En estos trabajos, el deslizamiento de Vajont se estudia usando dos materiales elasto-plásticos para representar la masa que rompe y un cuerpo rígido (sin deformación) para representar la roca de la base. En estos trabajos previos, la masa movilizada se asume con un comportamiento constitutivo según el modelo elasto-plástico de Von Mises, sin tener en cuenta el aumento de resistencia con la tensión confinante, asumiendo la hipótesis de condiciones totalmente no drenadas de toda la masa que colapsa. En estos estudios previos no fue considerada la degradación en la resistencia de los materiales, que fueron asumidos constantes durante todo el evento.
Con el objetivo de capturar la evolución del mecanismo de falla, el deslizamiento generalizado y la formación de bloques fragmentados en el interior de la misma, en el presente trabajo se usa el MPM, tratando a la masa movilizada como un continuo elasto-plástico heterogéneo, en el cual la degradación

de resistencia de los materiales se asume linear y dependiente de las deformaciones plásticas acumuladas. Los parámetros resistentes de pico son considerados a partir de valores publicados en las referéncias. La interacción entre los diversos materiales en el interior del macizo se considera mediante una ley de contacto friccional. Los valores residuales de resistencia y los parámetros friccionales serán utilizados para calibrar el modelo durante el retroanálisis. Los parámetros de fricción obtenidos en la calibración, la topografía final y la formación de bloques fragmentados serán comparados con los obtenidos en el modelado discreto DDA y con las informaciones disponibles en la literatura.

6.2 *Resultados del modelo numérico MPM*

La Figura 10 muestra el modelo numérico MPM, formado por 63528 puntos materiales dispuestos en una malla Euleriana de elementos cúbicos de 8 nodos y de 10 m de lado. Los contorno del modelo son fijos en la base y en los laterales: $u_x = u_y = 0$. El contacto friccional entre todos los materiales es asumido constante igual a $\mu = 0.1$. El tiempo total de simulación fue de $t = 60$ s. Los parámetros resistentes y de degradación de los materiales son detallados en la Tabla 5 y Tabla 6, respectivamente.

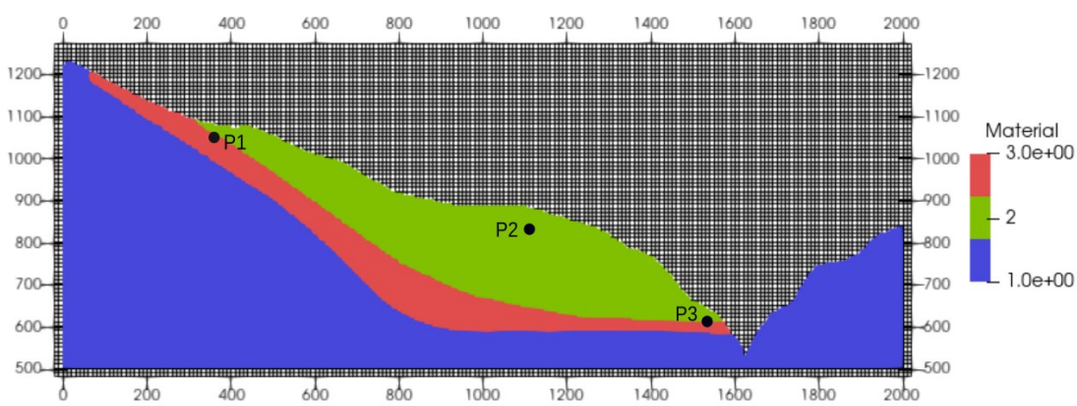


Figura 10.Modelo MPM formado por 63528 puntos materiales dispuestos en una malla Euleriana de elementos cúbicos de 8 nodos de 10 m de lado. Puntos de control P1 (367,1056), P2(1157,810) y P3(1582,586).

Tabla 5. Parámetros de los materiales usados en el modelo MPM

id	Modelo	ρ [kN/m³]	E [GPa]	ν [--]	φ^{pico} [◦]	c [MPa]
1	Elástico	2700	10	0.2	--	--
2	Elasto-Plástico	2700	10	0.2	40	3
3	Elasto-Plástico	2700	5	0.2	22.3	2

Tabla 6. Parámetros de degradación de resistencia usados en el modelo MPM.

id	Modelo	φ^{pico} [◦]	φ^{res} [◦]	ε_p^{pico} [--]	ε_p^{res} [--]
2	Elasto-Plástico	40	30	0.001	0.01
3	Elasto-Plástico	22.3	5	0.01	0.1

La Figura 11 muestra la evolución de las zonas de plastificación, que definen el mecanismo de falla, y el desplazamiento de la masa durante la ruptura. Inicialmente, durante el equilibrio estático de la masa (t=0 s), se observan zonas de moderada plastificación en el contacto con la roca, entre las coordenadas horizontales 500 m y 800 m. Durante la ruptura, a los 15.6 s, se observa una plastificación predominante en el contacto con la roca de la base, entre las coordenadas horizontales 800 m y 1200 m. En este tiempo, se observa también una marcada fragmentación en toda la altura de la masa próxima a la

coordenada horizontal 850 m. A los 34.8 s, la masa está en un estado de colapso generalizado, donde la plastificación predomina en la base y la fragmentación se propaga a 4 zonas de la masa. A los 60 s, el modelo adopta una nueva configuración de equilibrio estable.

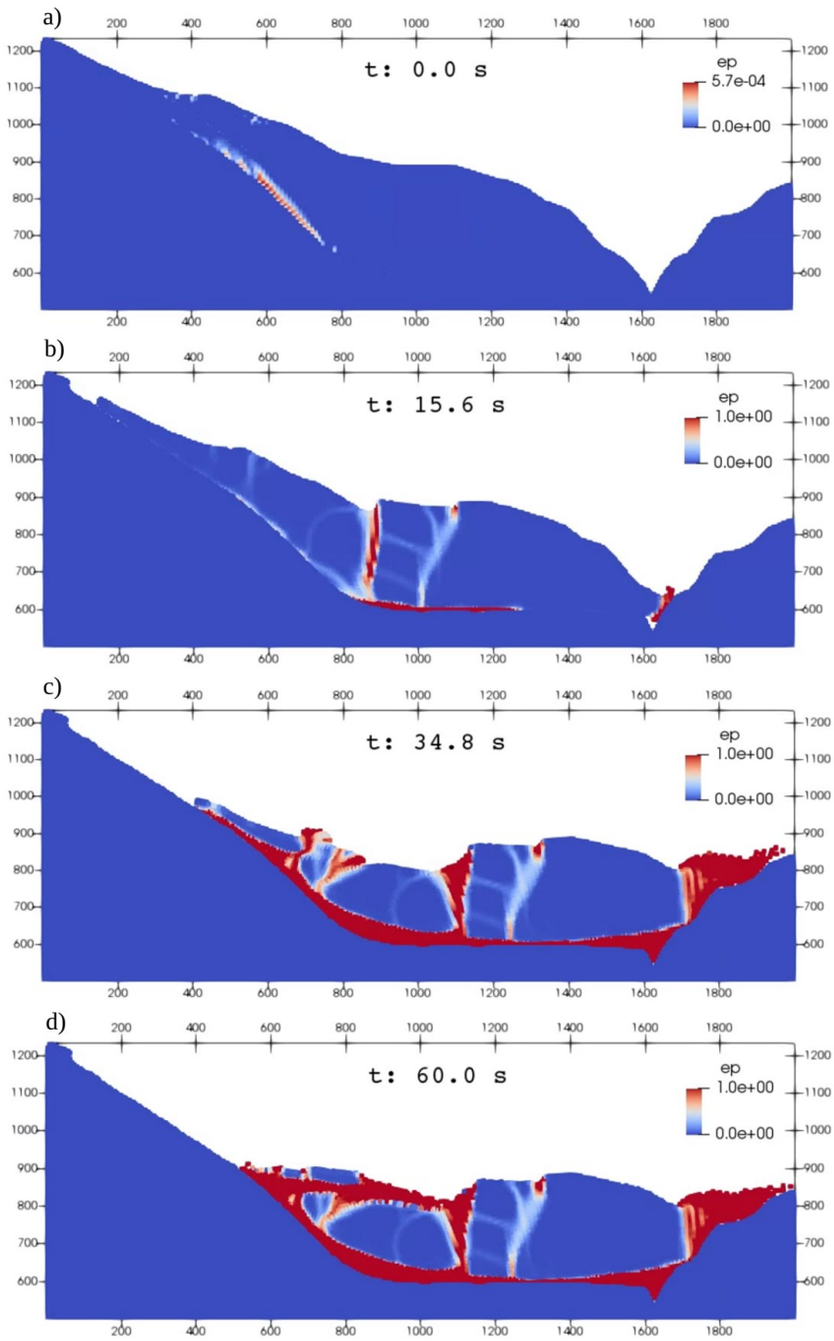


Figura 11. Evolución del mecanismo de falla y desplazamiento de la masa movilizada en el modelo MPM. La escala de colores muestra la deformación plástica efectiva acumulada $\epsilon^{p} = \sqrt{2/3\ \epsilon^{p}_{ij} : \epsilon^{p}_{ij}}$.

Durante la simulación MPM, tres puntos de control fueron usados para registrar la cinemática de la masa durante la ruptura. La posición de cada punto está definida en la Figura 10.
La Figura 12.a muestra la evolución de los desplazamientos horizontales en los tres puntos de control P1, P2 y P3. Se observa que los puntos P2 y P3, posicionados respectivamente en la parte central e inferior de la masa que rompe, se desplazan aproximadamente 300 e 400 m respectivamente. El punto P3 presenta un desplazamiento superior debido al ascenso sobre el talud a la derecha del valle. El punto P1 registra un desplazamiento superior a los 650 m que continúa hasta los 60 s.

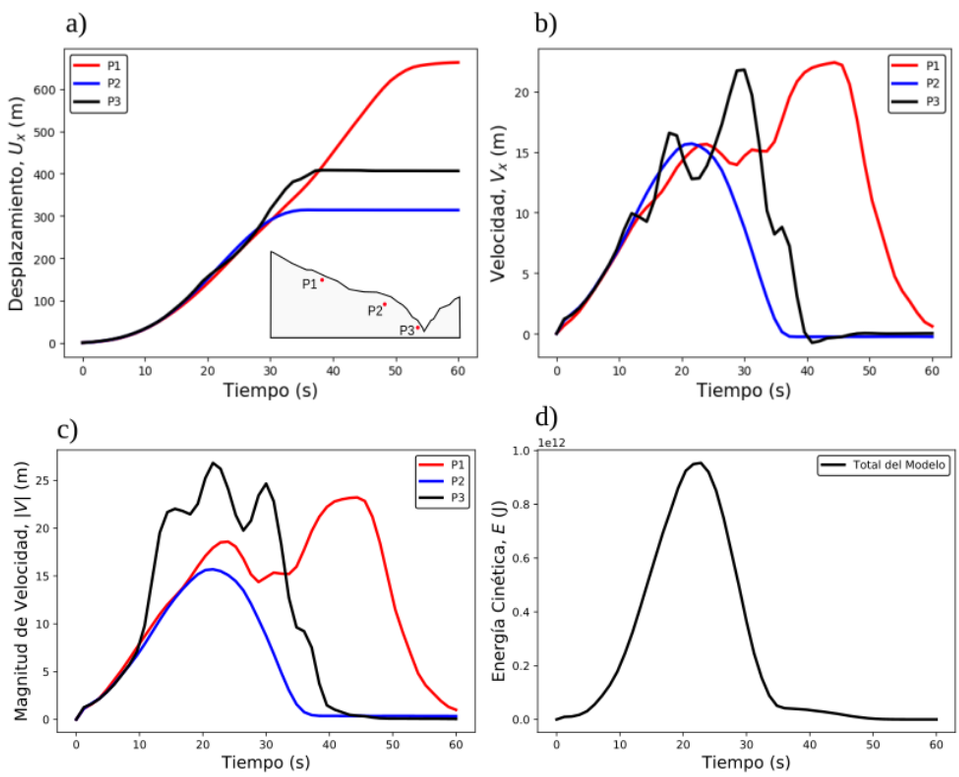


Figura 12. a) Evolución de desplazamientos horizontales en puntos de control P1, P2 y P3 (Ver ubicación en Figura 10). b) Evolución de velocidad horizontal en puntos de control. c) Evolución de la magnitud de la velocidad en puntos de control. d) Evolución de la Energía cinética total del modelo.

La Figura 12.b muestra la evolución de la velocidad de cada punto de control. Se observa que el punto P2 termina su movimiento aproximadamente a los 35 s. En este tiempo la energía total del sistema es prácticamente disipada (96% del máximo). El registro de velocidad del punto P1 revela que inicialmente el punto acompaña el movimiento de la masa que rompe, y cuando esta para a los 35 s, el punto acelera hasta alcanzar un máximo aproximadamente a los 45 s. Esto revela que existe una ruptura adicional en la zona superior izquierda del modelo que evoluciona, predominantemente, cuando la masa principal alcanza el equilibrio (ver Figura 11.c y Figura 11.d).
La Figura 12.d muestra la energía cinética total liberada durante el evento. La energía es liberada progresivamente en función de la masa movilizada y la velocidad de los puntos materiales. Durante los primeros 15 s, el mecanismo de ruptura evoluciona principalmente en la zona del contacto con la roca de la base (Figura 11.b). A partir allí, la masa desliza sobre el mecanismo definido y la energía total del sistema aumenta, prácticamente de forma linear, hasta llegar a un pico de energía máxima, a los 22 s, a

partir del cual la masa comienza a desacelerar. A los 35 s la energía se disipa en un 96% relativa a la máxima, y a los 60 s la energía del sistema se disipa totalmente, alcanzando un estado de equilibrio.

7 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

El análisis global de los resultados permite afirmar que hay una muy buena concordancia de resultados entre DDA y MPM, y de cada uno de ellos con respecto a la evidencia analítica y de campo reportada [8] [9]. La coherencia de resultados se hace evidente tanto en las mediciones cuantitativas (velocidad, distancia, tiempo, energía) como también en los aspectos cualitativos (topografía final y comportamiento mecánico interno de la masa de roca). Seguidamente se presenta el análisis comparativo por tópicos.

a) Topografía final del deslizamiento

La configuración final de la topografía en un nuevo estado de equilibrio pos-ruptura se utilizó como referencia en los retro análisis. En la Figura 13 se compara la topografía final de la zona del evento obtenida numéricamente con la relevada in situ. Los resultados numéricos presentan en general una buena coincidencia con la topografía in situ. Adicionalmente los resultados numéricos resultan relativamente coincidentes entre ellos en la zona central y en la zona del valle. Por otro lado, ambos modelos sobreestiman la altura de la topografía final, predominantemente en la zona izquierda, entre las coordenadas horizontales 500 m y 1000 m. Esto sugiere la posibilidad de que en esa zona haya ocurrido erosión del material o desplazamiento del mismo en la dirección fuera del plano, desde el momento de la ruptura hasta el momento del levantamiento.

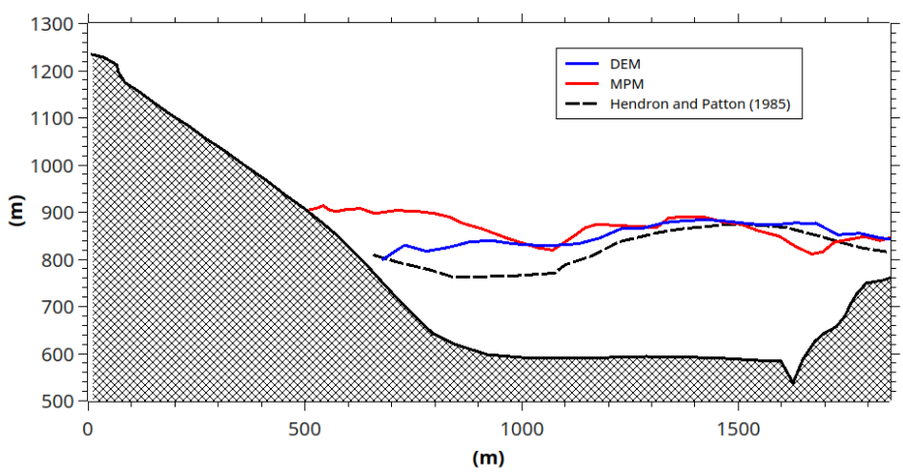


Figura 13.Comparación de la topografía final obtenida con MPM e DEM.

b) Bandas de falla por cizalla

Los registros del evento sugieren la presencia de zonas en el interior de la masa con movimiento de cuerpo rígido, identificados en la Figura 2. Esto implica la concentración de las deformaciones plásticas en ciertas bandas de cizalla que definen regiones rígidas donde los bloques de roca sufren deformaciones elásticas. Este fenómeno fue debidamente capturado por los resultados del modelo MPM mediante zonas de plastificación cuasi verticales (fragmentación), que evolucionan durante la ruptura (ver Figura 11). Inicialmente una zona de fragmentación de alta plastificación divide la masa que

se moviliza en dos. Posteriormente, durante el movimiento generalizado, esta zona evoluciona intensificando su plastificación y otras nuevas zonas de fragmentación son desarrolladas. El campo de deformaciones plásticas correspondiente a la configuración final, t=60 s en la Figura 11, evidencia zonas de intensa plastificación en rojo y zonas de comportamiento elástico en azul. El modelado con DDA también definió un cuerpo central (Zona B) con comportamiento asemejable al de cuerpo rígido, más la aparición de algunas bandas de cizalla que se producirían por efecto de los cambios de inclinación de la superficie de deslizamiento.

c) Energía liberada

La energía cinética liberada durante el evento fue estimada por DDA (Figura 9) y por MPM (Figura 12.d). Ambos modelos numéricos muestran una tendencia similar. La energía máxima obtenida por ambos modelos es aproximadamente 1e+12 J y esta ocurre en aproximadamente 20 s de simulación. A los 35 s la energía cinética de ambos modelos es prácticamente nula, correspondiente con un estado de equilibrio. El modelo MPM muestra que a los 35 s aún existe una energía cinética remanente, del orden del 5% de la máxima, que se debe al movimiento retrasado de la cola del talud (Zona C). Según se observa en el modelo MPM, este efecto se relaciona con el desarrollo de zonas de alta plastificación en su base como consecuencia del movimiento generalizado de la masa que rompe. Según los resultados obtenidos con DDA, este efecto está asociado a una banda de cizalla generada por un desajuste cinemático entre la cola del talud y el cuerpo central (Zona B) que se detiene antes. Ambos métodos consiguen reproducir este fenómeno mecánico que se observa al final del deslizamiento.

d) Velocidades

Ambos modelos numéricos estimaron las características cinemáticas de la masa durante la ruptura. Las características cinemáticas de interés son la velocidad y la distancia total recorrida. El modelo discreto con DDA estimó una velocidad máxima de la masa próxima a 25 m/s, registrada en el punto de control P1 ubicado en la Zona C (cola). El modelo continuo MPM estimó una velocidad horizontal máxima de 22.4 m/s y una magnitud de velocidad de 23.5 m/s para esta zona, en el punto de control P1. Las velocidades obtenidas por ambos métodos son muy próximas entre sí y están de acuerdo con los valores reportados [9]. Estos valores confirman que este evento es del tipo extremadamente rápido [26].

e) Distancias

En relación a la distancia recorrida por la masa durante la ruptura, el DDA estimó una distancia máxima de 560 m en el punto de control superior P1 (cola) y 270 m en el punto de control inferior P5 (cuerpo). Las distancias obtenidas con el MPM fueron de 660 m en el punto superior P1 (cola) y 311 m en el punto inferior P2 (cuerpo). Estos valores resultan consistentes entre ellos y también con los valores medios reportados [9]. Por un lado, las distancias registradas con MPM en los puntos de control resultan mayores que las estimadas por DDA. En particular, el valor de la distancia recorrida por punto de control en la zona de la cola es 100 m mayor, y el del cuerpo es 40 m mayor. Por otro lado, la topografía final (Figura 13) revela que el modelo MPM presenta un menor desplazamiento medio de la masa en comparación con DDA. Esta diferencia observada puede estar relacionada con dos efectos: a) la existencia de deslizamientos diferenciales entre la parte inferior de la masa, en contacto con la roca, y la zonas superiores, b) hacia el final del evento, MPM apunta a una actividad residual de la cola del talud a alta velocidad (con 5% de energía máxima), lo que explicaría la mayor distancia obtenida.

f) Tiempos característicos del evento

Ambos modelados apuntaron una duración para el evento de alrededor de unos 37 a 40 segundos, que se corresponde con los reportes históricos que apuntan a una duración de menos de un minuto. Adicionalmente MPM reproduce una actividad residual de la cola del talud de unos 20 segundos

adicionales. Esta actividad residual también se insinúa en DDA pero se desarrolla en unos 4 segundos (ver Figura 8.b y comparar las curvas para e punto 1, que mide el comportamiento de la cola del talud, con las curvas correspondientes a los otros puntos de medición). De manera que tenemos una concordancia de tiempos, donde DDA desarrolla el evento en tiempos apenas menores que MPM.

g) Tiempo (costo) computacional

Usando un único núcleo de cómputo, el modelo MPM requirió 197 minutos para analizar 60 segundos de simulación usando 63528 puntos materiales, mientras que el modelo DEM demoró 131 minutos en analizar 38 segundos de simulación usando 3096 bloques. Para permitir la comparación entre los tiempos computacionales se usa un tiempo computacional normalizado, definido por el tiempo computacional de cada método por unidad de tiempo de simulación por unidad de elemento que discretiza el modelo numérico. La Figura 14 muestra el tiempo computacional normalizado para cada método. Se observa que al usar 1 núcleo de cómputo el análisis DEM resulta 20 veces mas lento que el modelo MPM. Esto se debe principalmente a la gran demanda computacional del algoritmo de búsqueda de contactos presente en el modelado DEM. El modelo MPM no requiere búsquedas relacionadas a los contactos, dado que los mismos se identifican durante la interpolación de masas hacia los nodos computacionales. La eficiencia del modelo MPM fue también evaluada en función del número de núcleos de cómputo. La Figura 14 muestra que al usar 7 núcleos el tiempo computacional del modelo MPM se reduce en 54% y al usar 14 núcleos disminuye en 60%.

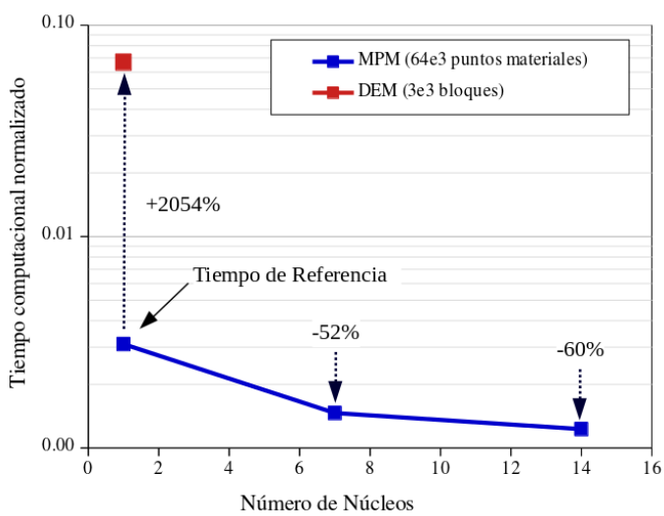


Figura 14. Variación del costo computacional normalizado según el número de núcleos de cómputo.

8 CONCLUSIONES

El deslizamiento de Vajont fue simulado numéricamente mediante un enfoque discreto usando DDA y otro continuo con MPM. En ambos enfoques, el mecanismo de falla inicial se asumió en la zona de las intercalaciones arcillosas reportadas para el deslizamiento de Vajont y, en ambos casos, esa superficie de falla fue modelada con propiedades friccionales especiales. Los resultados comparados mostraron una coherencia y complementación notables, brindando no sólo estimaciones para las velocidades, distancias y desplazamientos de toda la masa movilizada, sino también importantes informaciones relativas a su comportamiento mecánico interno, a la formación de bandas de cizalla, comportamiento diferenciado en su pié (Zona A), cuerpo (Zona B) y cola (Zona C), así como la evolución de la energía cinética disipada en el proceso de colapso.

El modelo discreto usando DDA se enfocó en la definición de una masa de roca diaclasada mediante la imposición de tres familias de discontinuidades definidas a partir de los reportes de campo. El retro análisis fue controlado por la resistencia friccional en el plano de deslizamiento, que fue la principal variable del modelado. Para esto se implementó una ley de degradación friccional con la distancia basada en resultados de laboratorio, y se ajustaron los valores iniciales de fricción para establecer una condición de creep al inicio del evento. Los resultados mostraron un comportamiento diferenciado en la masa de suelo, pie, cuerpo central y cola del talud. También se evidenció la formación de bandas de cizalla y el comportamiento asemejable al de cuerpo rígido del cuerpo central de la masa de suelo.
El modelo continuo usando MPM, además del contacto friccional en la base incorporó un contacto en las interfaces de los materiales del modelo. En este modelo, los parámetros usados en el retro análisis fueron los valores de degradación de los materiales, dado por los valores residuales del ángulo de fricción interna, cohesión e deformaciones plásticas asociadas a cada uno de ellos. Los resultados evidenciaron una zona de alta plastificación en todo el contacto con la roca de la base, y fueron capturadas zonas de plastificación verticales, cuya evolución determinó bloques fracturados con movimiento de cuerpo rígido. Adicionalmente, se observó la ruptura retrasada de la cola del talud, que ocurre luego de equilibrio general de la masa que se moviliza.
El DDA hace posible el análisis discreto de un problema geotécnico en un macizo rocoso, haciendo explícita su composición al definir un sistema de bloques de geometrías complejas a partir de familias de discontinuidades con características mecánicas diferenciadas. El análisis permite visualizar el proceso de deslizamiento a cada instante, con indicación de las velocidades desarrolladas por cada bloque.
El MPM demuestra ser un método numérico de gran interés para modelar problemas geotécnicos de grandes deformaciones, especialmente en problemas donde el comportamiento de los materiales requiera relaciones constitutivas basadas en criterios de daño, pudiendo incorporar diversas formas de ablandamiento/endurecimiento basadas en la mecánica de los medios continuos.
El análisis comparado permitió una mejor interpretación del evento ocurrido y sus particularidades mecánicas y cinemáticas, pudiendo estimar ajustadamente velocidades, distancias, energías y tiempos.
El análisis del tiempo (costo) computacional muestra que el modelado DEM resulta significativamente más costoso que el modelo MPM, debido al costo computacional del algoritmo de búsqueda de contactos del mismo. El modelo MPM no requiere búsquedas relacionadas a los contactos, dado que los mismos se identifican durante la interpolación de masas hacia los nodos computacionales. Las técnicas de paralelización usando múltiples núcleos de cómputo permitieron disminuir aún más el costo computacional del modelo MPM: hasta un 60% de reducción para el modelo presentado el este trabajo.

REFERENCIAS

[1] G. Shi, Block System Modeling by Discontinuous Deformation Analysis., Southhampton, UK: Computational Mechanics Publication, Brebbia, C.A., Connor, J.J.Topics in Engineering , 1993.

[2] Y. Hatzor, G. Ma and G. Shi, Discontinuous Deformation Analysis in Rock Mechanics Practice., The Netherlands: CRC Press,Feng, X.T.ISRM Book Series., 2017.

[3] D. Sulsky, Z. Chen and H. L. Schreyer, "A Particle Method for History-Dependent Materials," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering,* vol. 118, p. 179–196, 1994.

[4] X. Zhang, Z. Chen and Y. Liu, The material point method: a continuum-based particle method for extreme loading cases, Academic Press, 2016.

[5] L. Superchi, M. Floris, M. Ghirotti, R. Genevois, M. Jaboyedoff and D. Stead, "Technical Note: Implementation of a geodatabase of published and unpublished data on the catastrophic Vaiont landslide.," *Natural Hazards and Earth System Sciences,* vol. 10, no. 86, 2010.

[6] L. Müller, " The rock slide in the Vajont valley.," *Rock Mech. Eng. Geol.,* vol. 2, p. 148–212., 1964.

[7] L. Müller, "New considerations in the Vaiont slide.," *Eng. Journal,* vol. 6, p. 1–91, 1968.

[8] A. Hendron and F. Patton, "The Vaiont slide, a geotechnical analysis based on new geologic observations of the failure surface," Technical Report GL-85-5, Department of the Army, US Corps of Engineers, Washington, DC., 1985.

[9] A. Hendron and F. Patton, "The Vaiont slide – a geotechnical analysis based on new geologic observations of the failure surface," *Engeneering Geology,* vol. 24, p. 475–491, 1987.

[10] R. E. Goodman, Engineering Geology, Wiley, 1993.

[11] F. Ferri, G. D. Toro, T. Hirose, R. Han, H. Noda, T. Shimamoto, M. Quaresimin and N. d. Rossi., "Low- to high-velocity frictional properties of the clay-rich gouges from the slipping zone of the 1963 Vaiont slide, northern Italy," *Journal of Geophys. Research,* vol. 1, 2011.

[12] I. Vardoulakis, "Catastrophic landslides due to frictional heating of the failure plane," *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials,* vol. 5, pp. 443-467, 2000.

[13] T. Tika and J. Hutchinson, "Ring shear tests on soil from the Vaiont landslide slip surface," *Geotechnique,* vol. 49, p. 59–74., 1999.

[14] K. Lo, C. F. Lee and P. Gelinas, "Alternative Interpretation of the Vaiont Slide," in *Stability of Rock Slopes: Proc. 13th Symp. on Rock Mech. ASCE*, New York, 1972.

[15] R. Chowdhury, " Analysis of the Vajont Slide - new approach. Rock Mechanics," *Journal Int. Soc. Rock Mechanics,* vol. 11, pp. 29-38, 1978.

[16] I. Vardoulakis, "Dynamic thermo-poro-mechanical analysis of catastrophic landslides," *Geotechnique,* vol. 52, p. 157– 171, 2002.

[17] E. Veveakis, I. Vardoulakis and G. Di Toro, "Thermoporomechanics of creeping landslides: The 1963 Vaiont slide, northern Italy," *Journal of Geophys Res-Earth ,* vol. 112, 2007.

[18] J. P. Ibañez and Y. H. Hatzor, "Friction degradation in rapid sliding: Back analysis of the catastrophic Vajont landslide using DDA," in *ARMA Congress, 18–684.*, Seattle, USA, 2018.

[19] J. P. Ibañez and Y. H. Hatzor, "Rapid sliding and friction degradation: Lessons from the catastrophic Vajont landslide," *Engineering Geology,* vol. 244, pp. 96-106, 2018.

[20] J. Ibañez and Y. Hatzor, " From creep to rapid sliding: back analysis of the Vajont landslide with the numerical DDA method.," in *Rock Mechanics for Natural Resources and Infrastructure Development – Fontoura, Rocca & Pavón Mendoza (Eds) ISRM, ISBN 978*, Foz do Iguaçu, Brazil, 2020.

[21] N. Barton and S. Bandis, "Some effects of scale on the shear strength of joints," *Int. J. Rock Mech. Mining Sci. Geomech.,* vol. 17, no. 1, p. 69–73, 1980.

[22] T. Belytschko, W. K. Liu, B. Moran and K. Elkhodary, Nonlinear finite elements for continua and structures, John wiley & sons, 2013.

[23] F. Fernández, "Modelagem Numérica De Problemas Geotécnicos De Grandes Deformações Mediante O Método Do Ponto Material.," Pontifícia Universidade Católica de Rio de Janeiro, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil, 2020.

[24] M. A. L. Serna, "Experimental And Numerical Study Of Geotechnical Problems Using The Material Point Method," 2016.

[25] M. A. Llano-Serna, M. M. Farias and D. M. Pedroso, "An assessment of the material point method for modelling large scale run-out processes in landslides," *Landslides,* p. 1–10, 2015.

[26] D. M. Cruden and D. J. Varnes, "Landslides: investigation and mitigation. Chapter 3-Landslide types and processes," *Transportation research board special report,* 1996.

Evaluación del potencial de licuación por acción sísmica mediante el uso de modelación numérica

M. G. Sottile, N. Tasso, A. O. Sfriso

msottile@srk.com.ar, ntasso@srk.com.ar, asfriso@srk.com.ar
SRK Consulting Argentina / Universidad de Buenos Aires

RESUMEN: El estado de la práctica para evaluar el potencial de licuación dinámica de una columna de suelo implica el uso de métodos simplificados para determinar y comparar la relación de tensiones cíclicas (CSR) con la relación de resistencia cíclica (CRR). A pesar de haber sido satisfactoriamente utilizados durante años, estos métodos están basados en análisis inversos de pocos casos reales de licuación, y asumen que la generación de presiones de poros y eventual licuación no afectan a la propagación de la onda mecánica en el medio que licúa. En este artículo se presentan los detalles de una modelación numérica que tiene como propósito determinar cuáles son los principales aspectos de los suelos y de los sismos que controlan el fenómeno, y entender por qué los métodos existentes han funcionado. Se presentan más de 6500 análisis dinámicos con modelos de elementos finitos en Plaxis 2D, permutando registros sísmicos reales con diferentes configuraciones estratigráficas y distintas densidades relativas para los materiales licuables, los cuales se caracterizan con el modelo constitutivo PM4Sand. Estos resultados se comparan con simulaciones análogas que emplean una herramienta de respuesta de sitio lineal equivalente, comúnmente utilizada en la práctica para determinar el CSR. Los resultados de ambos análisis se comparan para determinar la influencia de la generación de presión de poros en los valores de PGA en superficie y CSR en el estrato licuable; luego se presenta una evaluación de los principales aspectos geotécnicos y sísmicos que controlan el problema, y finalmente se evalúa la capacidad predictiva de los métodos simplificados.

Palabras clave: Licuación dinámica, análisis de respuesta de sitio, Plaxis 2D, PM4Sand, Python

1 INTRODUCCIÓN

Los suelos granulares sueltos confinados con presiones efectivas moderadas o altas tienden a contraer - reducir su volumen- cuando son sometidos a esfuerzos de corte. La magnitud de dicha contracción se relaciona comúnmente con el parámetro de estado del material [1]. Si el material está saturado, y la aplicación de los esfuerzos ocurre en un breve período -por ejemplo, durante un sismo- el material se deforma a volumen constante y desarrolla exceso de presiones de poros que eventualmente inducen una pérdida instantánea de la rigidez y resistencia al corte del material, en un fenómeno conocido como licuación dinámica.

El estado de la práctica para evaluar el potencial de licuación dinámica de una columna de suelo implica el uso de métodos simplificados para determinar y comparar la relación de tensiones cíclicas (CSR) con la relación de resistencia cíclica (CRR) del material; se define la ocurrencia de la licuación si CSR excede a CRR durante el sismo. Los métodos más utilizados son los propuestos por Seed e Idriss [2], Robertson [3], Youd *et. al* [4] y Boulanger e Idriss [5]. A pesar de haber sido satisfactoriamente utilizados durante años, estos métodos simplificados presentan una serie de limitaciones: i) están basados en análisis inversos de pocos casos reales de licuación donde se observaron hundimientos o eyección de material en superficie; ii) la estimación del CSR incluye coeficientes de corrección por profundidad que presentan una fuerte no linealidad respecto a las propiedades del sitio y del sismo [6], y que asumen que la generación de presiones de poros y eventual licuación no afectan a la propagación de la onda mecánica en el estrato que licúa; iii) el CRR se define indirectamente en función de la densidad relativa a partir de ensayos SPT/CPT e ignora otros aspectos del comportamiento de los suelos [7].

Con el fin de mejorar la comprensión de cuáles son los principales aspectos de los sismos y de los suelos que controlan el fenómeno de licuación, varios autores han desarrollado investigaciones que comprenden: análisis de respuesta de sitio no lineales [6]; análisis probabilísticos con métodos de actualización Bayesiana [8]; y análisis con técnicas de aprendizaje automático [9][10][11]. Los análisis de respuesta de sitio incorporan la influencia de la amplificación de sitio, pero desprecian la generación de presiones de poros y su impacto en la propagación de la onda [7]. Por otra parte, los casos que involucran aprendizaje automático están calibrados a partir de casos que son reales, pero limitados en cantidad.

En este trabajo se presenta una modelación numérica masiva que tiene como propósito reproducir el fenómeno de licuación en una columna 1D, determinar cuáles son los principales aspectos de los suelos y de los sismos que controlan el fenómeno, entender por qué los métodos existentes funcionan, y comprender mejor sus limitaciones.

En primer lugar, se realizaron más de 6500 análisis dinámicos con modelos de elementos finitos en Plaxis 2D, permutando docenas de registros sísmicos reales con diferentes configuraciones estratigráficas y densidades relativas para los materiales licuables, los cuales se caracterizaron con el modelo constitutivo PM4Sand, que incorpora mecánica de suelos de estado crítico, plasticidad con endurecimiento cinemático y rigidez dependiente de la presión efectiva. Con estos ingredientes, este modelo constitutivo permite simular la generación de presiones de poros por carga cíclica, como función del parámetro de estado del material, y su consecuente impacto en la degradación del módulo de rigidez.

Estas simulaciones se repitieron utilizando una herramienta de respuesta de sitio lineal equivalente implementada en la librería Python pySRA, que incorpora técnicas comúnmente utilizadas en la práctica para determinar el CSR. La comparación entre ambos métodos, en términos de PGA (aceleración máxima en superficie) y CSR en el material licuable, permite fundamentar la falta de sustento físico de los métodos CSR|CRR, justificar porqué estos métodos funcionan en la práctica, y comprender mejor cuándo son insuficientes para describir un problema real.

2 REVISION DEL ESTADO DE LA PRACTICA

El potencial de licuación de suelos se analiza generalmente con métodos simplificados, que consisten en gráficos que establecen una frontera límite de licuación o no licuación en el espacio CRR – CSR (Figura 1). Dicha división está basada en juicio ingenieril a partir de análisis inversos de casos reales -pero limitados- de licuación.

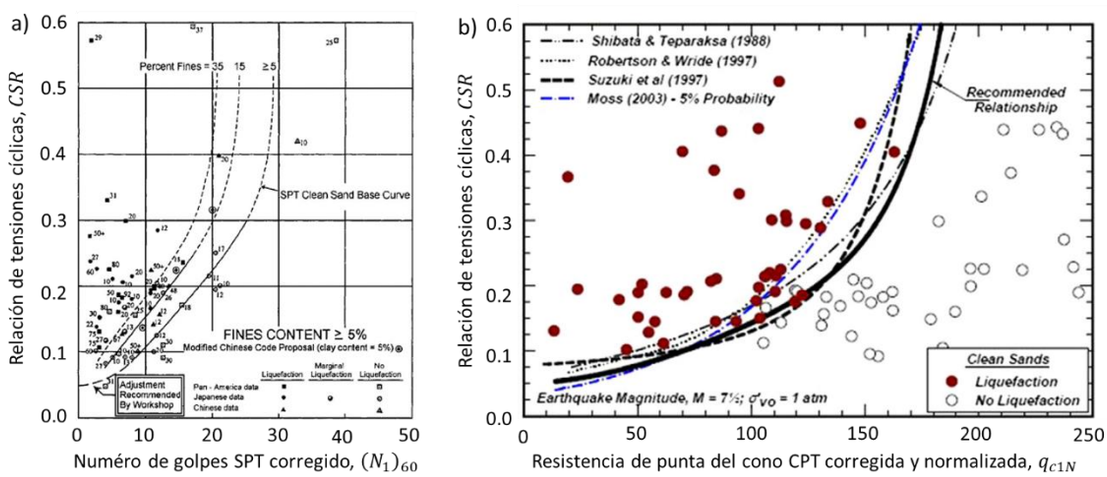


Figura 1. Gráficos de licuación de suelos para sismos de magnitud 7.5. a) Basado en SPT (Youd [4]). b) Basado en CPT Boulanger & Idriss [4]. (Adaptadas de [7]).

El primer método simplificado fue propuesto por Seed e Idriss [2], y posteriormente optimizado por Youd *et. al.* [4]. La resistencia cíclica del suelo se caracteriza a partir de ensayos SPT, normalizando el número de golpes por la tensión vertical efectiva. Complementariamente, Robertson [3] y Boulanger e Idriss [5] realizaron calibraciones análogas a partir de ensayos CPT.

En cuanto a la determinación de la demanda sísmica, caracterizada por la relación de tensiones cíclicas (CSR), todos los métodos usan un procedimiento similar basado en el método simplificado de Seed e Idriss [2] (Figura 2). El CSR se define como el cociente entre la tensión de corte uniforme promedio equivalente (τ_c) durante el sismo y la tensión vertical efectiva previa al sismo (σ'_{v0}) en cada profundidad. Seed & Idriss propusieron estimar τ_c como el 65% de la máxima tensión de corte ocurrida durante el sismo (τ_{max}). A su vez, la distribución de τ_{max} con la profundidad, se puede calcular a partir de: i) una expresión analítica que considera el PGA ocurrido en superficie (a_{max}/g), la tensión vertical total (σ_{v0}) y un coeficiente de corrección por profundidad (r_d); ii) análisis de respuesta de sitio.

Dobry [7] y Youd *et. al.* [4] discuten en detalle las limitaciones asociadas al método simplificado de Seed & Idriss, que se resumen a continuación: i) el factor 0.65 asume que las tensiones cíclicas no uniformes que ocurren durante un sismo pueden ser representadas por un numero de ciclos equivalentes de tensiones cíclicas uniformes; ii) los coeficientes de corrección por profundidad presentan una fuerte no linealidad respecto a las propiedades del sitio y del sismo y fueron calibrados para estratos de hasta 25m; iii) las tensiones máximas (τ_{max}) y aceleraciones máximas (a_{max}) en superficie que se usan en los gráficos ignoran el efecto del incremento de presiones de poros y de la licuación en la pérdida de rigidez del estrato que licúa. Esta última resulta ser critica cuando se utilizan los análisis de respuesta de sitio, ya que es equivalente a asumir que las curvas de G/G_{max}– γ y τ– γ son las mismas antes, durante y después de la licuación [7]. Por ejemplo, Kramer [13] demostró que la licuación tiene un efecto no despreciable en la amplitud y el contenido de frecuencia de la señal sísmica.

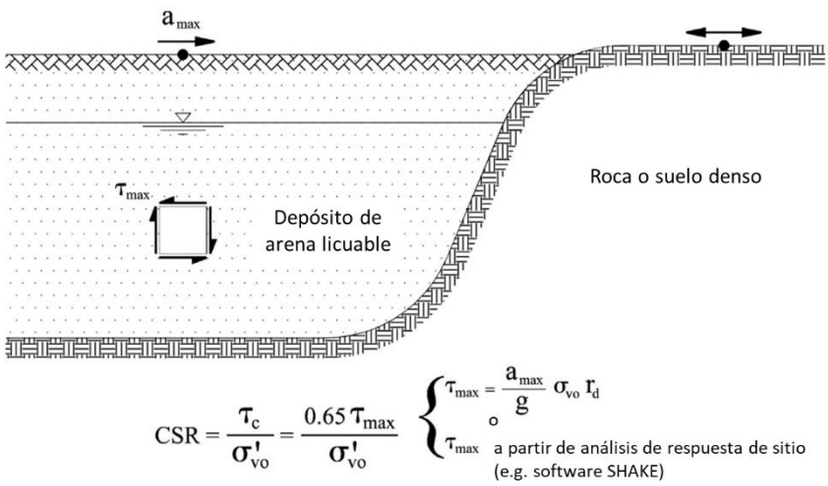


Figura 2. Cálculo de CSR por el método simplificado de Seed & Idriss [2] (Adaptada de [7]).

En la Figura 3 se muestran las aceleraciones horizontales y espectrograma de Stockwell normalizado para la señal medida en superficie en la estación IBR014 durante el sismo de Tohoku; se observa que antes de la licuación, la mayor potencia espectral varía entre 5-10 Hz, mientras que luego de la licuación cae a 1-2 Hz producto de la imposibilidad de los bolsones licuados dentro del terreno de propagar la onda hacia la superficie.

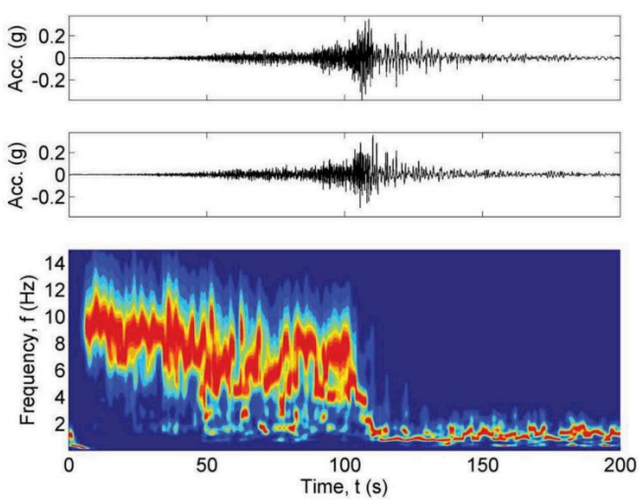


Figura 3. Aceleraciones horizontales en superficie y espectrograma de Stockwell normalizado para la señal medida en la estación IBR014 durante el sismo de Tohoku [13].

3 MODELACIÓN NUMÉRICA

3.1 *Estrategia de análisis*

La modelación numérica consistió en la ejecución 6552 simulaciones de una columna de suelo, en las que se combinaron registros sísmicos reales con diferentes configuraciones estratigráficas y distintas densidades relativas para los materiales licuables.

En cada simulación se registró la evolución de tensiones de corte (τ_{xy}), deformaciones de corte (γ_{xy}) y la relación de exceso de presión de poros (r_u). Los resultados obtenidos fueron procesados para determinar la ocurrencia de licuación, definida a través de umbrales típicamente utilizados en la literatura [12]: si en algún punto del material licuable $\gamma_{xy} > 3\%$ o $r_u > 0.90$. La generación de los modelos, los cálculos, la obtención y el procesamiento de los resultados se realizó de forma automática mediante un código Python desarrollado al efecto.

Se calcularon las tensiones de corte para compararlas con los valores de CSR obtenidos a partir de los análisis de respuesta de sitio (SRA) que se utilizan comúnmente en la práctica. También se registraron las aceleraciones en superficie para ver el impacto de la generación de presiones de poros -y la eventual licuación- en el PGA en superficie. Los análisis de respuesta de sitio se realizaron con la librería pySRA que emplea formulaciones para la rigidez no lineal del terreno y curvas de degradación de rigidez análogas a las implementadas en Plaxis; la principal diferencia entre los modelos numéricos y los modelos lineal-equivalentes es que estos últimos no consideran el impacto de la generación de presión de poros en la propagación de la onda mecánica a través de la columna de suelo.

Por último, se compararon los resultados de Plaxis y de SRA en términos de PGA y CSR y se efectuó una evaluación independientemente de la influencia de cada aspecto geotécnico y sísmico en la ocurrencia de la licuación, que pretende aportar pruebas para comprender por qué los métodos simplificados han funcionado.

3.2 *Modelo numérico en PLAXIS 2D*

El modelo numérico y los casos de análisis están inspirados en el trabajo de Bray & Macedo [14]. En este estudio, se modeló dinámicamente una columna de suelo de 20 m de profundidad total, con tres estratos: dos no licuables (HC: superior y HB: inferior), y uno licuable (HL: medio). Los estratos HC y HB tienen una densidad relativa Dr = 90%, mientras que el estrato HL tiene una densidad relativa variable 35 < Dr < 90%. El nivel freático se mantuvo fijo en el contacto entre HC y HL. En la Figura 4 se presentan los detalles del modelo numérico.

Las 6552 simulaciones se obtienen a partir de permutar 39 registros sísmicos, 4 espesores del estrato superior HC, 6 espesores del estrato licuable HL, y 7 densidades relativas para el estrato licuable HL. Se utilizaron 40 elementos de 15-nodos para lograr un balance entre la velocidad de cálculo y la propagación correcta de la onda previa a la licuación. La condición de borde inferior es una *compliant base* y en los lados se utilizó una condición de *tied degrees of freedom*, la cual garantiza un mismo campo de desplazamientos y aceleraciones en los bordes izquierdo y derecho del modelo, de manera consistente con una columna de suelo.

Considerando que los registros corresponden a suelos firmes o roca, la señal sísmica, en términos de aceleraciones, fue escalada a la mitad e introducida en la *compliant base* [15]. Se seleccionó un nodo en superficie para estudiar la evolución de a_{max} y 40 puntos de Gauss para evaluar la evolución de τ_{xy}, γ_{xy} y r_u.

3.3 *Modelos constitutivos*

El valor que incorpora este trabajo respecto a otros existentes es que se utiliza el modelo constitutivo PM4Sand para caracterizar el comportamiento del estrato licuable, y así simular de forma realista la generación de presiones de poros por carga cíclica en función de la densidad relativa del material y su consecuente impacto en la degradación del módulo de rigidez y en la propagación de la onda. Al igual que Bray & Macedo [14], se utilizaron parámetros por defecto propuestos por Ziotopolou & Boulanger [16], y para el parámetro h_{p0} se consideró un promedio de los valores informados por los autores (Figura 4).

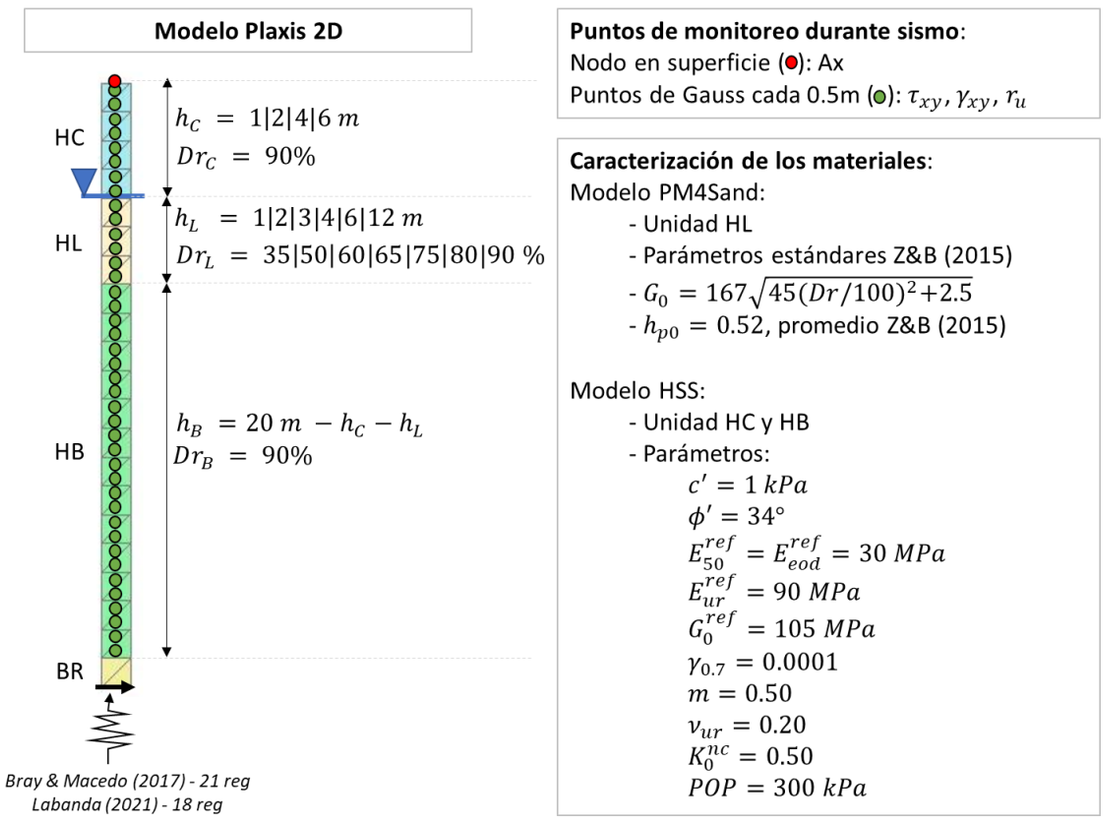


Figura 4. Modelo numérico de la columna de suelo, y parámetros geotécnicos.

Los materiales no licuables se modelaron con el modelo constitutivo Hardening Soil Model with Small-strain Stiffness (HSS). Este modelo puede captar la degradación del módulo de rigidez con deformaciones de corte (o sea, captura amortiguamiento histérico), pero no puede captar la generación de presiones de poros por cargas cíclicas ya que su formulación no cuenta con endurecimiento cinemático. La rigidez de referencia a bajas deformaciones (G_0^{ref}) se determinó utilizando la misma expresión que para PM4Sand en función de la densidad relativa, y los parámetros de rigidez restantes (E_{50}^{ref}, E_{oed}^{ref}, E_{ur}^{ref}) se determinaron a partir de relaciones en cascada utilizadas convencionalmente en la práctica. Durante la simulación se asumió que los materiales caracterizados con HSS no generan presiones de poros. Los parámetros utilizados se muestran en la Figura 4.

3.4 *Registros sísmicos*

Se utilizaron 39 registros sísmicos medidos en roca o suelo firme obtenidos de la base de datos de PEER NGA-West2; 21 de Bray & Macedo [14] y 18 de Labanda [17]. Con el fin de optimizar los tiempos de cálculo, los sismos fueron recortados simétricamente manteniendo el 96% de la intensidad de Arias (AI); adicionalmente, se utilizó una ventana de Hann en cada extremo de la señal equivalente al 5% de la duración recortada; también se aplicó un filtro de Butterwood de 0.05 Hz, y posteriormente se aplicó la técnica de procesamiento recomendada por el PEER. En la Tabla 1 se resumen las características principales de cada uno de los registros sísmicos empleados: su número de identificación PEER, el nombre del evento, la estación, magnitud, duración, AI, y potencias espectrales integradas entre 0-1 Hz, 0-5Hz y 0-15Hz según Labanda [17].

Tabla 1. Registros sísmicos y sus características principales.

PEER #	Evento	Estación	Mag [-]	D_{2-98} [s]	AI_{2-98} [m/s]	PGA [g]	P_{0-1}/Pr [-]	P_{0-5}/Pr [-]	P_{0-15}/Pr [-]
1012	Northridge-01	LA 00	6.69	11.3	1.0	0.38	3127	24897	32402
1078	Northridge-01	Santa Susana Ground	6.69	11.3	0.8	0.29	1538	16912	25633
1106	Kobe, Japan	KJMA	6.90	12.3	7.9	0.83	60059	237749	245312
1111	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	6.90	13.0	3.2	0.48	15460	95528	103911
1162	Kocaeli, Turkey	Goynuk	7.51	17.1	0.2	0.14	485	5309	7823
1197	Chi-Chi, Taiwan	CHY028	7.62	19.8	5.7	0.76	40005	169846	185185
125	Friuli, Italy-01	Tolmezzo	6.50	7.1	0.7	0.36	2060	19158	23065
1507	Chi-Chi, Taiwan	TCU071	7.62	26.5	9.1	0.65	16430	188063	289110
1512	Chi-Chi, Taiwan	TCU078	7.62	29.4	5.5	0.45	23777	125356	171435
1612	Duzce, Turkey	Lamont 1059	7.14	19.2	0.4	0.15	515	7496	11721
1618	Duzce, Turkey	Lamont 531	7.14	18.8	0.4	0.16	1027	11418	14062
164	Imperial Val-06	Cerro Prieto	6.53	41.0	1.2	0.17	3728	27354	37787
1787	Hector Mine	Hector	7.13	14.2	1.8	0.33	12507	52724	57669
2111	Denali, Alaska	R109 (temp)	7.90	24.2	0.1	0.11	856	2878	3457
250	Mammoth L-06	Long Valley Dam (ULA)	5.94	9.7	1.4	0.95	5726	32653	40267
265	Victoria, Mexico	Cerro Prieto	6.33	11.6	1.9	0.65	11024	45683	58306
33	Parkfield	Temblor pre-1969	6.19	6.9	0.4	0.36	1076	12119	13598
3750	Cape Mendocino	Loleta Fire Station	7.01	18.8	0.8	0.27	7045	21196	24522
3943	Tottori, Japan	SMN015	6.61	24.4	0.4	0.27	932	8122	11647
407	Coalinga-05	Oil City	5.77	7.0	3.4	0.84	7020	71007	104198
4101	Parkfield-02, CA	Parkfield - Cho 3E	6.00	8.0	1.2	0.80	1311	18508	36826
4132	Parkfield-02, CA	Parkfield – VC 2E	6.00	8.9	0.7	0.37	1786	14428	21405
415	Coalinga-05	Transmitter Hill	5.77	8.0	1.6	1.02	6663	42900	49893
4455	Montenegro, Yug	Herceg Novi - O.S.D. P	7.10	19.1	0.4	0.26	1489	10473	14083
4457	Montenegro, Yug	Ulcinj - Hotel Albatros	7.10	25.9	0.7	0.23	5418	18553	20527
4477	L'Aquila, Italy	GRAN SASSO (Assergi)	6.30	12.6	0.4	0.15	379	6045	11812
448	Morgan Hill	Anderson Dam (D)	6.19	12.3	0.6	0.42	2578	17064	21137
4845	Chuetsu-oki, Jap	Joetsu Oshimaku Oka	6.80	8.5	1.7	0.65	1089	16044	53087
4886	Chuetsu-oki, Jap	Tamati Yone Izumozaki	6.80	20.6	4.7	0.63	24180	135567	154147
5663	Iwate, Japan	MYG004	6.90	23.0	9.0	0.75	8400	78962	275320
568	San Salvador	Geotech Inv Center	5.80	6.0	2.3	0.70	10805	50088	57086
587	New Zealand-02	Matahina Dam	6.60	10.7	0.6	0.28	2630	16528	21136
690	Whittier Nar-01	San Gabriel - E GAve	5.99	9.0	0.8	0.26	5098	19951	24331
6928	Darfield,NZ	LPCC	7.00	18.4	0.7	0.36	1698	8548	19783
753	Loma Prieta	Corralitos	6.93	12.3	2.7	0.64	10422	59318	66095
8158	Christchurch, NZ	LPCC	6.20	5.6	5.5	0.95	3768	57221	168335
830	Cape Mendocino	Shelter Cove Airport	7.01	18.7	0.5	0.23	49	5355	17800
952	Northridge-01	Beverly H - 12520 Mul	6.69	10.1	2.9	0.62	5243	66159	90958
982	Northridge-01	Jensen Filter PAB	6.69	12.2	4.7	0.62	61423	143057	145459

4 RESULTADOS

4.1 *Comparación de PGA*

La Figura 5 presenta una comparación entre el PGA en superficie obtenido en las simulaciones numéricas y en los análisis SRA; los resultados se dividen entre los casos que no licúan (izquierda) y los que licuan (derecha). Se puede observar que: i) cuando no hay licuación, la dispersión es menor y el PGA numérico es mayor que el del SRA cuando PGA < 0.5|0.6g, mientras que lo opuesto ocurre si PGA > 0.5|0.6g;

ii) cuando hay licuación, la variabilidad es notoria y no existe una tendencia. Esta última observación parece ratificar la observación de Dobry [7] de que los métodos simplificados que se utilizan carecen de sentido físico, debido a que el PGA estimado en superficie a partir de análisis de SRA no considera el efecto de la licuación en la propagación de la onda. Sin embargo, es importante destacar que en los casos reales la licuación nunca abarca toda la extensión en planta de un estrato, sino que se produce en bolsones, a veces más aislados y a veces más interconectados, por lo que las ondas de corte todavía pueden atravesar el estrato que licúa a través de las zonas que aún no alcanzaron a licuar.

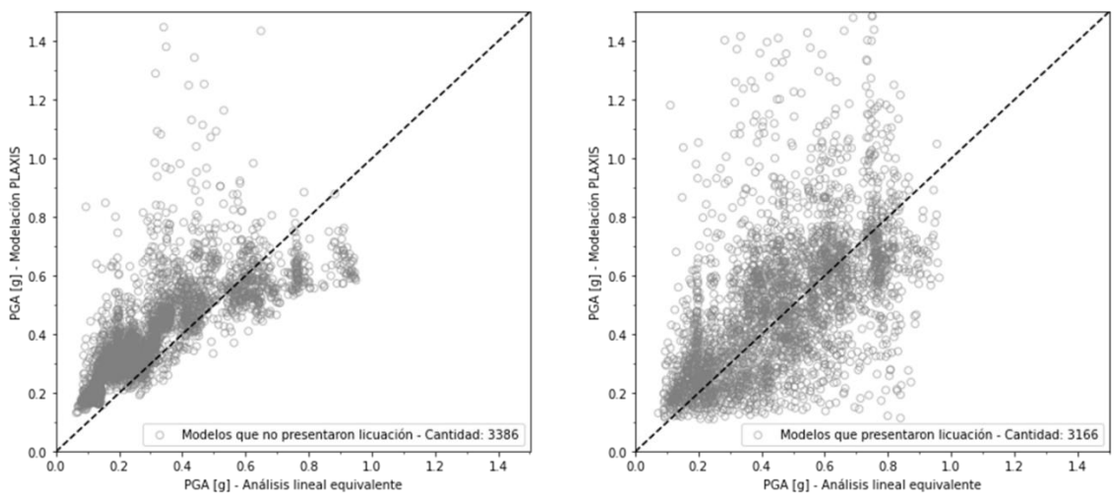


Figura 5. Comparación de PGA en superficie obtenidos en Plaxis vs análisis de respuesta de sitio lineales equivalentes. Casos que no licúan (izquierda). Casos que licuan (derecha).

4.2 *Comparación de CSR*

La evolución de las tensiones de corte se registró cada 0.5 m en ambos modelos, numérico y SRA. Luego se determinó, para cada profundidad y para cada caso, la máxima tensión de corte (τ_{max}) y se calculó un CSR corregido por magnitud y tensión de confinamiento según [5]:

$$CSR_{M=7.5,\sigma'_v=1} = (0.65 \cdot \tau_{max})/(\sigma'_{v0} \cdot MSF \cdot K_\sigma) \quad (1)$$

La Figura 6 presenta una comparación entre el CSR obtenido con ambos métodos, para puntos que se encuentran dentro del estrato licuable (HL). Los resultados se dividen entre los casos que no licúan (izquierda) y los que licuan (derecha). Se observa que no hay prácticamente correlación entre ambos métodos, sin importar si ocurrió licuación o no.

Este resultado es importante porque confirma una falta de consistencia sistemática entre el análisis basado en SRA y los resultados que se obtienen en modelos numéricos. Como el modelo constitutivo empleado en los análisis numéricos incorpora prácticamente todas las características relevantes del comportamiento no drenado de los suelos sueltos, puede concluirse que el CSR estimado según métodos simplificados es efectivamente un parámetro índice sin un sustento físico real [7]. Por otra parte, dada la vasta experiencia internacional en el uso de las técnicas SRA y los buenos resultados que se obtienen en la práctica, se hace necesario profundizar la interpretación para comprender por qué la técnica SRA funciona.

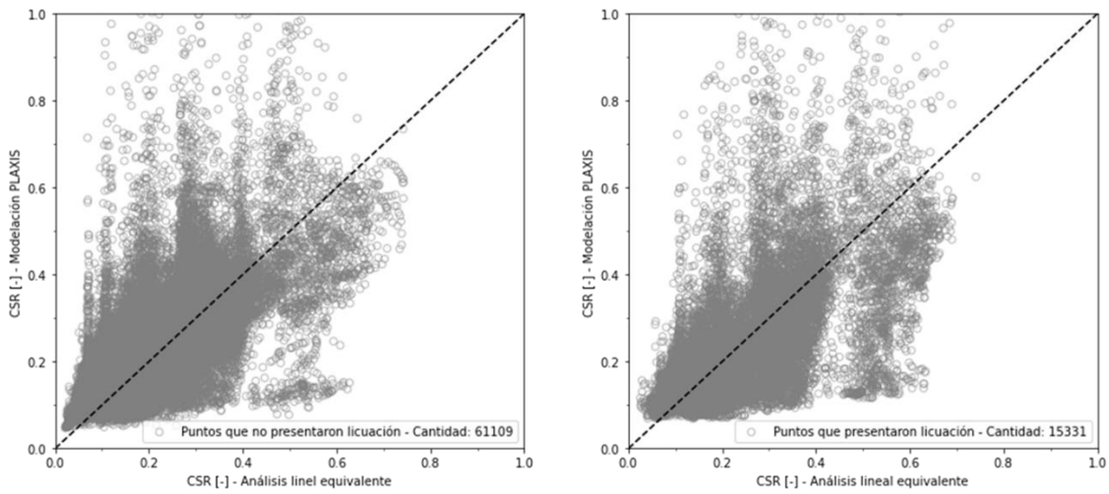


Figura 6. Comparación de CSR obtenidos en Plaxis vs análisis de respuesta de sitio lineales equivalentes. Puntos dentro del estrato licuable (HL). Casos que no licúan (izquierda). Casos que licuan (derecha).

4.3 *Efecto de la densidad relativa y la licuación en la dispersión de CSR*

La Figura 7 presenta una comparación de CSR -para puntos dentro de HL- entre el análisis numérico y el análisis SRA para casos que no licúan, agrupados según las densidades relativas consideradas para el estrato HL; el propósito es entender su impacto en los resultados. Se puede observar que, para suelos sueltos, Dr = 35|50%, los resultados de SRA muestran CSR más altos que los modelos numéricos; una posible explicación es que, a pesar de no haber licuado, la generación de presión de poros del modelo numérico atenúa las tensiones máximas generadas durante el sismo. Lo contrario ocurre cuando la densidad relativa aumenta; se observa que para Dr = 75|80|90%, el CSR obtenido en la modelación numérica es mayor al del análisis SRA. Otra observación es que, para suelos sueltos, Dr = 35|50% hay casos de no licuación hasta CSR = 0.40.

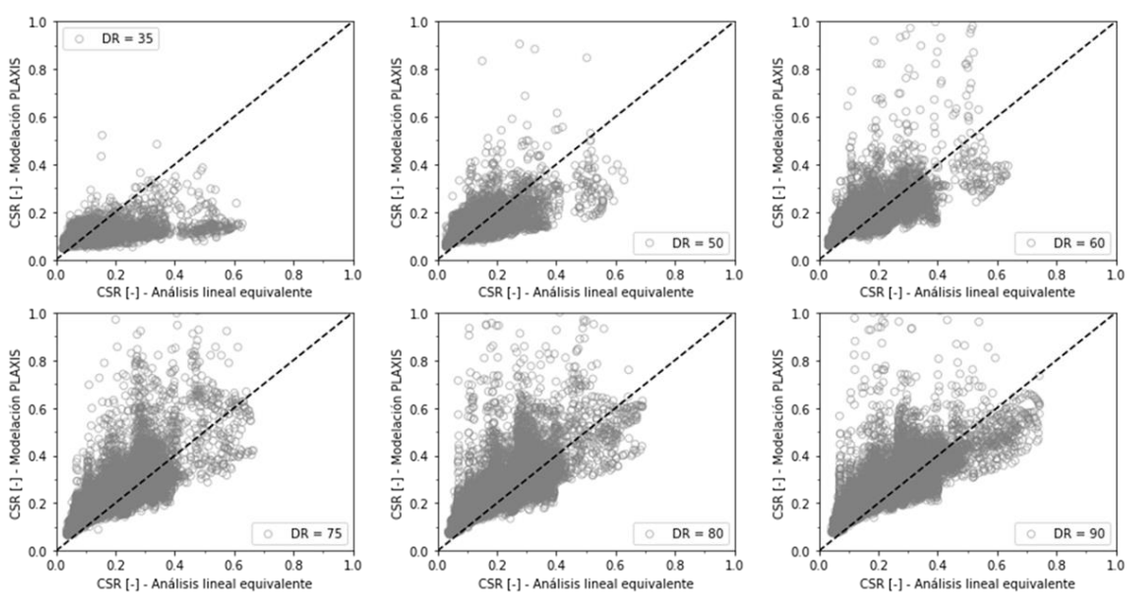


Figura 7. Comparación de CSR obtenidos en Plaxis vs SRA para casos que no licúan. Puntos dentro del estrato licuable (HL). Evaluación del efecto de la densidad relativa del estrato licuable.

De la misma forma, la Figura 8 presenta una comparación de CSR entre el análisis numérico y SRA para los casos que licúan. Una observación interesante es que el CSR necesario para observar licuación va aumentando a medida que se incrementa la densidad relativa; nótese que para Dr = 35% arrancan en CSR = 0.05, para Dr = 75% aumentan a CSR = 0.25 y para Dr = 90% casi no se observa licuación.

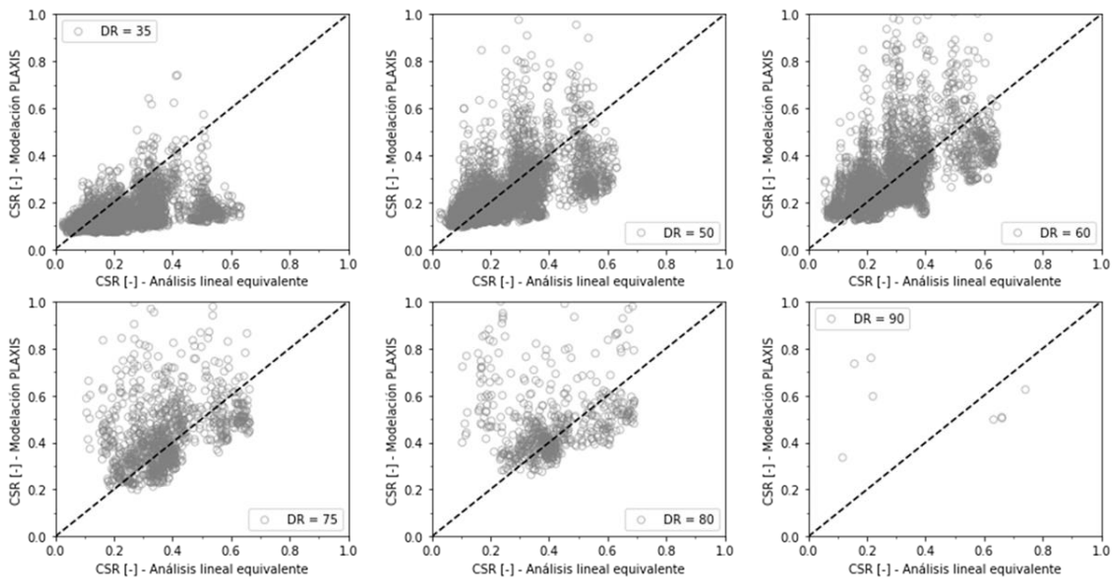


Figura 8. Comparación de CSR obtenidos en Plaxis vs SRA para casos que licúan. Puntos dentro del estrato licuable (HL). Evaluación del efecto de la densidad relativa del estrato licuable.

4.4 *Evaluación de principales aspectos que controlan la licuación*

La Figura 9 presenta diagramas de caja de las propiedades de los suelos y de los sismos que intervienen en las simulaciones; el propósito es estudiar individualmente la relación entre cada uno de ellos y la ocurrencia de la licuación, y así determinar su importancia.

Entre los aspectos que menor relación tienen con el fenómeno de licuación están: el espesor de HL; el espesor de HC, la magnitud y la duración del sismo. Los aspectos que presentan una mayor relación con la licuación son: la densidad relativa, la intensidad de Arias del sismo, y su potencia espectral, siendo la óptima la que considera la energía a bajas frecuencias (0-1 Hz). Esta relación entre la energía acumulada a baja frecuencia y el fenómeno de licuación está alineada con las conclusiones de Labanda [17]. Sorprendentemente, el PGA en el *outcrop* tiene una variabilidad tal que el cuartil Q3 de no licuación (0.3-0.6g) se superpone con el cuartil Q1 de licuación (0.35-0.6g), y por lo tanto no resulta ser un indicador óptimo para determinar la ocurrencia de la licuación.

4.5 *Comparación con el método simplificado*

Los resultados obtenidos a partir de las simulaciones numéricas se comparan con los gráficos utilizados en los métodos simplificados. Para ello, se convierte la densidad relativa al número de golpes normalizado según [12]: $(N_1)_{60} = 46\ Dr^2$. Para el caso de CSR, se consideran aquellos obtenidos a partir de los análisis SRA según las recomendaciones de Dorby [7]; esto se fundamenta en que el método simplificado está calibrado con resultados de análisis SRA que ignoran el efecto de la generación de presiones de poros y su consecuente impacto en la degradación del módulo de rigidez. En definitiva, se intenta explicar por qué los métodos simplificados funcionan.

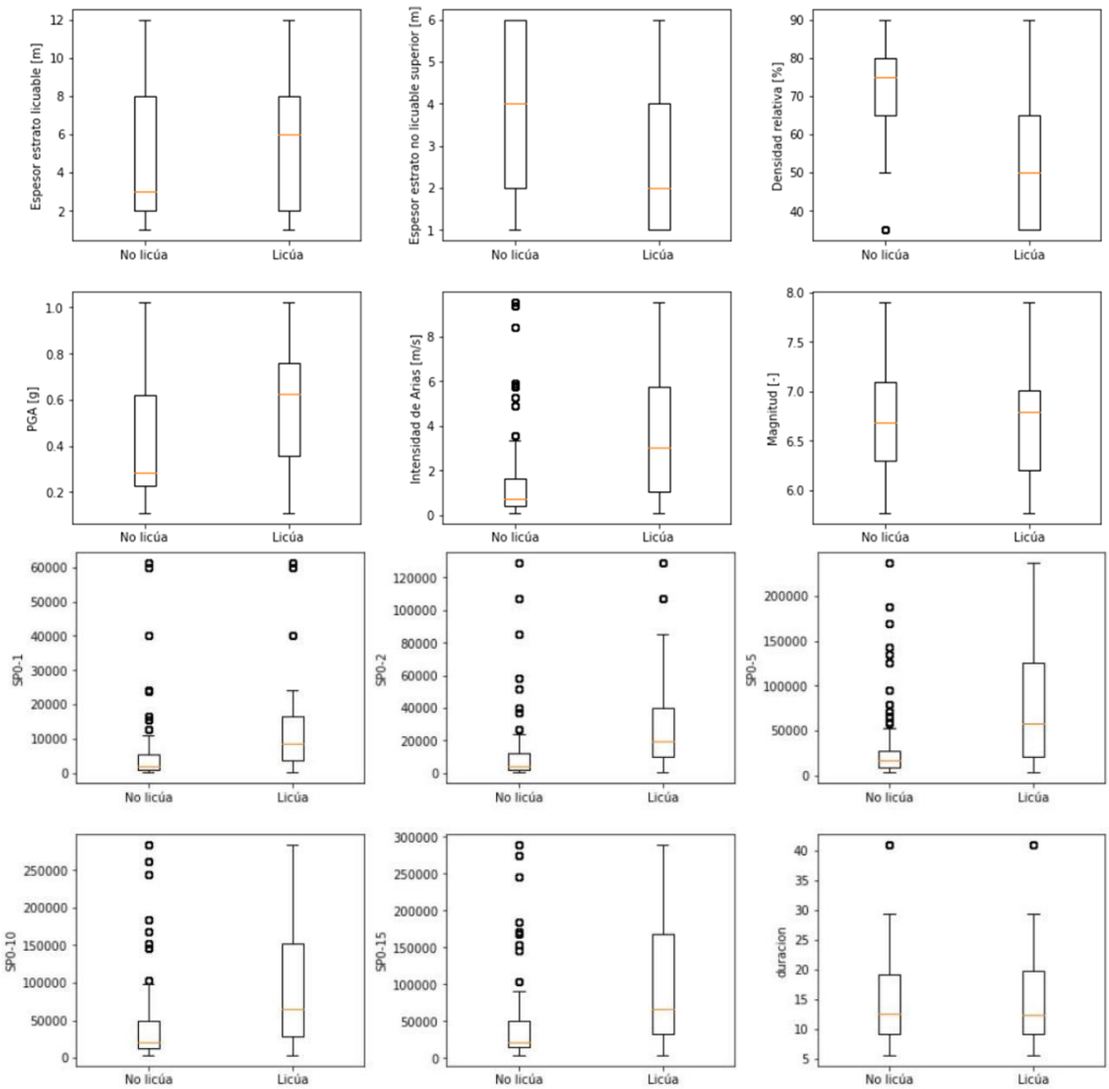


Figura 9. Diagramas de caja. Relación entre aspectos de los suelos y de los sismos con la ocurrencia de la licuación. Nota: los valores de PGA son en el outcrop (superficie de roca/suelo firme; Tabla 1).

Los resultados de las simulaciones numéricas se presentan en términos de probabilidad de ocurrencia de la licuación. Para ello, se cuentan el número de casos de licuación sobre el número de casos totales dentro de un área móvil limitada de $(N_1)_{60}$ y CSR. Luego de trazan contornos de iso-probabilidad.

La comparación se presenta en la Figura 10. Se observa una notable coincidencia entre las curvas de iso-probabilidad obtenidas y la forma y ubicación de la frontera de licuación propuesta por los métodos simplificados basados en SRA. Es interesante observar que la probabilidad de ocurrencia asociada a los casos de licuación reportados por Idriss y Boulanger [12] típicamente se ubica por encima del 15-20%, mientras que los casos de no licuación están por debajo. Por lo tanto, se concluye que las fronteras definidas por los métodos simplificados funcionan, pero quizás son algo conservadoras, ya que pueden existir casos por arriba de ellas con probabilidades altas de no licuar. Claramente, el alcance de este ejercicio numérico no permite ser concluyentes al respecto, ni brinda suficientes elementos como para proponer ajustes a los métodos simplificados que son el estado de la industria.

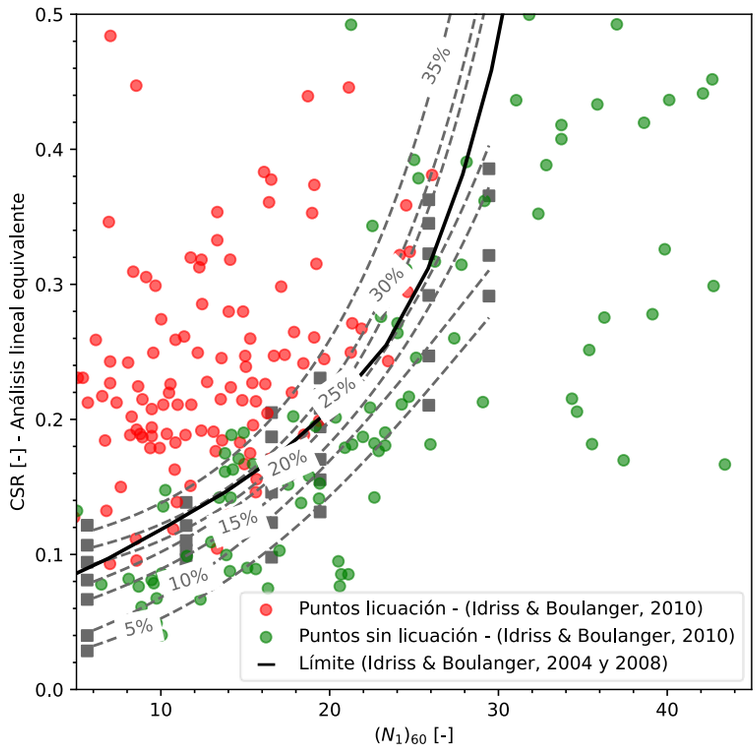


Figura 10. Comparación de resultados de simulaciones con el método simplificado.

5 CONCLUSIONES

Los métodos simplificados utilizados en la práctica para evaluar el potencial de licuación por acción sísmica han demostrado funcionar pero presentan algunas limitaciones: i) están basados en análisis inverso de pocos casos reales de licuación donde se observaron hundimientos o eyección de material en superficie; ii) la estimación del CSR incluye coeficientes de corrección por profundidad presentan una fuerte no linealidad respecto a las propiedades del sitio y del sismo, y asumen que la generación de presiones de poros y eventual licuación no afectan a la propagación de la onda; iii) el CRR se define en función de la densidad relativa a partir de ensayos SPT/CPT e ignora otros aspectos del comportamiento de los suelos.

En este trabajo se realizaron 6552 simulaciones numéricas de una columna de suelo en Plaxis 2D, permutando decenas de registros sísmicos reales con diferentes configuraciones estratigráficas y distintas densidades relativas para los materiales licuables, los cuales se caracterizaron con el modelo constitutivo PM4Sand. Complementariamente, se realizaron análisis de respuesta de sitio para las mismas configuraciones usando la librería de Python pySRA, basada en modelos lineales equivalentes.

La comparación entre los modelos numéricos y los basados en SRA demostró que: i) la licuación tiene un efecto notorio en el PGA que llega a la superficie del modelo, al menos para el caso de la columna 1D; ii) hay una notable diferencia y dispersión en el CSR obtenido por ambos métodos medidos en puntos dentro del estrato licuable, independientemente de si ocurre la licuación o no; iii) los aspectos que menor relación tienen con el fenómeno de licuación son los espesores de los estratos, la magnitud y la duración del sismo; iv) los aspectos que presentan una mayor relación con la licuación son la densidad relativa, la intensidad de arias, y las potencias espectrales, siendo la óptima la que considera la energía a bajas frecuencias (0-1 Hz).

Los resultados obtenidos a partir de las simulaciones numéricas se compararon con los gráficos utilizados en los métodos simplificados. Se observa una notable coincidencia con la forma y ubicación de la frontera de licuación de los métodos simplificados. La observación interesante es el valor de la probabilidad de ocurrencia asociado: los casos de licuación reportados por Idriss y Boulanger [12] típicamente se ubican por encima del 15-20%, mientras que los casos de no licuación están por debajo. Por lo tanto, se concluye que las fronteras definidas por los métodos simplificados funcionan, pero son quizás conservadoras, ya que pueden existir casos por arriba de ellas con probabilidades altas de no licuar. El alcance de este ejercicio numérico no permite ser concluyentes al respecto, ni brinda suficientes elementos como para proponer ajustes a los métodos simplificados que son el estado de la industria.

6 REFERENCIAS

[1] Been K, Jefferies M, *A state parameter for sands*, Géotechnique, 1985, 35(2), pp: 99-112.

[2] Seed HB, Idriss IM, *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*. J Soil Mech Found Div, ASCE 1971;97(No. SM9).

[3] Robertson P, *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*, Canadian Geotechnical Journal, 1998, 35(3), pp: 442-459.

[4] Youd TL, Idriss IM, Andrus RD, Arango I, Castro G, Christian JT, et al. *Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils*, J Geotech Geoenviron Eng ASCE, 2001, 127(10), pp:817–33

[5] Boulanger R, Idriss IM, *CPT-Based Liquefaction Triggering Procedure*, J Geotech Geoenviron Eng ASCE, 2016, 142(2).

[6] Cetin KO., Seed RB., Moss RES., Der Kiureghian AK, Tokimatsu K., Harder L.F, Kayen R. *Field Performance Case Histories for SPT-Based Evaluation of Soil Liquefaction Triggering Hazard*, Geotechnical Research Report No. UCB/GT-2000/09, University of California at Berkeley, 2000.

[7] Dobry R, Abdoun T, *3rd Ishihara Lecture: An investigation into why liquefaction charts work: A necessary step toward integrating the states of art and practice*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, 40-56.

[8] Cetin K, Kiureghian A, *Reliability-Based Assessment of Seismic Soil Liquefaction Initiation*, XVth International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, 2001.

[9] Oommen T, Baise L, Vogel R, *Validation and application of empirical liquefaction models*, J Geotech Geoenviron Eng ASCE, 2010, 136, pp: 1618-1633

[10] Zhang J, Wang Y, *An ensemble method to improve prediction of earthquake-induced soil liquefaction: a multi-dataset study*, Neural Computing and Applications, 2020.

[11] Atangana PG, Shen SL, Zhou A, Lyu H, *Evaluation of soil liquefaction using AI technology incorporating a coupled ENN / t-SNE model*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020.

[12] Idriss, I. M. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute.

[13] Kramer SL, Greenfield MW, *The use of numerical analysis in the interpretation of liquefaction case histories*, 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 2019.

[14] Bray J, Macedo J, *6th Ishihara lecture: Simplified procedure for estimating liquefactioninduced building settlement*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, 215-231.

[15] Vilhar G, Brinkgreve RBJ, Zampich L, *PLAXIS The PM4Sand model*, 2018.

[16] Ziotopolou K, Boulanger R, *PM4Sand (Version 3): A Sand Plasticity Model For Earthquake Engineering Applications*, Center For Geotechnical Modeling, Report UCD/CGM-15/01, 2015.

[17] Labanda NA, Sottile MG, Cueto IA, Sfriso AO, *Screening of seismic records to perform time-history dynamic analyses of tailings dams: A power-spectral based approach*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2021.

Modelado Numérico de la Cimentación de un Aerogenerador Fundado sobre Suelos Tropicales

Modelagem Numérica da Fundação de um Aerogerador Assente em Solo Tropical

A.R.C. Silva, J.F.R. Rebolledo e M.M. Farias

alexiaregine2@gmail.com; jrodriguezr72@hotmail.com; mmuniz94@gmail.com
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Universidade de Brasília (UnB)

RESUMO: A expectativa pelo crescimento da capacidade instalada de energia eólica, tem estimulado a construção de estruturas mais robustas, gerando certa complexidade na previsão do comportamento da estrutura e da fundação. Neste contexto, têm-se como objetivo a avaliação do comportamento da fundação de um aerogerador, instalado no Laboratório de Infraestrutura Rodoviária da Universidade de Brasília (Infralab-UnB), por meio de modelagem numérica. O sistema eólico é composto por um gerador de eixo horizontal de três pás, uma torre de 20m de altura e uma fundação do tipo estaca única assente em um solo com perfil altamente intemperizado. A modelagem foi realizada no software Plaxis 3D, onde a fundação e o maciço de solo, foram representados como elementos de volume e com modelos constitutivos elástico e elastoplásticos, respectivamente. O modelo foi analisado para condição de carregamento pseudo-estático, com solicitações determinadas para condição de tempestade, com ventos à 35m/s. Com a modelagem proposta foi possível obter uma maior sensibilidade do problema.

Palabras clave: Modelo numérico, Aerogerador, Tridimensional, Carga de vento

1 INTRODUÇÃO

A ocorrência da crise energética de 2001 foi um fator extremamente relevante para impulsionar o investimento em pesquisas na área de geração de energia. Em 2004, o potencial de energia eólica do Brasil havia atingido apenas 0,02% da sua capacidade total de 143 GW, para ventos à 50 metros de altura [1]. Deste modo, para aproveitar este recurso naturalmente abundante no país, foram desenvolvidas políticas de incentivo que tem gerado uma expansão do mercado, até os dias atuais. O Balanço Energético Nacional de 2018 informa que a produção de energia elétrica de fonte eólica atingiu 49 TWh, cerca de 14% a mais que 2017. Destaca-se ainda a expansão de 17% na potência instalada, o que tornou o país o 8º colocado do ranking mundial [2]. Em 2018, está fonte energética foi a segunda mais utilizada no Brasil.

Atualmente os parques eólicos nacionais se concentram nas regiões nordeste, sul e sudeste, por possuírem um potencial eólico mais elevado [3]. No entanto, tem-se estudado a possibilidade de expansão para as demais regiões, devido a projeção realizada pela ABEEólica, onde espera-se um crescimento de 33% na capacidade nacional instalada, até 2023. Isto tem gerado uma demanda técnica, no setor da construção civil, devido à complexidade associada a concepção e execução dos aerogeradores. Um dos maiores desafios deste tipo de obra é a boa compreensão do comportamento mecânico do sistema solo-estrutura submetido a carregamentos estáticos e dinâmicos.
Neste contexto, têm-se como objetivo a avaliação do comportamento da fundação de um aerogerador assente no solo tropical de Brasília (DF), por meio de modelagem numérica simplificada, ou seja, considerando as solicitações como estáticas.

2 FUNDAÇÃO DE AEROGERADORES

As torres eólicas são, preferencialmente, construídas com fundações superficiais devido a facilidade construtiva e baixo custo. No entanto, para atender as grandes solicitações geradas por este tipo de estrutura, esta solução demanda a utilização de extensas áreas não edificadas e que o subsolo seja altamente resistente, o que muitas vezes não é encontrado com facilidade. Nessas situações torna-se viável a utilização das fundações profundas, tipo estaca [4]–[7].
No Brasil, ainda não há nenhuma norma específica para projetos de fundação de aerogeradores, sendo comum a utilização de algumas normas internacionais, tais como a Guidelines for Design of Wind Turbine [5], a Guideline for Certification of Wind Turbines [8], a Recommendations for the Design, Calculation, Installation and Inspection of Wind-Turbine Foundations [9], entre outras.
Cerca de 57% das torres eólicas, instaladas no Brasil, foram construídas sobre fundações profundas, no qual destaca-se a utilização de estacas hélice contínua [10]. A frequente utilização deste tipo de solução se deve as condições geotécnicas do local, visto que grande parte do país está recoberta pelos solos tropicais, que possuem um comportamento peculiar em relação ao utilizado em grande parte das obras internacionais, favoráveis a utilização das fundações rasas.
De forma geral, os aerogeradores estão sujeitos a ações permanentes, variáveis e excepcionais. A primeira compreende as solicitações verticais devido a subpressão de água, em casos em que a fundação está abaixo do nível freático, e ao peso próprio da superestrutura, da fundação e do aterro. Quanto às ações variáveis, destacam-se os carregamentos horizontais e momentos gerados pela incidência do vento e das ondas (estruturas offshore) e pela rotação das pás (3P) e do rotor (1P), durante funcionamento. Por fim, as ações excepcionais se referem a ocorrência de eventos incomuns e específicos para determinada área, tal como os abalos sísmicos.
Além disto, deve-se destacar que as ações variáveis possuem natureza dinâmica que, a depender do tipo de solicitação, pode apresentar diferentes distribuições ao longo do tempo, tal como representado na Figura 1. Segundo [11], as solicitações, com frequência inferior à 1/5 da frequência natural da superestrutura, podem ser consideradas em análises pseudoestáticas. Neste tipo de análise as solicitações são consideradas com variação no tempo, no entanto, com aceleração baixa suficiente para que as forças inerciais possam ser desprezadas. Esta consideração, normalmente é válida para as solicitações de vento a baixas frequências e quando se pretende obter um maior entendimento do comportamento deste tipo de estrutura, de forma simplificada.

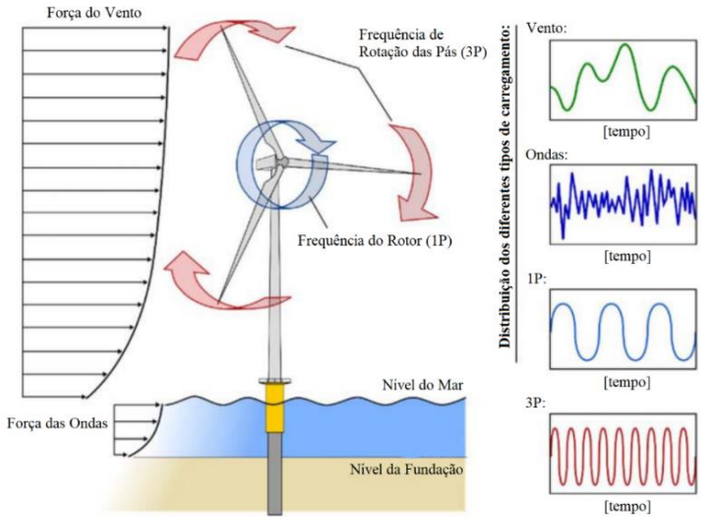


Figura 1 Distribuição real dos quatro principais tipos de carregamento [12] (modificado).

Deste modo, as solicitações são transmitidas para a fundação por meio de componentes de carga vertical (axial) e horizontal (cortante) e momento fletor e torsor (torque) ([7], [13]–[16]). Para garantir o bom funcionamento do sistema aerogerador, é exigido que o projeto geotécnico atenda alguns requisitos, sendo necessária a verificação: da estabilidade quanto à ruptura do solo, em condições últimas de carregamento (compressão e tração), dos deslocamentos máximos, das rotações que podem afetar as condições de serviço do aerogerador, do comportamento dinâmico do sistema solo-fundação e do efeito de fadiga gerado pelo carregamento cíclico.

Este tipo de problema pode ser solucionado por métodos analíticos ou computacionais. Apesar de necessitarem de uma maior base de dados, os métodos computacionais apresentam resultados mais acurados, principalmente para problemas de alta complexidade. Neste contexto, a utilização do método dos elementos finitos (MEF) tem se destacado por permitir a solução de problemas que devam considerar: o comportamento complexo do solo (rigidez não linear, endurecimento, anisotropia) ou a mudança de comportamento (melhoria do solo, consolidação); as complexas condições hidráulicas; uma geometria não usual; a interação solo-estrutura e análise de forças internas; cargas complexas; e, os efeitos da sequência e método de construção [17].

Com o avanço da tecnologia e a atual busca por aumento da potencia instalada de energia eólica, estima-se uma crescente necessidade de construir torres cada vez mais altas. Neste contexto, a utilização de métodos mais complexos tem-se tornado essencial para uma avaliação mais rigorosa sobre a resposta da fundação dos aerogeradores.

3 ESTUDO DE CASO

Neste trabalho será modelado o comportamento mecânico do aerogerador EOL-20 (Figura 2), instalado no Laboratório de Infraestrutura Rodoviária da Universidade de Brasília (InfraLab-UnB). Sua superestrutura é composta por um nacelle, um rotor de 3 pás e uma torre metálica tubular. Ressalta-se que a torre, de 20 m de altura e 0,3 m de diâmetro médio, está diretamente apoiada na base metálica, que faz a conexão entre a superestrutura e a fundação.

Figura 2 Aerogerador EOL-20.

A modelagem computacional, via MEF, será realizada no software Plaxis 3D, comercializado pela Bentley Systems e com licença disponibilizada pelo Laboratório de Infraestrutura Rodoviária (InfraLab) da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília (FT-UnB). A seguir serão descritos os componentes, os parâmetros, e os tipos de análise adotados para modelagem do EOL-20.

3.1 *Solo*

A sondagem, realizada no local de instalação da torre, permitiu a identificação de quatro camadas de solo distintas. Na Figura 3 observa-se que os valores encontrados se assemelham ao perfil de sondagem do Campo Experimental de Fundações da Universidade de Brasília (CEGUnB), localizado a aproximadamente 1 km da torre. Os dados do CEGUnB foram extraídos de [18].

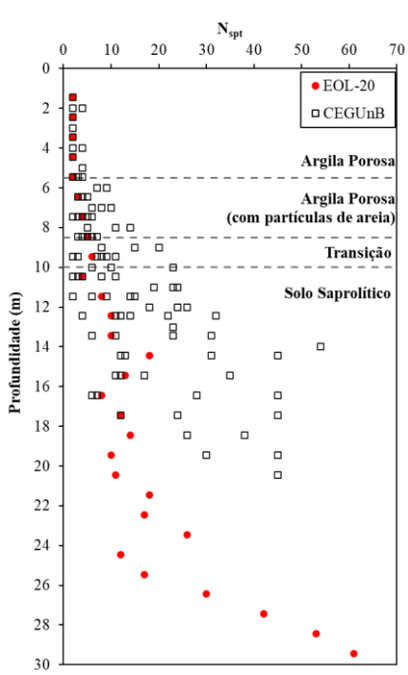


Figura 3. Perfil de SPT da fundação da EOL-20 e do campo experimental.

Neste contexto, as análises deste trabalho serão realizadas considerando as propriedades do solo do CEGUnB. Este constitui um típico perfil de intemperismo com um horizonte laterítico (até 8,5 m), de transição (de 8,5 a 10 m) e saprolítico (de 10 a 12 m). O primeiro horizonte é composto por uma camada de areia argilo-siltosa (até 3,5 m), caracterizada com alto índice de vazios, macroporos e muitos agregados, e outra de argila areno-siltosa (até 8,5 m), com índice de vazios decrescente e macroporosidade menor em relação a camada superior. Na camada de transição, o solo assume textura mais siltosa, com distribuição de poros mais homogênea e baixo nível de intemperização. A camada de solo saprolítico é caracterizada pela presença de intercalações de quartzo e silte argiloso vermelho [19].
É recomendada a utilização de modelos elastoplásticos na representação dos materiais vulneráveis do sistema de aerogeradores, e do modelo elástico para obtenção da sensibilidade do fenômeno e conhecimento das partes do modelo que necessitam de refinamento [20]. Dentre os diversos modelos elastoplásticos disponíveis no Plaxis 3D, o Hardening Soil (HS) tem se destacado, por ser aplicável a diferentes tipos de solo e problemas geotécnicos. Neste contexto, o mesmo será utilizado para modelagem do solo, considerando os parâmetros já calibrados por [18], para o perfil de solo do Campo Experimental da UnB (Tabela 1).

Tabela 1. Parâmetros do perfil de solo para o modelo Hardening Soil Model (Rebolledo et al, 2019).

Identificação		Camada 01	Camada 02	Camada 03	Camada 04	Camada 05	Camada 06
Geral	**Prof. (m)**	0-1,5	1,5-3,5	3,5-5,0	5,0-7,0	7,0-8,5	8,5-20,0
	Tipo de Drenagem	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado
	γ (kN/m³)	13,1	12,8	13,9	14,3	16,0	18,2
Parâmetros do Modelo	**E_{50}^{ref} (MPa)**	3,2	2,5	4	12	13,2	12,2
	E_{oed}^{ref} (MPa)	4,9	1,45	2,2	6,9	7	5,7
	E_{ur}^{ref} (MPa)	14	14	36,9	37,5	54	54
	m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,7
	c' (kPa)	5	5	5	20	75	20
	φ' (°)	25	25	26	32	20	22
	Ψ (°)	0	0	0	0	0	0
	ν'_{ur}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	P_{ref} (kN/m²)	100	100	100	100	100	100
	K_0^{NC}	0,58	0,58	0,56	0,47	0,66	0,63
	R_f	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	0,8
Inicial	**$K_{0,x}=K_{0,y}$**	1,37	0,77	0,56	0,56	0,66	0,63
	POP (kPa)	65,7	31,8	0	31,4	0	0

3.2 *Estrutura*

A fundação do EOL-20 é composta por uma estaca, de 0,50 m de diâmetro e 14,0 m de profundidade, e um bloco com formato hexagonal irregular, cuja altura é de 0,42 m. Estes componentes foram modelados como elementos de volume, com comportamento expresso pelo modelo constitutivo elástico linear. Para isto, foram adotadas as seguintes propriedades: módulo de Young (E) de 20 GPa, coeficiente de Poisson (ν) de 0,15 e densidade (γ) de 21,5 kN/m³.
A torre de 20 m de altura e 0,3 m de diâmetro médio é formada por chapas metálicas com módulo de Young de 210 GPa, coeficiente de Poisson de 0,3 e densidade de 78,5 kN/m³. A mesma foi modelada como elemento de placa e conectado diretamente ao bloco.

3.3 *Solicitações*

Neste trabalho, será considerada a condição da torre instalada sem funcionamento, ou seja, apenas com atuação da força do vento. Como o intuito deste trabalho é apresentar uma estimativa inicial do comportamento mecânico do sistema, tal solicitação será consideradas como pseudo-estática.
A ação do vento foi considerada, por meio da força de arrasto, atuando no gerador e na altura média da torre. O cálculo foi realizado conforme Equação 1, para a situação extrema, de tempestade, com vento a 35 m/s. Deste modo, foram determinadas duas componentes de força horizontal, uma atuando no eixo do rotor, a 20 m de altura, e outra no ponto médio da torre, a 10 m de altura. Ressalta-se que ambas as forças podem atuar em qualquer direção, ou seja, nos 360º em torno do eixo Z. No entanto, estas serão consideradas agindo de forma unidirecional ao longo do eixo X.

$$F_D = \frac{1}{2}.C_D.\rho.A.V^2 \quad (1)$$

onde:
F_D – Força de arrasto [N];
C_D – Coeficiente de arrasto [-];
ρ – Densidade do fluído [kg/m³] (ρ_{ar} = 1,2 kg/m³);
A – Área [m²]; e,
V – Velocidade [m/s].

No aerogerador, a força de arrasto é calculada considerando a área de varredura das pás, que neste caso corresponde 8,0 m². Ao longo da torre, a força do vento é distribuída de forma desuniforme, tal como representado na Figura 4. No entanto, para simplificar o modelo número, neste trabalho será considerada uma variação linear do vento, atuando em uma área transversal de 6 m².

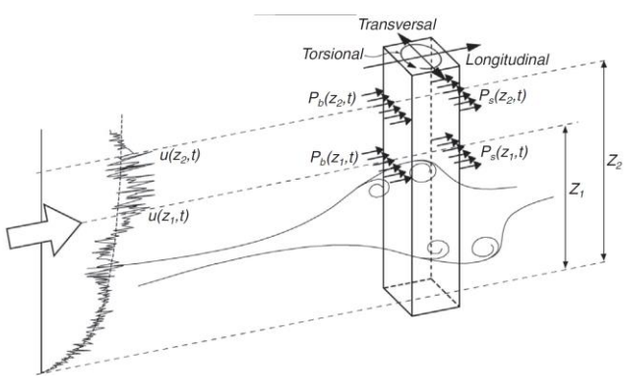


Figura 4. Distribuição da carga de vento ao longo de uma estrutura [21].

Devido a ocorrência das solicitações horizontais citadas acima, é importante considerar que a base da torre também estará sujeita a um momento de tombamento, a ser gerado pelo próprio programa, com a inserção das cargas horizontais na torre. Para consideração dos efeitos da interação dinâmica, tais solicitações serão majoradas com um fator de 1,5, valor este recomendado pelo fabricante da torre. A Tabela 2 mostra um resumo das solicitações consideradas.

Tabela 2. Cargas no solo do aerogerador EOL-20.

	Estático	Fator de Majoração (Efeito Dinâmico)	Carga Final
Força horizontal de arrasto – No rotor (20 m)	5,9 kN	1,5	9 kN
Força horizontal de arrasto – Na torre (10 m)	5,1 kN	1,5	8 kN

3.4 *Etapas de Cálculo*

Primeiramente foi aplicada uma etapa para obtenção do estado de tensão in situ, para o qual foi considerado um cálculo do tipo K0. Em seguida, foram adicionadas duas etapas para representação da construção, sendo estas correspondentes a ativação dos elementos de fundação (estaca e bloco) e da torre. Para a consideração da ação do vento, foram adicionados cinco ciclos de carga, sendo cada um composto por etapas de carga e descarga, onde as solicitações descritas na Tabela 2 eram ativadas e desativadas, respectivamente.

4 CALIBRAÇÃO DO MODELO

O processo de calibração foi realizado para obtenção do modelo físico que melhor represente o problema proposto, a fim de tornar possível a sua solução por meio do método dos elementos finitos. Para isto, foi necessária a realização de uma série de análises iniciais, seguindo as variações descritas na Tabela 3. Os valores propostos foram inicialmente definidos segundo recomendações e análises de [22]–[25].

Tabela 3 Panorama dos parâmetros verificados para calibração do modelo.

Parâmetros	Valores adotados
Dimensão do contorno	Lado = 10D, 20D e 30D (D – diâmetro da estaca)
	Profundidade = 1,5L, 2L (L – comprimento da estaca)
Densidade da Malha	Coarseness factor = 0,1, 0,5, 0,25, 1

Inicialmente a calibração foi realizada apenas para definição do modelo físico da fundação, sendo então representado apenas o maciço de solo e a fundação carregada lateralmente. Devido ao seu formato irregular, o bloco apresentou elementos muito pequenos no contato com a estaca, impossibilitando a boa definição da malha no local. Neste caso, o bloco foi representado como um cilindro de 0,5 m de diâmetro e 0,42 m de altura, para viabilizar a análise.
Para análise foram simulados ensaios de capacidade de carga, para um valor de deslocamento suficientemente elevado, de modo a gerar a total mobilização do solo. Neste trabalho será considerado um limite de deslocamento correspondente ao dobro do sugerido pelo critério de Broms (1964), ou seja, de 40% do diâmetro da estaca (200 mm), tal como recomendado por [24]. Na Figura 5 estão representados os resultados obtidos para análise da dimensão do contorno e refinamento ao redor da estaca.

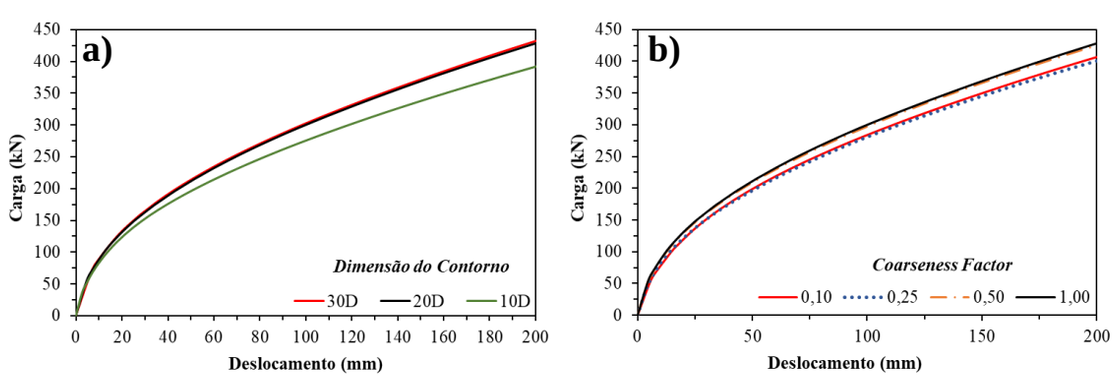


Figura 5. Curva de força versus deslocamento para análise do a) contorno, e b) densidade da malha.

Na Figura 5a observa-se que o domínio 10D tem gerado uma redução na rigidez do solo, provavelmente devido a influência da borda. O mesmo pode ser observado na Figura 6, que mostra que o domínio 10D, apresenta uma distribuição de deslocamentos diferente. Vale salientar que, os domínios mais extensos tentem a representar de forma mais acurada o comportamento do solo, no entanto, o aumento no número de elementos torna o processamento computacional mais demorado, devido a quantidade de equações a serem resolvidas. Neste caso, optou-se por utilizar o domino de 20D, por ter comportamento similar ao de 30D, tido como referência, e por apresentar menor custo computacional.

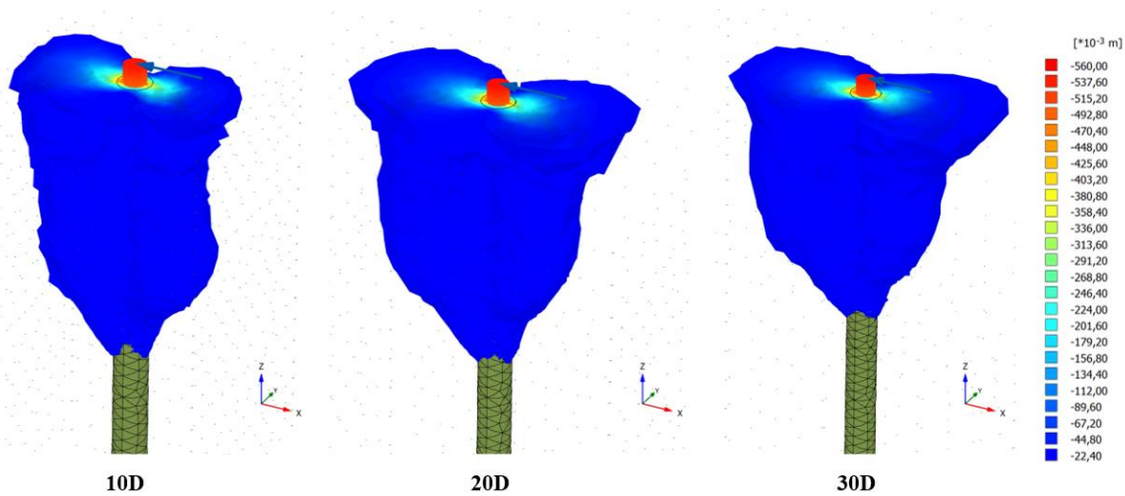


Figura 6. Deslocamento horizontal para domínios de 10D, 20D e 30D.

Para definição da profundidade do domínio, o modelo com 1,5L se mostrou compatível apenas para a situação de carregamento horizontal. Neste caso optou-se pela escolha do modelo com profundidade de 2L, para evitar a influência das bordas na aplicação do carregamento vertical devido ao peso próprio da torre.

No Plaxis o refinamento local é realizado com a atribuição do Coarseness Factor a um elemento geométrico (linhas, pontos, volumes, etc). Este fator indica o tamanho relativo dos elementos em relação ao tamanho "global", podendo variar de 0,0625 a 8, sendo que quanto menor, mais refinada estará a malha. Neste trabalho, o refinamento será aplicado em uma região cilíndrica, com 2 m de diâmetro e 16 m de profundidade, circunscrita à estaca.

Na Figura 5b, percebe-se que as curvas de 1,0 e 0,5 apresentam comportamento semelhante e distante da malha de 0,1, considerada como referência. Neste caso, optou-se por utilizar o refinamento de 0,25, por ter uma melhor aproximação. A Figura 7 mostra um resumo das dimensões adotadas após a calibração do modelo.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A seguir serão descritos os resultados obtidos por meio da modelagem proposta. No topo da torre, foi observado um aumento gradual dos deslocamentos para cada ciclo de carga, chegando a uma variação de 0,8% para o último ciclo, em relação ao carregamento estático (ciclo 1). A magnitude destes deslocamentos variou de 2,54 m a 2,56 m. Este aumento está associado ao desenvolvimento dos ciclos de carga que geram uma diminuição da rigidez secante e degradação da resistência dos materiais [26].

A Figura 8 mostra a curva de capacidade de carga da fundação, na qual, confirma-se que o acúmulo de deslocamento está associado ao aumento dos ciclos de carga. O comportamento cíclico é influenciado por fatores como: magnitude das cargas, número de ciclos, tipo de carga (one-way ou two way),

frequência e outros, associados ao tipo de material e condições de contorno [27]. Apesar de sua simplicidade, a análise pseudo-estática permite-se ter uma maior sensibilidade em relação ao comportamento cíclico, tal como constatado por [26], ao validar a resposta cíclica de pilares, por meio de modelagem numérica.

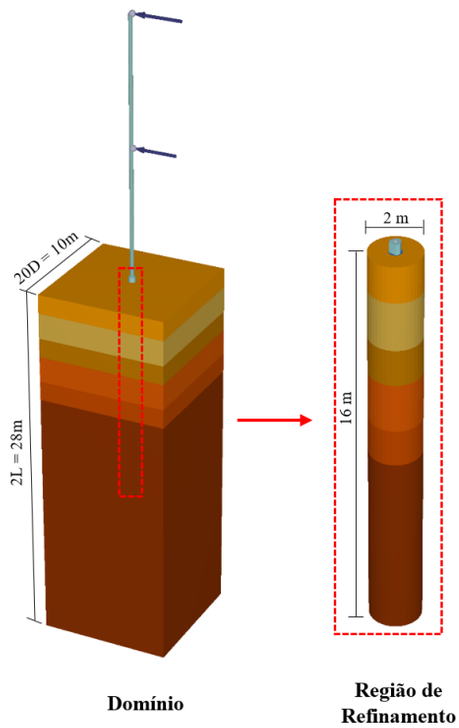


Figura 7. Domínio adotado.

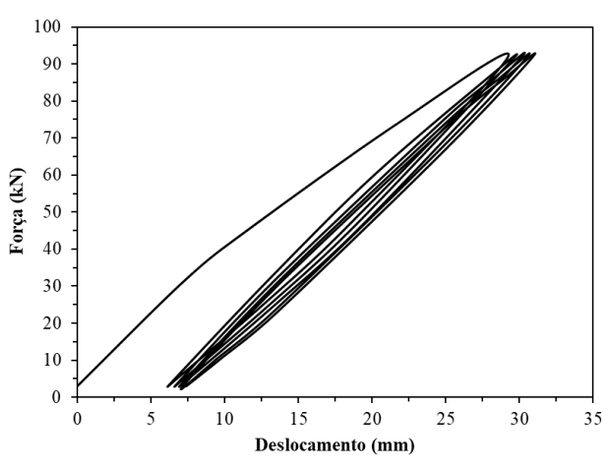


Figura 8 Comportamento pseudo - estático da fundação.

Na Figura 9 observar-se que o acúmulo de deslocamento tem influência apenas até 3 m de profundidade. Nesta região, a distribuição dos deslocamentos apresenta um formato triangular, indicando que o comprimento efetivo representa apenas 21% do comprimento total da estaca.

É importante considerar que a aplicação de carregamentos laterais cíclicos gera uma movimentação relativa entre a estaca e o solo formando um GAP (lacuna). No modelo proposto, este comportamento pôde ser representado com a inserção do elemento de interface (Figura 9).

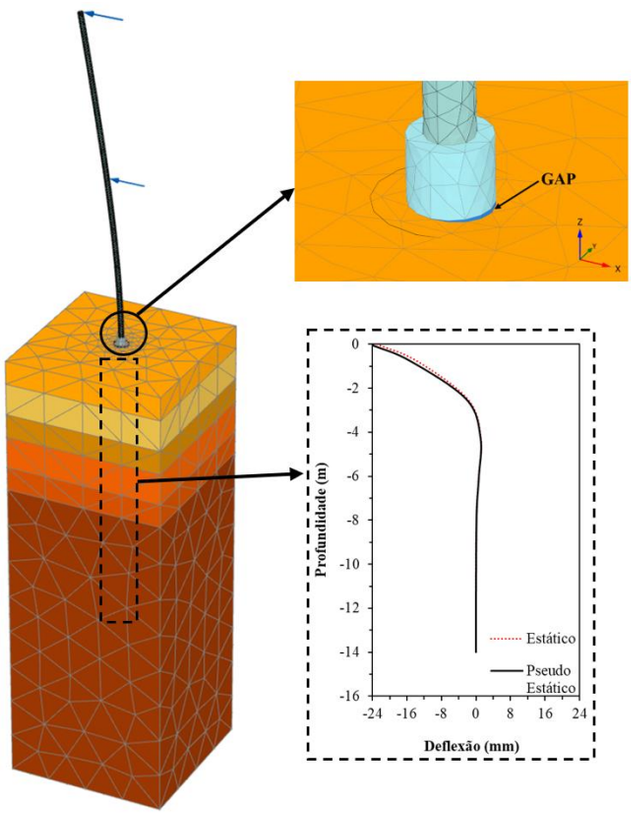


Figura 9. Configuração da malha deformada e deflexão da estaca ao longo da profundidade.

A Figura 10 mostra a distribuição das deformações normais (em X) no bloco da fundação e no solo circundante. No Plaxis, deformações normais positivas correspondem ao alongamento. Em perfil, observa-se que a região de tração, formada à direita do maciço de solo, tende a apresentar deformações menores com o aumento dos ciclos de carga (Figura 10). O mesmo também foi observado por [26] ao analisar a resposta cíclica de pilares submetidos a carregamento lateral. Os mesmos autores citam que, este comportamento, favorece o acúmulo de deformações plásticas.

Na Figura 10b, é possível observar que com desenvolvimento dos ciclos, uma região de tração é formada à esquerda da estaca. Isto evidencia que o GAP, tende a ser mais significativo para maiores ciclos de carga. É importante considerar que a formação do GAP pode gerar uma redução da capacidade de carga lateral da estaca [28]. O bloco está representado com coloração constante por apresentar uma distribuição de deformações homogênea e próxima de zero, devido a elevada rigidez do concreto.

É possível observar que a distribuição das deformações é significativa apenas até o início da segunda camada de solo, a partir da qual, estes passam a apresentar valores próximos a zero. Isso confirma que o comprimento efetivo da estaca vai apenas até, aproximadamente 3 m de profundidade.

Com os resultados apresentados é possível constatar que o comportamento da estaca e da torre pode ser bem representado com a consideração de solicitações estáticas, visto que o aumento no número de ciclos não tem gerado mudanças tão significativas. No entanto, provavelmente esta afirmação só se torna válida para baixos ciclos de carga, visto que, o aumento destes tem uma grande influência no

comportamento do maciço de solo, podendo gerar um grande desconfinamento da estaca devido ao desenvolvimento do GAP [29]. Neste caso, a estaca e a estrutura passam a estar sujeitas a uma frequência natural maior, tornando o sistema mais sensível a ocorrência de ressonância [20].

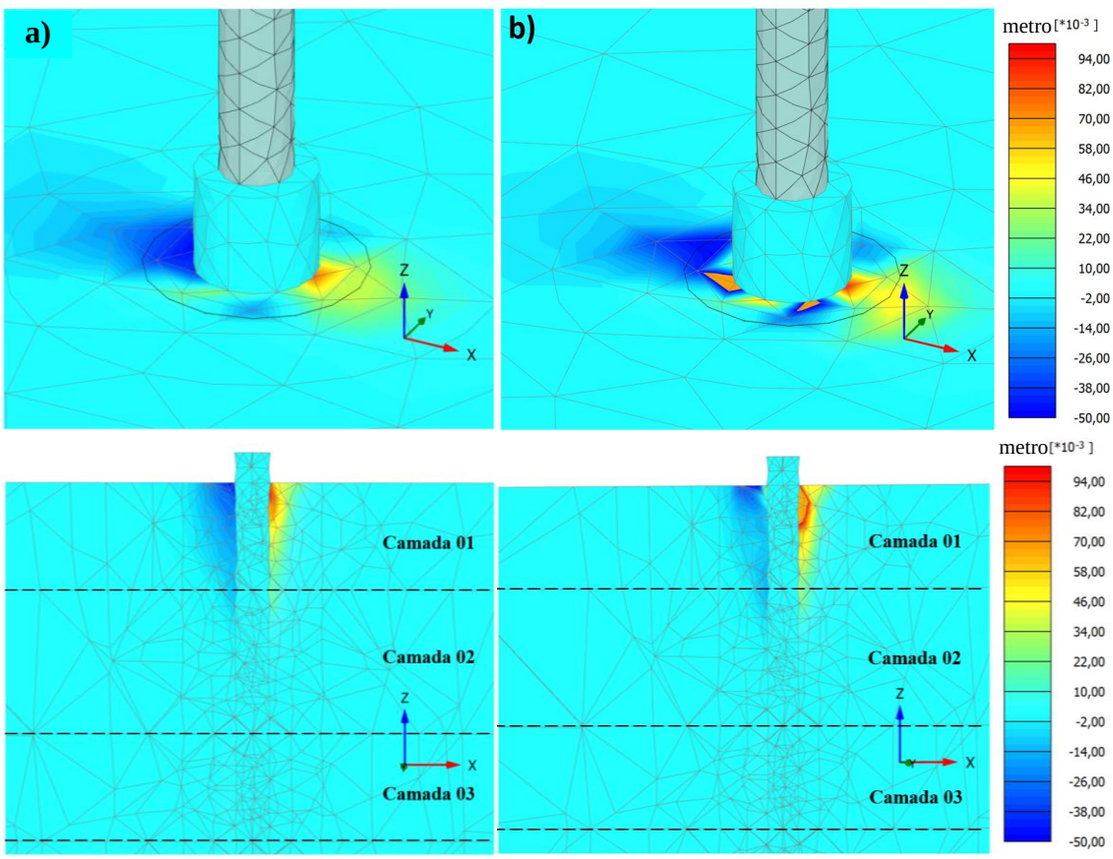


Figura 10. Distribuição da deformação lateral (em X) para: a) análise estática (ciclo 1) e, b) pseudo - estática (ciclo 5).

6 CONCLUSÃO

Com a realização do trabalho proposto, foi possível definir o modelo número de um aerogerador assente em solo tropical. A simulação foi realizada para a condição da torre instalada, mas sem funcionamento, ou seja, com apenas a atuação das solicitações do vento. O tipo de análise pseudo-estática foi adotado devido à natureza cíclica das solicitações.

Com o processo de calibração do modelo, foi possível definir as dimensões do maciço de solo e a densidade de malha mais adequada para análise do aerogerador. Apesar da sua simplicidade, a análise pseudo-estática, permitiu obter uma boa sensibilidade do comportamento do sistema, isto é, para a análise dos deslocamentos e deformações.

Para garantir uma boa acurácia ainda é necessário que o modelo proposto seja validado com resultados de instrumentação ou de ensaios laboratoriais. Recomenda-se ainda que posteriormente seja realizada uma análise dos modos de vibração, para verificar a estabilidade do sistema quanto à ocorrência de ressonância.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho faz parte do projeto de P&D "Otimização do modelo meteorológico BRAMS, com validação experimental, para subsidiar aperfeiçoamentos de modelagens em sistemas eólicos" - PD-0394-1709/2017, regulamentado pela Agência Nacional de Energia Elétrica - ANEEL, desenvolvido pela Eletrobras FURNAS e Universidade de Brasília. Os autores também agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Laboratório de Infraestrutura Rodoviária (InfraLab) da Universidade de Brasília, pelo auxilio financeiro e de infraestrutura.

REFERÊNCIAS

[1] O. A. C. Amarante, M. B. e J. Zack, and A. L. Sá, “Atlas do potencial eólico brasileiro,” Brasília, 2001.

[2] (Impresa de Pesquisa Energética) EPE, “Balanço energético nacional 2019: ano base 2018,” Brasília, 2019.

[3] (Agencia Nacional de Energia Elétrica) Aneel, “Atlas de energia elétrica do Brasil,” Brasília, 2008. [Online]. Available: http://library1.nida.ac.th/termpaper6/sd/2554/19755.pdf.

[4] T. Burton, D. Sharpe, N. Jenkins, and E. Bossanyi, *Wind energy handbook*, 1º. Chichester: John Wiley & Sons, 2001.

[5] DNV/RISO, “Guidelines for design of wind turbines.” Denmark, p. 294, 2002.

[6] DNV GL, “DNVGL-ST-0126: Support structures for wind turbines.” p. 182, 2016.

[7] J. Milititsky, *Fundação de torres: aerogeradores, linhas de transmissão e telecomunicação*. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

[8] G. L. I. S. GL, “Guidelines for the certification of wind turbines.” Germanischer Lloyd, Hamburg, p. 389, 2010.

[9] (Comité Français de Méchanique des Sols et de Géotechnique) CFMS, “Working group on ‘ Wind Turbine Foundations ’ Recommendations for the design , calculation , installation and inspection of wind-turbine foundations.” Rueil-Malmaision, p. 109, 2011.

[10] A. Nardelli, “The shaft friction degradation of piles under cyclic axial loading turbine foundation,” Universidade de São Paulo, 2019.

[11] S. Bhattacharya, G. Nikitas, L. Arany, and N. Nikitas, “Soil–Structure Interactions for Offshore Wind Turbines,” *Eng. Technol. Ref.*, p. 23, 2017, doi: 10.1049/etr.2016.0019.

[12] S. Bhattacharya, *Design of foundation for offshore wind turbines*, 1º. Chennai: John Wiley & Sons, 2019.

[13] P. O. Faria and M. Noronha, “Fundações de Torres Eólicas - Estudo de Caso,” in *IX Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul (GeoSul)*, 2013, p. 13.

[14] A. Zhussupbekov, R. Lukpanov, D. Orazova, and Z. Sapenova, “Design of Foundations for Wind Turbine with Analysis by Finite Element Method,” in *13th Baltic Sea Geotechnical Conference*, 2016, no. November, pp. 196–197, doi: 10.3846/13bsgc.2016.029.

[15] F. M. Gavioli, “Estudo de caso da fundação de uma unidade aerogeradora,” Universidade Estadual de Campinas, 2018.

[16] N. Ravichandran and S. Shrestha, “Comparison of settlement response of piled-raft foundation subjected to combined loads computed from finite element and analytical models,” in *Geo-Congress*, 2019, pp. 63–73.

[17] A. Lees, *Geotechnical finite element analysis: a practical guide*. Westminster: ICE, 2016.

[18] J. F. R. Rebolledo, R. F. P. León, and J. Camapum de Carvalho, “Obtaining the mechanical parameters for the hardening soil model of tropical soils in the city of Brasília,” *Soils and Rocks*, vol. 42, no. 1, pp. 61–74, 2019, doi: 10.28927/sr.421061.

[19] R. C. Guimarães, “Análise das propriedades e comportamentos de um perfil de solo laterítico

aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas," Universidade de Brasília, 2002.

[20] F. J. A. García, Y. M. P. Matos, M. M. Farias, R. P. Cunha, and M. J. R. Guimarães, "Análise Dinâmica de um Gerador Eólico em Solo Tropical," 2019, no. October.

[21] H. G. Castro, M. E. De Bortoli, R. R. Paz, and J. O. Marighetti, "Una metodología de cálculo para la determinación de la respuesta dinámica longitudinal de estructuras altas bajo la acción del viento," *Rev. Int. Mètodos Numèricos para Cálculo y Diseño en Ing.*, vol. 31, no. 4, pp. 235–245, 2015, doi: 10.1016/j.rimni.2014.08.001.

[22] P. Voottipruex, T. Suksawat, D. T. Bergado, and P. Jamsawang, "Numerical simulations and parametric study of SDCM and DCM piles under full scale axial and lateral loads," *Comput. Geotech.*, vol. 38, no. 3, pp. 318–329, 2011, doi: 10.1016/j.compgeo.2010.11.006.

[23] B. B. Sheil and B. A. McCabe, "Biaxial loading of offshore monopiles: numerical modeling," *Int. J. Geomech.*, vol. 17, no. 2, p. 16, 2017, doi: 10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000709.

[24] J. de la R. González, "Estudo numérico do comportamento de estacas carregadas lateralmente," Universidade de Brasília, 2014.

[25] F. J. A. García, "Análise deo comportamento de radier estaqueado com estaca defeituosa carregados horizontalmente em solo tropical," Universidade de Brasília, 2017.

[26] S. Giannakos, N. Gerolymos, and G. Gazetas, "Cyclic lateral response of piles in dry sand: Finite element modeling and validation," *Comput. Geotech.*, vol. 44, pp. 116–131, 2012, doi: 10.1016/j.compgeo.2012.03.013.

[27] V. P. Cuéllar, "Pile foundations for offshore wind turbines : numerical and experimental investigations on the behaviour under short- term and long-term cyclic loading," Universidade Técnica de Berlim, 2011.

[28] X. Xiao and Y. Heng, "Effects of Soil Type on Single Pile-Soil Gap and Force Acting on Pile Body under Low Cyclic Loading," *IOP Conf. Ser. Earth Environ. Sci.*, vol. 455, no. 1, p. 10, 2020, doi: 10.1088/1755-1315/455/1/012049.

[29] M. Heidari, M. Jahanandish, H. El Naggar, and A. Ghahramani, "Nonlinear cyclic behavior of laterally loaded pile in cohesive soil," *Can. Geotech. J.*, vol. 51, no. 2, pp. 129–143, 2014, doi: 10.1139/cgj-2013-0099.

Diseño de fundaciones superficiales aplicando propiedades estadísticas: caso de estudios suelos residuales misioneros

Bogado Gustavo O.[1,2], García Diego A. [1,2] Reinert H.O.[1]

Email: gustavobogado@conicet.gov.ar
[1]Universidad Nacional de Misiones (UNaM). Facultad de Ingeniería (FI). Laboratorio de Ingeniería Civil (LIC). Misiones, Argentina.
[2]CONICET. Buenos Aires, Argentina.

RESUMEN: Las zapatas superficiales son el tipo de fundación más utilizado en la región. El avance de los reglamentos argentinos dio lugar a la posible incorporación del dimensionamiento por factores de carga y resistencia (LFRD), utilizado en gran manera en diversos países. Para ello, es necesario el estudio para poder realizar una calibración del método y adaptarlo a nuestra región. En este trabajo se analiza un caso típico en la región en el cual se simula mediante números aleatorios gaussianos parámetros de suelos obtenidos en nuestro laboratorio. Los resultados indican que una baja probabilidad de falla de los mismos y la misma disminuye cuando se correlacionan los resultados.

Palabras clave: FUNDACIONES SUPERFICIALES-CAPACIDAD DE CARGA- PROBABILISTICO

1 INTRODUCCIÓN

Las zapatas rectangulares y cuadradas son el tipo de fundación más utilizado en la provincia de Misiones, la misma puede estar apoyada en tanto en suelo como roca. El criterio de dimensionamiento actual, basado en cargas admisibles, se trabaja utilizando el Fs (factor de seguridad), el cual está asociado a la incertidumbre obtenida por el calculista, dad la siguiente ecuación

$$A = \frac{Ps}{Qa} \tag{1}$$

Donde, A= área de la fundación, Ps=carga de servicio, Qa=capacidad de carga admisible Qu/Fs, Qu=capacidad de carga ultima.

La metodología de diseño geotécnico que se aplican en nuestro país desde hace más de 60 años, consiste en la aplicación de un único factor se seguridad, Fs, que para su determinación se basan en los siguientes criterios (Leoni,2019): -

- Metodología para obtener la resistencia nominal –
- Observación de los resultados –
- Utilización de modelos experimentales –

- Establecer el grado de confiabilidad de los parámetros de diseño

EL factor de seguridad puede tomar distintos valores comprendidos en el entorno de 2 ≤ Fs ≤ 4. Por lo general, estos valores toman en cuenta no solo la falla del suelo, sino también, la magnitud de los asentamientos diferenciales que se pudieran generar. Si bien estos valores de Fs han demostrado que dan resultados confiables para los suelos de nuestro entorno, trabajando casi siempre con Fs = 3. No se han efectuado mediciones serias que justifiquen plenamente este valor frente al extremo inferior de, Fs = 2. (Leoni, 2019)

Los nuevos códigos que se están implementando en distintos países para el diseño geotécnicos, están reemplazando las metodologías anteriores, que se basaban en la aplicación de un único coeficiente de seguridad total (Fs) Método Determinístico o metodología tradicional, por lo general toma un factor de seguridad ligado a la incertidumbre de los valores de entrada al problema. Las nuevas metodologías se basan en Métodos Probabilísticos que incluye factores parciales, de incremento de las cargas actuantes y de reducción de las resistencias disponibles. El método de estados limites o LFRD de sus siglas en inglés (coeficientes parciales de reducción de resistencias y de mayo ración de cargas). Este método de diseño ha sido ampliamente desarrollado internacionalmente por la AASHTO y los Euro código. Las distintas organizaciones geotécnicas a nivel mundial como la (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering) tratan el tema del diseño geotécnico en los diferentes congresos internacionales para mudar el uso tradicional a la metodología LFRD.

1.1 *Metología LFRD*

La metodología LFRD se basa en la mayoración de cargas y minoración de resistencia. Tal como lo indica la siguiente ecuación.

$$Rr = \Phi Rn \geq \sum n_i \ \gamma_i \ Q_i \qquad (2)$$

Dónde: (Rn) Resistencia nominal, ϕ=factor de reducción de resistencia, Qi=multiplicador de cargas, ηi=factores de modificación, γi=factor de carga.

En el país, la SAIG (Sociedad Argentina de ingeniería geotécnica) está trabajando para adecuar un CIRSOC para el diseño mediante la metodología LFRD, metodología que ya está incorporada en los reglamentos CIRSOC 201- 401 para otros materiales como el hormigón. Sin embargo, se deben realizar calibraciones de diferentes acordes a la variedad de suelos que existen en el país.

La metodología de los reglamentos LRFD incluye la consideración de incertidumbres en los parámetros involucrados en las cargas y en las resistencias. De hecho, los factores incluidos en la Ecuación 2, son calibrados para asegurar una probabilidad de falla controlable y relativamente baja. Es por ello, que el modelado estocástico de las variables relacionadas a la capacidad de carga cobra importancia con vistas a la posibilidad de futuras implementaciones en reglamentos con formato LRFD que contemplen las características regionales del suelo Misionero, estudios de confiabilidad estructural, entre otros. En el presente trabajo se modelarán estocásticamente el ángulo de fricción del suelo (Φ) y la cohesión (C). Para ello, se utilizará una distribución de probabilidad normal conjunta de estos dos parámetros [4] involucrados en la capacidad de carga del suelo:

$$f_{X,Y}(x,y) = \frac{exp\left\{\frac{-1}{2\left(1-\rho_{X,Y}^2\right)}\left[\left(\frac{x-m_1}{\sigma_1}\right)^2 - 2\rho_{X,Y}\left(\frac{x-m_1}{\sigma_1}\right)\left(\frac{y-m_2}{\sigma_2}\right) + \left(\frac{y-m_2}{\sigma_2}\right)^2\right]\right\}}{2\pi\sigma_1\sigma_2\sqrt{1-\rho_{X,Y}^2}} \qquad (3)$$

en donde X e Y son las variables aleatorias, m_1 y m_2 sus valores medios, σ_1 y σ_2 sus desvíos estándar y $\rho_{X,Y}$ el coeficiente de correlación entre las mismas. En este trabajo se utilizarán **Φ y C** como variables aleatorias, utilizando para ello los parámetros estadísticos (valores medios, desvíos estándar y coeficiente

de correlación) reportados en [5] para suelos residuales de la localidad de Oberá en la provincia de Misiones. A partir de la distribución de probabilidad conjunta de las variables (Ec. 2), empleando el Método de Monte Carlo [6], se realizarán simulaciones para obtener las distribuciones de probabilidades de la capacidad de carga de las fundaciones superficiales y analizar sus probabilidades de falla.

1.2 *Suelos residuales*

Los suelos residuales de la Provincia de Misiones están ampliamente estudiados en el ámbito de la Facultad de ingeniería, dado las características de los suelos poseen una alta variabilidad en los parámetros. En la Figura1 se muestran, las distribuciones de probabilidades para ambos para la cohesión y fricción, dos parámetros fundamentales en la resistencia al corte.

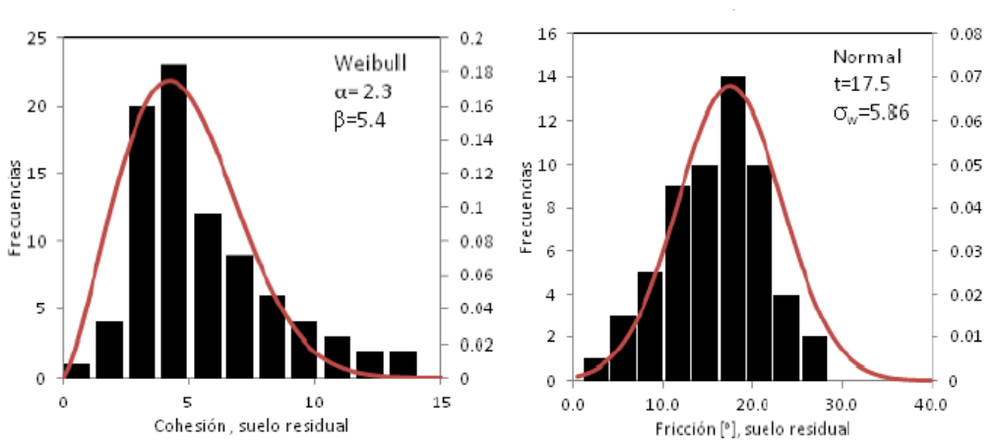


Fig. 1. Distribución de probabilidades de la cohesión (izquierda) y del ángulo de fricción interna para suelos residuales [5].

2 MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 *Esquema de modelo empleado*

Los modelos se realizaron sobre la fundación descripta en la Fig. 1, la cual es una base cuadrada de B=2m y a una profundidad de fundación de 1 m. La carga actuante ultima es de 1200 kN, con lo cual se obtiene Qs=1200kN/4=300kN como carga de servicio. Las propiedades utilizadas fueron realizadas mediante la simulación de Monte Carlos.

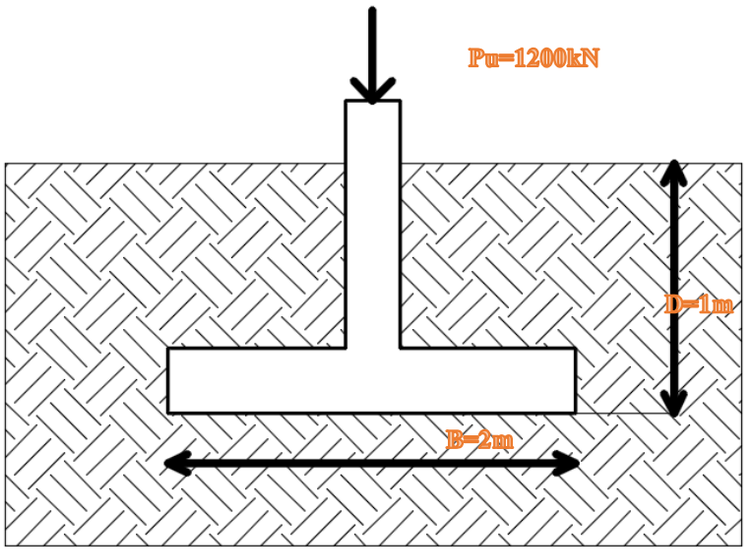


Fig. 2. Distribución de probabilidades suelos residuales

2.2 *Propiedades de suelo y simulación de Monte Carlos*

En la Tabla 1 se indica los valores de varianza promedios de una población de alrededor de 70 muestras, los cuales sirvieron para generar números aleatorios por el método de Monte Carlos. La simulación Monte Carlo sirve para la creación de modelos de posibles resultados mediante la sustitución de un rango de valores "una distribución de probabilidad".

Tabla 1: Valores estadísticos en suelos residuales utilizados como distribución normal [5].

Página	Media	Desvío Estándar
Cohesión [kPa]	38	14
tan(Φ')	0.22	0.061

En la Fig.3 y 4, se grafican la generación de números aleatorios considerando la media y varianza de los parámetros. En un caso, se procedió a utilizar una correlación cruzada entre ambas variables y en el segundo caso sin correlacionar ambas. La totalidad de números generados es de 100.000 valores.

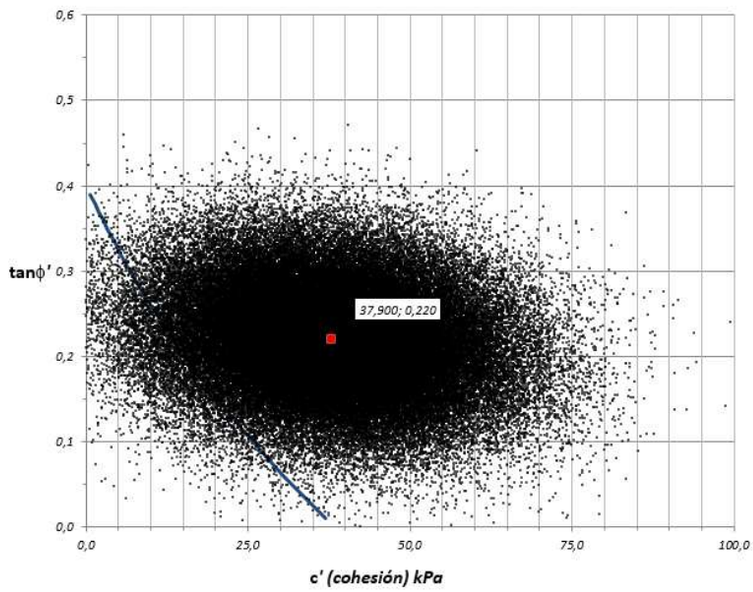


Fig. 3. Generación de números aleatorios, teniendo en cuenta una correlación entre ambas variables

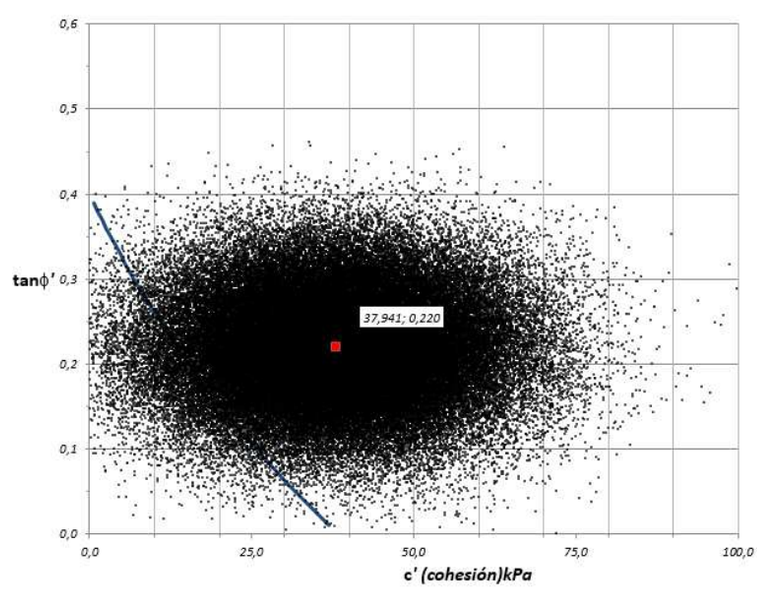


Fig. 4. Generación de números aleatorios sin correlacionar las variables.

2.3 *Ecuación de capacidad de carga*

Para determinar la capacidad de cargas se utilizó la ecuación 3 [3], la cual utiliza los factores de capacidad de cargas; Nq,Nc y N γ

$$q_{ult} = cN_cF_{cs}F_{cd} + qN_qF_{qs}F_{qd} + 0.5\gamma B * N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d} \quad (3)$$

Donde

$$N_q = tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})e^{\pi * \tan(\emptyset)}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot(\emptyset)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1)\cot(\emptyset)$$

Factores de profundidad, forma, inclinación.

$$F_{cs} = 1 + \frac{N_q}{N_c}\ F_{cd} = 1 + 0.4\frac{D}{B}$$

$$F_{qs} = 1 + \tan(\emptyset)\,, F_{qd} = 1 + 2tan\emptyset\ (1 - sin\emptyset)^2\frac{D}{B}$$

$$F_{\gamma s} = 0.6, F_{\gamma d} = 1$$

3 RESULTADOS

En la Tabla 2 se indican los resultados obtenidos del cálculo de la capacidad de carga, como se observa la salida posee un ajuste típico de una distribución normal, (Figura 4). Las capacidades de carga varían de 0 -1600 kN. Se observa como valor promedio 685 kN.

Tabla 2: Resultados de las simulaciones realizadas.

Cantidad de simulaciones	100003
Promedio	684,595 kN
Desviación Estándar	254,897 kN
Coeficiente de Variación	37,2332%

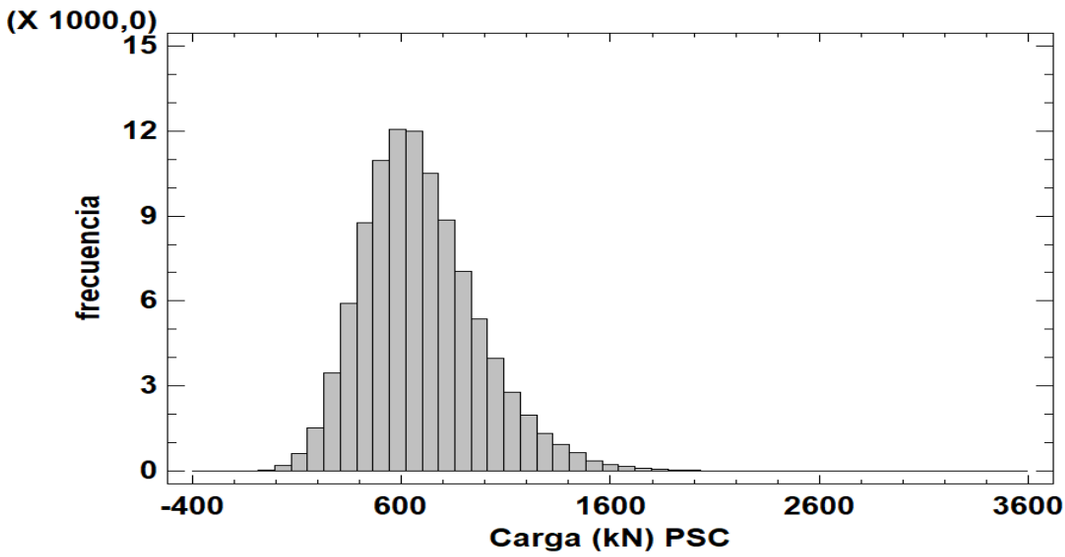


Fig. 5. Resultado obtenido a partir de las simulaciones de Monte Carlos

Para este caso particular, se tomó que la carga ultima actuante es Pu=1200 kN, según el criterio de estado limites utilizando un factor de seguridad de Fs=4, el porcentaje de falla, es decir Qu< 300 kN, están determinadas en la Tabla 3. Se observa que la correlación entre propiedades disminuye la incertidumbre y por lo tanto la falla es del 4.42 %.

Tabla 3: Probabilidades de Fallas obtenidas [6]

Modelo probabilístico de Φ y c	**Pf**
Parámetros Sin correlacionar	5.26%
Parámetros correlacionados	4.42%

En la Fig 6 se muestra la variación de la Probabilidad de Falla para distintos valores de carga externa P, considerando en un caso la correlación de las variables (curva azul) y en otro las variables sin correlación (curva roja). Como puede observarse la diferencia es muy reducida dada la baja correlación existente entre Φ y c (ρ=-0,03) [5]. Sin embargo, para valores de PF menores a 20 % y mayores a 80 % se observa una pequeña diferencia como la que fue presentada en la Tabla 2 para una carga de 300 kN.

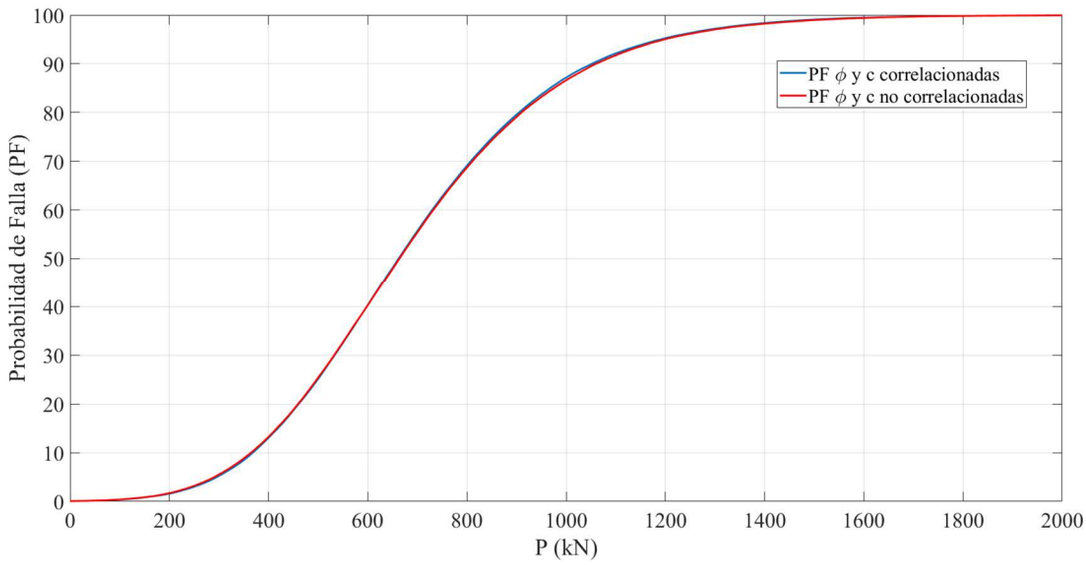


Fig. 6. Curvas de Probabilidad de Falla obtenidas a partir de simulaciones de Monte Carlos.

En las Figuras 7 y 8, se presenta la influencia en el valor de Qult de la variación en los parámetros D y B a través de la relación D/B. Para ello, se realizaron para cada caso 100000 simulaciones, las cuales incluyen la distribución de probabilidad conjunta de Φ y c (Ec. 2), variando paramétricamente los valores de B y D. En las figuras se muestra las distribuciones de probabilidad de Qult, en forma estándar (gráfico izquierdo) y en forma acumulada (gráfico derecho). En la Figura 7, se muestra la variación de los valores tomando un valor fijo de B=2m, variando paramétricamente D; mientras que en la Figura 8, se consideró un valor fijo de D=2m, variando paramétricamente B. Puede observarse que al incrementarse la relación D/B, presente en la Ecuación 3 se incrementa el valor medio, se consiguen valores mayores de capacidad de carga y aumenta el desvío estándar de la variable aleatoria Qult. En los gráficos ubicados a la derecha de cada figura, puede apreciarse que para un valor de capacidad de carga determinada la probabilidad acumulada disminuye a medida que aumenta la relación D/B, disminuyendo la probabilidad de falla de la fundación para un valor de tensión establecido. Estos resultados finales muestran la mayor influencia en la Ecuación 3 de los factores de profundidad, los cuales consideran la relación D/B, en relación a la dimensión B de la base [7]. Sin embargo, es necesario indicar que en este trabajo no se han considerado otras variables aleatorias como ser la relación aleatoria de las distintas propiedades del suelo con la profundidad, las cuales podrían modificar los resultados generales presentados. La influencia de estos factores será considerada en trabajos futuros.

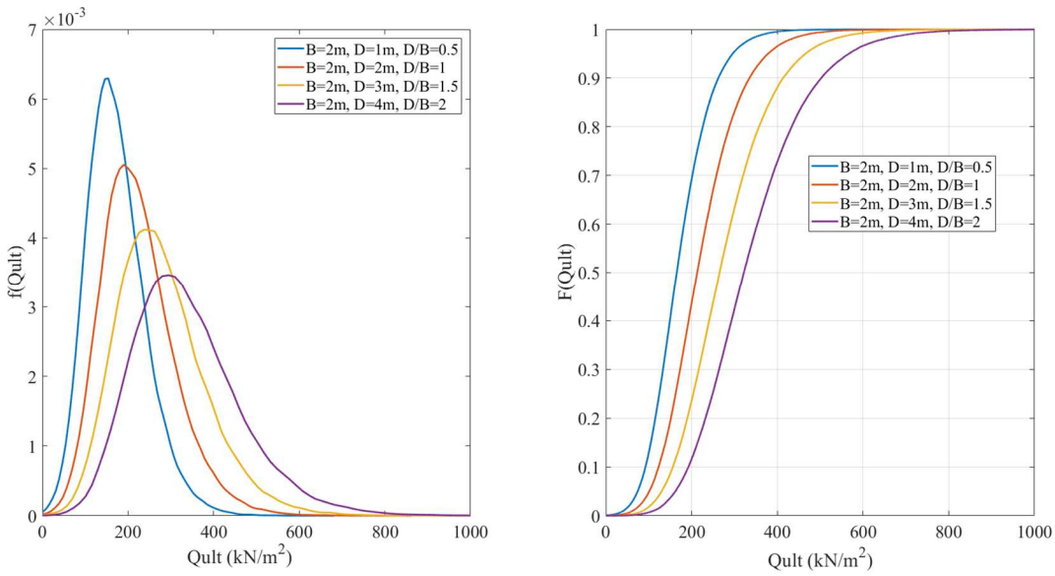


Fig. 7. Distribución de probabilidad de Qult para B=2m y distintos valores de D.

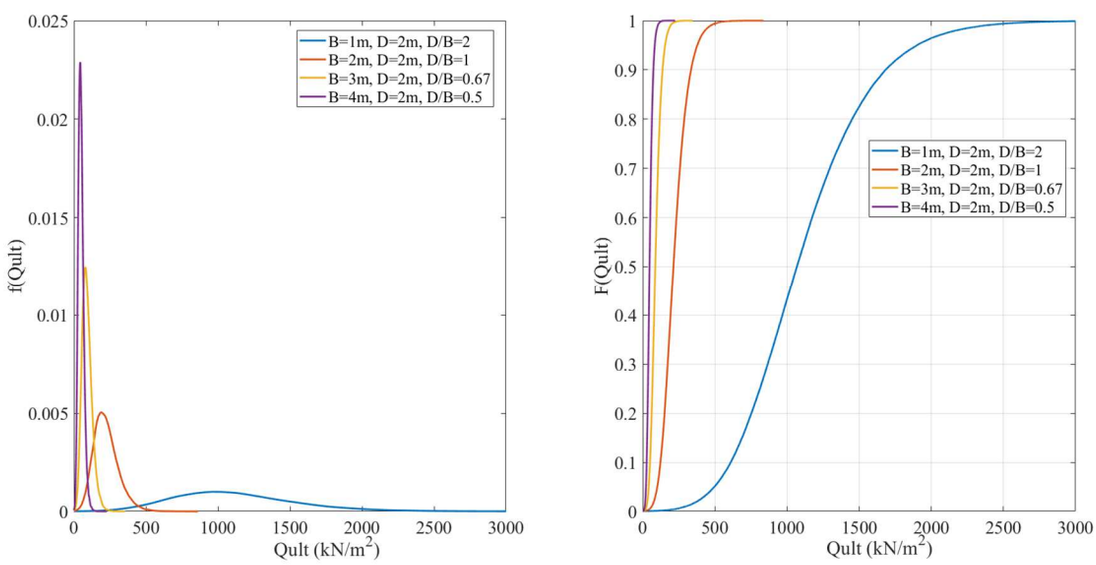


Fig. 8. Distribución de probabilidad de Qult para D=2m y distintos valores de B.

4 CONCLUSIONES

En el presente se muestra una simulación numérica a través del método de Monte Carlos para el caso típico de una fundación superficial utilizada en el medio. Se puedo simular la capacidad de carga y determinar % de fallas para parámetros de resistencia al corte correlacionados y no correlacionados. Se ha demostrado que la baja correlación entre Φ y c si bien produce diferencias en la probabilidad de falla, estas diferencias no serían significativas para el caso analizado. Además, se han presentado resultados que permiten el estudio de la influencia en la capacidad de carga de la relación D/B, observándose que a medida que aumenta la relación se incrementa el valor medio y el rango de valores que puede tomar la capacidad de carga, produciéndose un incremento en la misma. Los resultados son un buen indicio para comenzar a trabajar en el tema considerando la aplicación a un reglamento. Como futuros trabajos se pretende determinar la distribución de probabilidades de cargas realizando un relevamiento de edificaciones, materiales y tipologías constructivas. Además, se pretende considerar el modelado estocástico de los demás parámetros del suelo vinculados a la capacidad de carga, estudiando la influencia de cada uno de ellos.

5 AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Secretaria General de Ciencia y Técnica de la Universidad Nacional de Misiones (SGCyT-UNaM) por aprobar el proyecto de investigación y a todos los revisores anónimos que dieron sugerencias al mismo

6 REFERENCIAS

[1] Leoni (2019). Diseño De Fundaciones Con El Método Tradicional Mediante Coeeficientes De Seguridad Global Y Comparación Con El Método Lrfd, Con Coeficientes Parciales De Mayoración Y Con Reducción De Parámetros

[2] Diseño De Fundaciones Con El Método Tradicional Mediante Coeficientes De Seguridad Global Y Comparación Con El Método Lrfd, Con Coeficientes Parciales De Mayoración Y Con Reducción De Parámetros. Reporte Técnico, 2019

[3] Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. Canadian geotechnical journal, 1(1), 16-26.

[4] León-García A. (2008). Probability, Statistics, and Random Processes for Electrical Engineering. 3ra. Edición, Ed: Prentice Hall.

[5] BOGADO, G.O. (2017). Caracterización del comportamiento tensodeformacional de suelos residuals inalterados y compactados del Departamento de Oberá-Misiones. Tesis Doctoral, Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

[6] Rubinstein R.Y.; Kroese D.P. (2007). Simulation and the Monte Carlo method. 2da Edición, Ed: Wiley.

[7] Ravichandran N. et al. (2017). Analysis of the Bearing Capacity of Shallow Foundation in Unsaturated Soil Using Monte Carlo Simulation. International Journal of Geosciences, 8, 1231-1250.

Fundación de Macizos en Suelos Estratificados

Ing. Daniel Eduardo Weber
deweber@arnet.com.ar ;
UTN facultad de Ingeniería Regional Santa Fe - Profesor de Fundaciones.
TRANELSA S.A. - Jefe Área Geotecnia y Fundaciones

Ing. Martín Hugo Giacomazzi
martingiacomazzi@tranelsa.com
TRANELSA S.A. - Especialista en Proyecto de Fundaciones de Sistemas de Transmisión de Energía

RESUMEN: En el presente Trabajo, se desarrolla un procedimiento de Análisis del comportamiento resistente de Cimentaciones Semi-profundas, construidas en un Medio Bicapa y solicitadas a Cargas de Vuelco. El procedimiento propuesto, es válido tanto para Cargas de Servicio como para Cargas Límites de falla. Se propone un estrato superficial de baja resistencia, cuyo piso tiene una profundidad inferior a la del plano de cimentación y un estrato subyacente resistente. A partir de esta Hipótesis, se desarrollan Formulaciones para el cálculo de los Momentos Resistentes al Vuelco (Momento Resistente Lateral y de Base). La presencia de un estrato superficial de baja resistencia modifica sustancialmente el comportamiento cinemático del macizo, de bloque macizo de cimentación a ménsula corta empotrada en el estrato de suelo resistente subyacente. En esta situación, dentro del macizo de hormigón se pueden producir importantes tensiones de tracción, que pueden llegar a producir su falla prematura por rotura frágil del hormigón. En función de la rigidez y potencia relativa de las capas de suelo de los estratos componentes, se puede requerir el empleo de armaduras de acero. Se analiza la influencia de la capacidad resistente lateral del estrato superficial, en la capacidad portante de la cimentación y sus efectos en el dimensionado del macizo.
Entendemos que el Tema desarrollado cubre un vacío existente en la Bibliografía Técnica disponible y, que resulta de interés y aplicación práctica en el Proyecto de Fundaciones para Sistemas de Transmisión de Energía Eléctrica e Instalaciones Industriales.

Palabras clave: MACIZOS DE FUNDACION – SUELOS ESTRATIFICADOS - VUELCO

FUNDACIÓN DE MACIZOS EN SUELOS ESTRATIFICADOS

1. INTRODUCCIÓN

Grandes áreas del Territorio Nacional, especialmente aquellas ubicadas al sur del Río Colorado (Región Geológica Patagonia-Mesetas Patagónicas) están compuestas por una estratigrafía Tipo Bicapa, donde el espesor del estrato superficial depende de las condiciones geológicas regionales y topográficas locales. Normalmente se presenta un estrato superficial de espesor variable compuesto de sedimentos cuaternarios de baja compacidad o baja consistencia y, un estrato subyacente profundo de origen terciario de alta capacidad portante (gravas y rodados compactos a muy compactos o sedimentos marinos cementados de alta consistencia). En esta situación, los procedimientos convencionales de análisis del comportamiento de MACIZOS de FUNDACIÓN sometidos a SOLICITACIONES de VUELCO no son de aplicación directa.
Como Método de Análisis Básico se ha empleado el " Método Empírico" de SULZBERGER, que si bien hasta hoy sigue siendo controvertido tiene un vasto sustento experimental, comprobado con Obras en Explotación Comercial y es Internacionalmente reconocido (Ref. [1] y [2]). Además, de acuerdo con un amplio Programa desarrollado por el IBTP - Francia (Ref. [2]), de Investigaciones (Modelos Analógicos y Reales) de Macizos e Investigaciones Analíticas de "Resistencia Racional al Vuelco" (basado en las propiedades de Resistencia al Corte, de suelos cohesivos y friccionantes), el "Método de Sulzberger" resulto ser el que tiene el mejor acuerdo con el "Método Racional" de diseño desarrollado por el IBTP (Ref. [2]).
Cuando un estudio de suelos indica la presencia de dos estratos horizontales, que abarcan la profundidad vertical de fundación “Dt” de un macizo de fundación, y donde el estrato superior se informa como un suelo de baja resistencia (baja consistencia o baja compacidad), y el estrato inferior como de buena resistencia, es posible utilizar la metodología de cálculo que se propone.
La potencia del estrato superior “H_1” no debe superar los 2/3 de la profundidad de fundación “Dt”, con lo que el espesor “H_2” del estrato resistente inferior será como mínimo 1/3 de la profundidad de fundación “Dt”.
Para el estrato superficial de baja capacidad portante (Estrato 1), se considera un Módulo Reacción Horizontal linealmente variable con la profundidad, desde un valor nulo (0) en la superficie del terreno a un valor máximo (K_{H1}) en la interfase con el estrato subyacente (Estrato 2): esta situación produce presiones reactivas que tienen una Ley Parabólica con valor nulo (0) en la superficie del terreno y valor máximo (P_{H1}) en la interfase estratigráfica. A los efectos de simplificar el tratamiento matemático del Tema, sin cometer errores significativos en los resultados pretendidos, esta Ley Parabólica de "Presiones Horizontales" se "linealiza" desde la superficie del terreno hasta la Interfase Estratigráfica (Ver Figura N°3 y Punto 2.5 Ejemplo – Tablas 1 y 2).
Para el estrato resistente subyacente, se adopta un Módulo de Reacción Horizontal (K_{H2}) de valor constante en profundidad (K_{H2} = Constante, para H_2).
La orientación en planta, del área de apoyo del macizo prismático, respecto al tiro de vuelco, será diagonal, para aumentar la superficie lateral vertical de contacto con el suelo resistente, que es el que aporta la mayor resistencia al vuelco, el centro de giro “CG” del macizo se ubica en el estrato “H_2”, y su ubicación vertical “Y” tendremos que determinarla en función del estado de cargas.

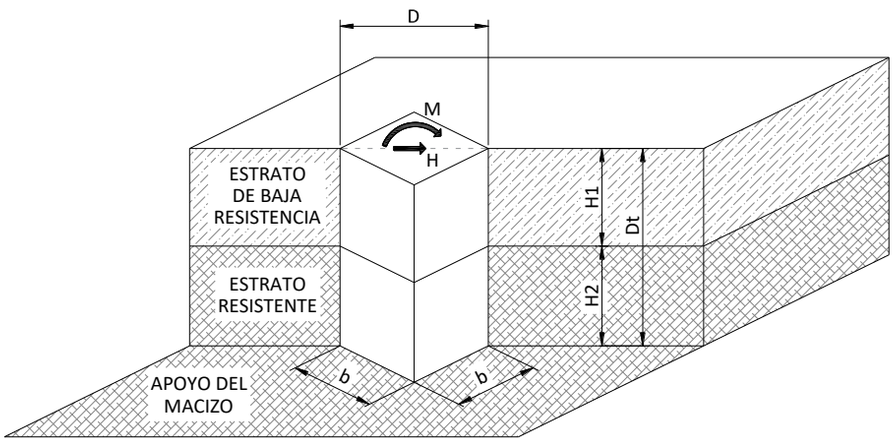


Figura 1. Macizo de orientación diagonal

2. METODOLOGIA DE CALCULO

El Macizo de Fundación, frente a las propiedades geomecánicas de los estratos de suelos adyacentes, tiene un comportamiento de Cuerpo Rígido, En esta situación, frente a las cargas exteriores tiene un Centro de Giro (CG) que es ÚNICO.
La Metodología de Análisis se basa en reemplazar la ubicación del Centro de Giro (CG), cuya posición en principio se desconoce, por dos "ejes de giro auxiliares" según se detalla:

a) Un centro de giro que denominamos "Eje Vertical" (Cg_1), ubicado sobre el eje vertical (plano de simetría) del Macizo. Este punto es la proyección horizontal del Centro de Giro (CG), sobre el plano vertical de simetría de Macizo. Este "Eje vertical" (Cg_1), se ubica en el estrato resistente inferior (Estrato 2).
El Macizo girará en torno a este eje de giro un ángulo (α) que deberá cumplir con la CONDICIÓN de DISEÑO ($\tan(\alpha) \leq \tan(\alpha_D)$). Donde $\tan(\alpha)$ tendrá un valor máximo $\tan(\alpha_D) = 0{,}01$ (Ref. [1]) para "cargas exteriores de servicio" o, un valor máximo $\tan(\alpha_D) = 0{,}015$ para "cargas últimas o límites de diseño" (Ref. [3]).

b) Un centro de giro que denominaremos "Eje Horizontal" (Cg_2), ubicado en el plano horizontal de cimentación. Este punto es la proyección vertical del Centro de Giro (CG), sobre el plano de apoyo del Macizo. Este " Eje Horizontal " (Cg_2), también se ubica en el estrato resistente inferior (Estrato 2).
El Macizo girará respecto a su centro de giro “CG” y, al de los “Ejes de giro auxiliares” (Cg_1 y Cg_2) un ángulo (α) que deberá cumplir con la CONDICIÓN de DISEÑO ($\tan(\alpha) \leq \tan(\alpha D)$). Donde, $\tan(\alpha)$ tendrá un valor máximo $\tan(\alpha_D) = 0.01$ para "cargas verticales de servicio" o, un valor máximo $\tan(\alpha_D) = 0{,}015$ para "cargas verticales ultimas o límites de diseño" (Ref. [3]).
Este giro moviliza la resistencia de fondo, del estrato resistente inferior (Estrato 2, de Modulo de Reacción Vertical Kv), formando un "Volumen Reactivo de Presiones Verticales" que equilibra la Carga Vertical Resultante (sumatoria de cargas verticales exteriores, peso de la estructura, peso del Macizo de Fundación y eventualmente el peso del suelo adyacente adherido).

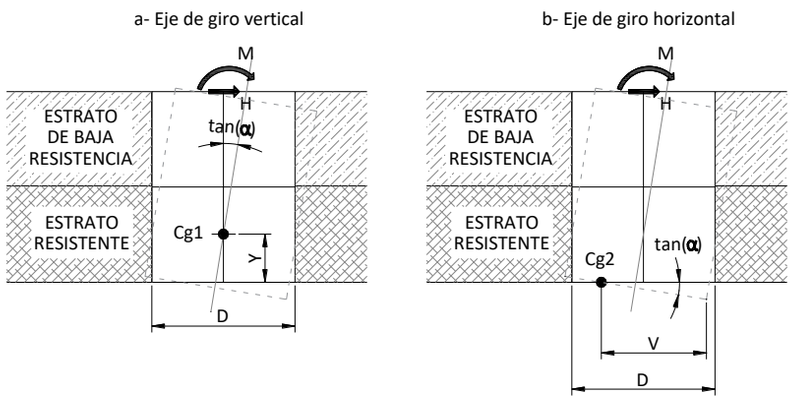


Figura 2. Ejes de giro de los macizos

2.1. MOMENTO RESISTENTE LATERAL

El giro del Macizo por las cargas externas se produce en torno al "Cg_1", que desplaza el suelo lateral y moviliza un volumen de tensiones reactivo, generando un Momento Resistente Lateral que denominaremos "Mlat". Para ubicar la posición de "Cg_1" tendremos que determinar la ordenada "Y" respecto del plano de cimentación.
El valor de "Mlat" lo proporciona el volumen de tensiones reactivas horizontales. Esto se puede ver en el esquema de la Figura 3.

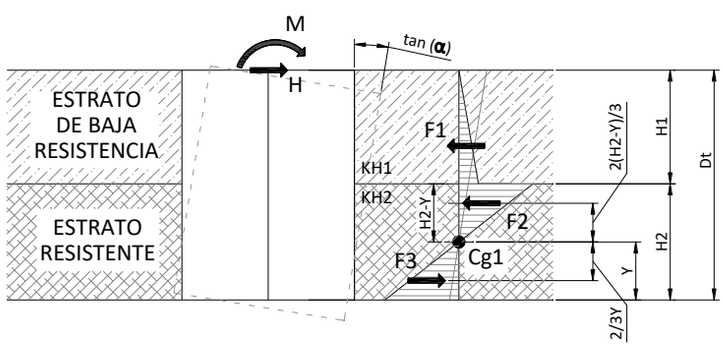


Figura 3. Cálculo de momento resistente lateral

Independizaremos las ecuaciones de Equilibrio Estático del Macizo que son:

$$\sum FH = 0 \;\rightarrow\; F_1 + F_2 - F_3 - H = 0 \qquad (1)$$
$$\sum MC_{g1} = 0 \;\rightarrow\; M_1 + M_2 + M_3 - \left[M + [H \cdot (D_t - Y)]\right] = 0 \qquad (2)$$
$$\sum FV = 0 \qquad (3)$$
$$M_D = M + H \cdot (D_t - Y) \qquad (4)$$

De (1) $F_1 + F_2 - F_3 - H = 0$ despejamos "Y"

Del esquema graficado (Figura 3) obtenemos:

$$F_1 = (H_2 - Y) \cdot \tan(\alpha) \cdot K_{1(H1)} \cdot H_1 \cdot \frac{D}{2} \qquad (5)$$
$$F_2 = (H_2 - Y)^2 \cdot \tan(\alpha) \cdot K_{H2} \cdot \frac{D}{2} \qquad (6)$$

$$F_3 = Y^2 \cdot \tan(\alpha) \cdot K_{H2} \cdot \frac{D}{2} \qquad (7)$$

Reemplazando en la ecuación (1) los valores de F1, F2, y F3 determinaremos la incógnita "Y" que satisface la condición de $\sum FH = 0$

Si llamamos

$$A = \tan(\alpha) \cdot K_{1(H1)} \cdot H_1 \cdot \frac{D}{2} \qquad (8)$$

y $$B = \tan(\alpha) \cdot K_{H2} \cdot \frac{D}{2} \qquad (9)$$

$$A \cdot H_2 - A \cdot Y + B \cdot H_2^2 - 2 \cdot B \cdot H_2 \cdot Y + B \cdot Y^2 - B \cdot Y^2 - H = 0$$

$$Y \cdot (-A - 2 \cdot B \cdot H_2) + A \cdot H_2 + B \cdot H_2^2 - H = 0$$

Obtenemos la ecuación (10)

$$\boxed{Y = \frac{A \cdot H_2 + B \cdot H_2^2 - H}{A + 2 \cdot B \cdot H_2}}$$

A partir del valor de "Y", dado por la ecuación (10) precedente, se pueden calcular:

F1, F2, F3 y verificar que se cumple $\sum FH = 0$, si se cumple puedo calcular

$$M_1 = F_1 \cdot \left[(H_2 - Y) + \frac{H_1}{3}\right] \qquad (11)$$

$$M_2 = F_2 \cdot \frac{2}{3} \cdot (H_2 - Y) \qquad (12)$$

$$M_3 = F_3 \cdot \frac{2}{3} \cdot Y \qquad (13)$$

Sumando (11), (12) y (13) obtenemos el Momento Resistente Lateral

Momento Resistente Lateral $$M_{Lat} = M_1 + M_2 + M_3 \qquad (14)$$

2.2. MOMENTO RESISTENTE DE BASE

El Centro Auxiliar de Giro "Cg_2", estará ubicado respecto de la esquina más comprimida, a una distancia "V" que debe superar o igualar el valor de "D/2", para asegurarnos que la mitad del área de apoyo se encuentre comprimida.
La ubicación de este eje de giro se determinará por tanteos, haciendo que el volumen de las presiones verticales reactivas en la superficie de apoyo del Macizo equilibre la Resultante de las Cargas Verticales "G_t" (sumatoria de cargas verticales exteriores, peso de la estructura, peso del Macizo y eventualmente el peso del suelo adherido en las paredes laterales del cimiento).
La reacción vertical del plano de apoyo, (volumen de las presiones verticales reactivas), debe igualarse con el valor de la Resultante de las Cargas Verticales "G_t", para satisfacer la condición de equilibrio vertical $\sum FV = 0$

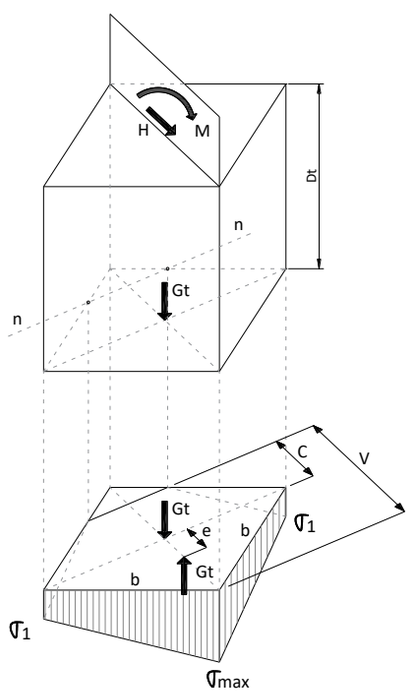


Figura 4. Momento reactivo vertical

Como la base del macizo se despega parcialmente del plano de fundación, para determinar la ubicación del eje de giro "Cg_2", que corresponde al eje horizontal de despegue n-n, se debe utilizar la teoría que corresponde a materiales que no tienen resistencia a la tracción (Caso del suelo de apoyo)
Recordando que la ubicación de "f" del eje neutro n-n, (eje horizontal de despegue paralelo a la diagonal), depende de la ubicación desplazada de "G_t" debido al Momento de vuelco de diseño "M_D", y no de la magnitud de "G_t".

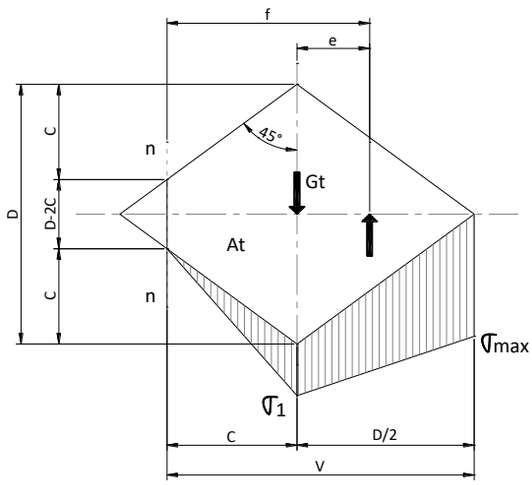
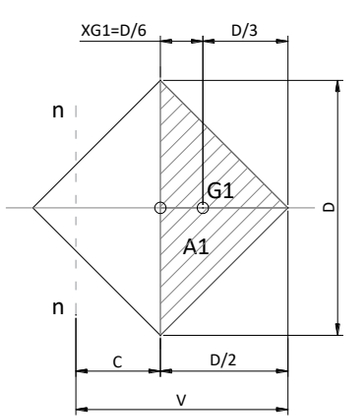


Figura 5. Volumen reactivo de base del macizo

Para cada área parcial calcularemos sus Momentos de Inercia propios, y Momentos Estáticos propios, denominaremos "I_{G1}" e "I_{G2}" a los Momentos de Inercia propios y "$I_1^{n\text{-}n}$" e "$I_2^{n\text{-}n}$" a los Momentos de Inercia respecto del eje n-n (Ref. [4]).
Finalmente aplicando la regla de Steiner, calculamos los Momentos de Inercia y Momentos Estáticos del Área de Apoyo total, respecto a la ubicación de un eje horizontal que pasa por "X_{GF}" y es paralelo a la Diagonal. Los denominaremos "$I_{n\text{-}n}$" y "$S_{n\text{-}n}$" (Ref. [5]).

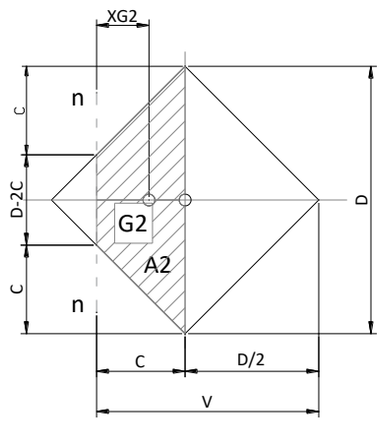


$$I_{G1} = \frac{D \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^3}{36} = \frac{D^4}{288}$$

$$I_{n-n}^1 = I_{G1} + A_1 \cdot (C + X_{G1})^2 = \frac{D^4}{288} + \frac{D^2}{4} \cdot (C + X_{G1})^2$$

$$S_{n-n}^1 = A_1 \cdot \left(C + \frac{D}{6}\right) = \frac{D^2}{4} \cdot \left(C + \frac{D}{6}\right)$$

Figura 6. Área A1 de apoyo de la base del macizo



$$A_2 = [D + (D - 2C)] \cdot \frac{C}{2}$$

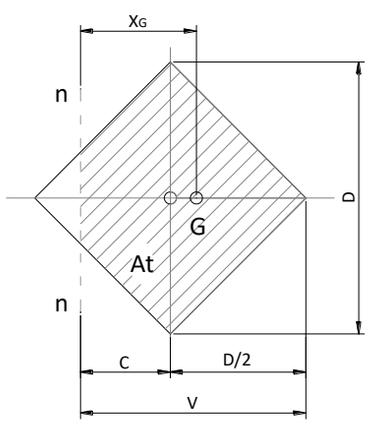
$$X_{G2} = \frac{C \cdot (3D - 2C)}{6 \cdot (D - C)}$$

$$S^2_{n-n} = A_2 \cdot X_{G2}$$

$$I_{G2} = \frac{C^3 \cdot [D^2 + 4 \cdot D \cdot (D - 2 \cdot C) + (D - 2 \cdot C)^2]}{36 \cdot [D + (D - 2 \cdot C)]}$$

$$I^2_{n-n} = I_{G2} + A_2 \cdot (X_{G2})^2$$

Figura 7. Área A2 de apoyo de la base del macizo



$$A = A_1 + A_2$$

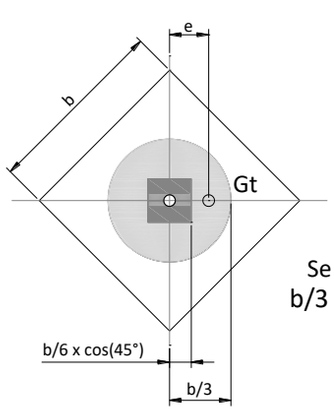
$$X_G = \frac{A_1 \cdot X_{G1} + A_2 \cdot X_{G2}}{A_t}$$

$$I_{n-n} = [I_{G1} + A_1 \cdot (C + X_{G1})^2] + [I_{G2} + A_2 \cdot {X_{G2}}^2]$$

$$S_{n-n} = A_t \cdot X_G$$

$$f = \frac{I_{n-n}}{S_{n-n}} \qquad e = f - C$$

Figura 8. Área "A_t" de apoyo de la base del macizo



Se debe verificar que:
b/3 ≥ e ≥ b/6 x cos(45°)

Figura 9. Ubicación desplazada de "G_t"

Momento resistente de base $\qquad M_b = G_t \cdot e \qquad$ (15)

Por equilibrio de fuerzas verticales, la resultante del volumen de presiones verticales es igual a “Gt“

$$\mathrm{Vol\ 1 + Vol\ 2 = G_t} \quad (16)$$

Para cumplir dicha condición se propone un valor de “C” y se calculan los volúmenes de tensiones.

$$Vol\ 1 = \frac{D^2}{4} \cdot \sigma_1 + \frac{D^2}{12} \cdot (\sigma_{max} - \sigma_1) \quad (17)$$

$$Vol\ 2 = \frac{2}{3} \cdot \sigma_1 \cdot \left(V - \frac{D}{2}\right)^2 + \sigma_1 \cdot (V - \frac{D}{2}) \cdot (D - V) \quad (18)$$

Donde:

$$\sigma_1 = \mathrm{C} \cdot \tan\alpha \cdot \mathrm{K_V} = (\mathrm{V} - \frac{\mathrm{D}}{2}) \cdot \tan\alpha \cdot \mathrm{K_V} \quad (19)$$

$$\sigma_{\mathrm{max}} = \mathrm{V} \cdot \tan\alpha \cdot \mathrm{K_V} \quad (20)$$

Kv: Módulo de reacción vertical, del estrato 2, en el plano de cimentación del macizo

2.3. MOMENTO RESISTENTE TOTAL

Una vez obtenidos los momentos resistentes laterales y de base se debe verificar que el Momento Resistente Total al vuelco cumpla con los requerimientos resistentes que demanda el diseño del Macizo.

$$\mathrm{M_D = M + H \cdot (D_t - Y)} \quad (21)$$

MD: Momento de Vuelco de Diseño " (Tanto para " Cargas de Servicio ", como para "Cargas ultimas o Limites")

Sumando las ecuaciones (14) y (15) obtenemos el momento resistente total

$$\mathrm{M_{Resistente\ total} = M_{Lateral} + M_{Base} \geq M_D} \quad (22)$$

Factor de sobre resistencia $\mathrm{FS} = \frac{\mathrm{M_{Resistente\ total}}}{\mathrm{M_D}} \geq 1.00$ (23)

2.4. PRESIONES HORIZONTALES EN EL SUELO CONTRA LAS PAREDES LATERALES DEL MACIZO

Cuando el Proyecto del Macizo de Fundación se desarrolla para "Cargas Ultimas o Limites" (Ref. [3]), se debe verificar que las presiones laterales contra el suelo no superen los valores de "Presiones Horizontales de Falla" (Ref. [5]) que suministran las "Formulas de Capacidad de Carga Horizontal" internacionalmente reconocidas (Berezantzev, Broms , Fleming , Prassad y otros, etc) que son de aplicación al Tipo de Suelo (friccional o cohesivo) donde esta empotrado el Macizo (Ref. [3] y Ref. [6]).
Ha sido bien investigado por Fan y Long (Año 2005), que los valores de las Presiones Horizontales no dependen significativamente de la Rigidez Horizontal de la Fundación (Ref. [6]). En todos los casos, resultan válidas las ecuaciones desarrolladas en los Puntos 2.1 y 2.2 precedentes que consideran al Macizo como un Cuerpo Rígido.
Cuando el Proyecto del Macizo de Fundación se desarrolla para "Cargas de Servicio" (Ref. [1]), el "Método de Sulzberger" tiene implícito un "Coeficiente de Seguridad" de valor 1,50. En esta situación, las Presiones Horizontales se podrían limitar al valor de las "Presiones Horizontales de Falla" (Ref. [6]) divididas por el Coeficiente de Seguridad de Sulzberger (CS = 1,50).

<u>Presiones horizontales</u>
Estrato 1 – Profundidad H_1 (en la interfaz de los estratos)

$$p1(H1) = K_{1(H1)} \cdot \tan(\alpha) \cdot (\mathrm{H}_2 - \mathrm{Y}) \qquad (24)$$

Estrato 2 – Profundidad H_1 (en la interfaz de los estratos)

$$p2(H1) = K_{H2} \cdot \tan(\alpha) \cdot (\mathrm{H}_2 - \mathrm{Y}) \qquad (25)$$

Estrato 2 – Profundidad D_t (En el fondo del macizo)

$$p3(Dt) = K_{H2} \cdot tan(\alpha) \cdot Y \qquad (26)$$

En todos los casos, estas presiones horizontales deben tener valores inferiores a las "presiones horizontales máximas P_{Hm}" (correspondientes a "Cargas de Servicio" o "Cargas Últimas o Límites"), en los niveles de interfase de estratos y de apoyo del Macizo.

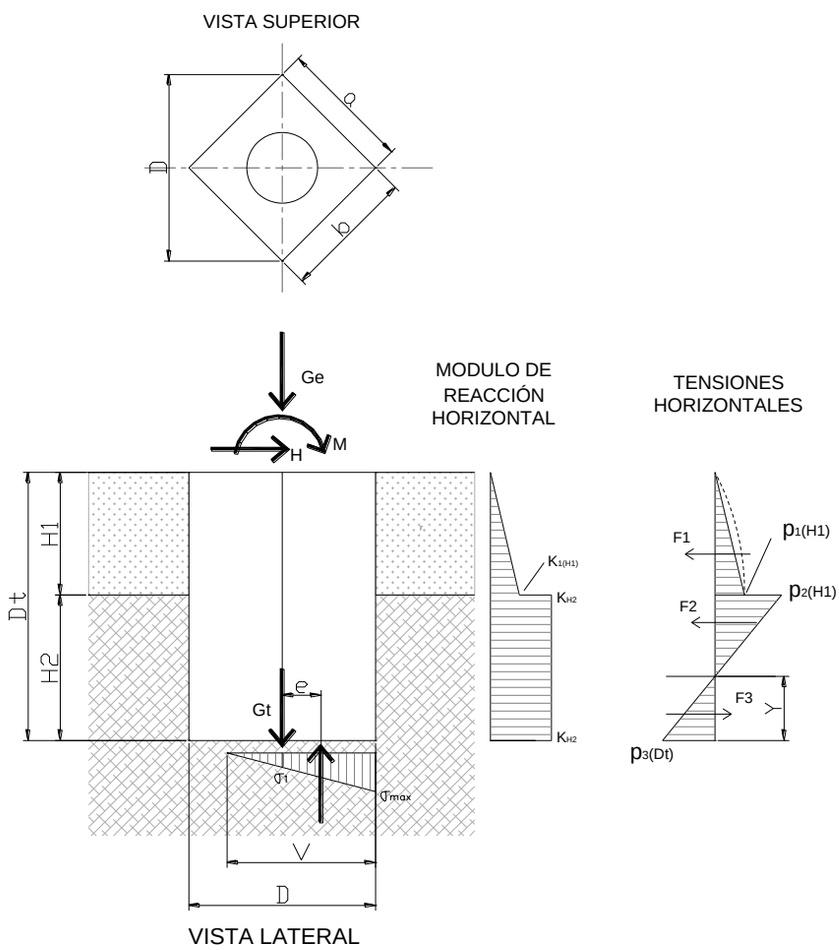
2.5. TABLA RESUMEN

Distancia desde la base hasta CG	$Y = \frac{A \cdot H_2 + B \cdot H_2^2 - H}{A + 2 \cdot B \cdot H_2}$
Fuerzas resistentes horizontales	$F_1 = (H_2 - Y) \cdot \tan(\alpha) \cdot K_{1(H1)} \cdot H_1 \cdot \frac{D}{2}$ $F_2 = (H_2 - Y)^2 \cdot \tan(\alpha) \cdot K_{H2} \cdot \frac{D}{2}$ $F_3 = Y^2 \cdot \tan(\alpha) \cdot K_{H2} \cdot \frac{D}{2}$
Momento resistente lateral	$M_1 = F_1 \cdot \left[(H_2 - Y) + \frac{H_1}{3}\right]$ $M_2 = F_2 \cdot \frac{2}{3} \cdot (H_2 - Y)$ $M_3 = F_3 \cdot \frac{2}{3} \cdot Y$ $M_{Lat} = M_1 + M_2 + M_3$
Proponer "C" y calcular Distancia desde borde más comprimido hasta CG	$f = \frac{I_{n-n}}{S_{n-n}}$ $\quad e = f - C$
Momento resistente de base.	$M_b = G_t \cdot e$
Volumen de tensiones de base	$Vol\ 1 = \frac{D^2}{4} \cdot \sigma_1 + \frac{D^2}{12} \cdot (\sigma_{max} - \sigma_1)$ $Vol\ 2 = \frac{2}{3} \cdot \sigma_1 \cdot \left(V - \frac{D}{2}\right)^2 + \sigma 1 \cdot (V - \frac{D}{2}) \cdot (D - V)$ $\sigma_1 = (V - \frac{D}{2}) \cdot \tan\alpha \cdot K_V$ $\sigma_{max} = V \cdot \tan\alpha \cdot K_V$ Para el valor de "C" propuesto se deberá verificar que: $Vol\ 1 + Vol\ 2 = G_t$

Verificación de Resistencia al Vuelco Factor de Sobre-resistencia al Vuelco	$M_D = M + H \cdot (D_t - Y)$ $M_{Resistente\ total} = M_{Lateral} + M_{Base} \geq M_D$ $FS = \frac{M_{Resistente\ total}}{M_D} \geq 1.00$
Presiones horizontales	Estrato 1 – Profundidad H_1 (en la interfaz de los estratos) $p1(H1) = K_{1(H1)} \cdot \tan(\alpha) \cdot (H_2 - Y)$ Estrato 2 – Profundidad H_1 (en la interfaz de los estratos) $p2(H1) = K_{H2} \cdot \tan(\alpha) \cdot (H_2 - Y)$ Estrato 2 – Profundidad D_t (En el fondo del macizo) $p3(Dt) = K_{H2} \cdot \tan(\alpha) \cdot Y$

2.6. EJEMPLO DE CALCULO

Se analizan dos casos, el primero considerando que el Estrato Superficial es de baja Capacidad Portante, respecto al estrato suelo subyacente. El segundo, despreciando la capacidad resistente del estrato de suelo superficial. En esta situación, el Macizo se comporta como una "Ménsula Corta" empotrada en el estrato de suelo subyacente (estrato de suelo resistente).



Analizaremos el comportamiento resistente de un macizo de fundación con dimensiones 1.60x1.60x3.00m, con un estrato superior de baja resistencia "H_1" de 1,50m y un estrato inferior resistente "H_2" de 1.50m.
Un poste de 22 metros de altura, con altura emergente de 19.80m, giro admisible del macizo tan(α)=0.01 (giro limite admisible para "Cargas de Servicio" según el método de Sulzberger).
El tiro reducido a la cima del poste de 4.00 ton, que produce un momento reducido al nivel superior de fundación de M = 79.2 ton-m. Estas solicitaciones corresponden a "Cargas de Servicio".

		SIN DESPRECIAR ESTRADO SUPERFICIAL	DESPRECIANDO ESTRATO SUPERFICIAL	Unidad
ESTRUCTURA				
Longitud total de poste	L =	22.0	22.0	m
Longitud de poste emergente	Lemergente =	19.8	19.8	m
Longitud empotrada de poste	Lempotrada =	2.2	2.2	m
Fuerza en la cima del poste	H =	4.00	4.00	ton
Momento de Vuelco de Servicio	M =	79.2	79.2	ton-m
Peso de estructura	Ge =	15.0	15.0	ton-m
DIMENSIONES DE FUNDACION				
Ancho de fundación	b =	1.6	1.6	m
Altura de Estrato superficial	H1 =	1.5	1.5	m
Altura de Estrato resistente	H2 =	1.5	1.5	m
Profundidad total enterrada	Dt =	3.0	3.0	m
Diametro de noyo	Dn =	0.8	0.8	m
Volumen de hormigón	V H° =	6.4	6.4	m^3
Peso de hormigón	G H° =	15.3	15.3	ton
DATOS DEL SUELO				
Módulo de Reacción horizontal estrato 1 a prof. H1	K1(H1) =	2000	2000	ton/m^3
Módulo de Reacción horizontal estrato 2	KH2 =	6000	6000	ton/m^3
Módulo de Reacción Vertical	KV =	7200	7200	ton/m^3
Peso especifico del suelo	γ_{suelo} =	1.80	1.80	ton/m^3
Angulo de tierra gravante	β_{arr} =	12	12	°
Volumen de suelo adherido	Vs =	7.7	7.7	m^3
Peso de Suelo adherido	Gsa =	13.95	13.95	m^3
CALCULO DE MOMENTOS REACTIVOS				
Momento de servicio red. a eje de giro	Ms =	87.8	88.3	ton-m
Giro del macizo	tan (α) =	0.01	0.01	
Peso total	Gt =	44.79	44.79	
Disntacia desde base a CG	Y =	0.84	0.73	m
Profundidad a centro de giro	(Dt-Y) =	2.16	2.27	m
Fuerza horizontal F1	F1 =	22.39	0.00	ton
Fuerza horizontal F2	F2 =	29.54	40.21	ton
Fuerza horizontal F3	F3 =	47.93	36.21	ton
Momento reactivo F1	M1 =	25.97	0.00	ton-m
Momento reactivo F2	M2 =	12.99	20.63	ton-m
Momento reactivo F3	M3 =	26.85	17.63	ton-m
Momento resistente lateral	**Mlat =**	**66**	**38**	**ton-m**
Profundidad del eje neutro	V =	1.23	1.23	m
Excentricidad		0.52	0.52	m
Reacción vertical de base	Vol_1+Vol_2 =	44.8	44.8	ton
Tensión en borde mas comprimido para giro tan(α)		88.7	88.7	ton/m^2
Momento resistente vertical	**Mb =**	**23**	**23**	**ton-m**
Momento resistente total	**Mresistente =**	**89**	**61**	**ton-m**
Factor de Sobre resistencia	**FS = Mresist / Ms =**	**1.0**	**0.7**	

Tabla 1. Verificación de fundación ejemplo

		SIN DESPRECIAR ESTRADO SUPERFICIAL	DESPRECIANDO ESTRATO SUPERFICIAL	Unidad
ESTRUCTURA				
Longitud total de poste	L =	22.0	22.0	m
Longitud de poste emergente	Lemergente =	19.8	19.8	m
Longitud empotrada de poste	Lempotrada =	2.2	2.2	m
Fuerza en la cima del poste	H =	4.00	4.00	ton
Momento de Vuelco de Servicio	M =	79.2	79.2	ton-m
Peso de estructura	Ge =	15.0	15.0	ton-m
DIMENSIONES DE FUNDACION				
Ancho de fundación	b =	1.6	1.6	m
Altura de Estrato superficial	H1 =	1.5	1.5	m
Altura de Estrato resistente	H2 =	1.5	1.8	m
Profundidad total enterrada	Dt =	3.0	3.3	m
Diametro de noyo	Dn =	0.8	0.8	m
Volumen de hormigón	V H° =	6.4	7.2	m^3
Peso de hormigón	G H° =	15.3	17.2	ton
DATOS DEL SUELO				
Módulo de Reacción horizontal estrato 1 a prof. H1	K1(H1) =	2000	2000	ton/m^3
Módulo de Reacción horizontal estrato 2	KH2 =	6000	6000	ton/m^3
Módulo de Reacción Vertical	KV =	7200	7200	ton/m^3
Peso especifico del suelo	γ_{suelo} =	1.80	1.80	ton/m^3
Angulo de tierra gravante	β_{arr} =	12	12	°
Volumen de suelo adherido	Vs =	7.7	9.6	m^3
Peso de Suelo adherido	Gsa =	13.95	17.23	m^3
CALCULO DE MOMENTOS REACTIVOS				
Momento de servicio red. a eje de giro	Ms =	87.8	88.9	ton-m
Giro del macizo	tan (α) =	0.01	0.01	
Peso total	Gt =	44.79	44.79	
Disntacia desde base a CG	Y =	0.84	0.88	m
Profundidad a centro de giro	(Dt-Y) =	2.16	2.42	m
Fuerza horizontal F1	F1 =	22.39	0.00	ton
Fuerza horizontal F2	F2 =	29.54	57.00	ton
Fuerza horizontal F3	F3 =	47.93	53.00	ton
Momento reactivo F1	M1 =	25.97	0.00	ton-m
Momento reactivo F2	M2 =	12.99	34.82	ton-m
Momento reactivo F3	M3 =	26.85	31.22	ton-m
Momento resistente lateral	**Mlat =**	**66**	**66**	**ton-m**
Profundidad del eje neutro	V =	1.23	1.28	m
Excentricidad		0.52	0.49	m
Reacción vertical de base	Vol_1+Vol_2 =	44.8	49.9	ton
Tensión en borde mas comprimido para giro tan(α)		88.7	92.0	ton/m^2
Momento resistente vertical	**Mb =**	**23**	**25**	**ton-m**
Momento resistente total	**Mresistente =**	**89**	**91**	**ton-m**
Factor de Sobre resistencia	**FS = Mresist / Ms =**	**1.0**	**1.0**	

Tabla 2. Verificación de fundación ejemplo

2.6.1. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

a) En la Tabla N ° 1 (Columna 1) se observa que el "Momento Resistente Total " al Vuelco, para el Caso de no despreciarse la Capacidad Portante Lateral del estrato superficial, resulta 45% mayor que el "Momento Resistente Total" al Vuelco (Columna 2) del Caso donde se ha despreciado su Capacidad Portante Lateral. Esta diferencia es importante, por lo que no debería despreciarse la colaboración resistente del suelo superficial (de baja resistencia) y, analizar su influencia relativa en la capacidad resistente del Macizo.
Los valores del "Momento de Base", son independientes de considerar o despreciar la Capacidad Portante Lateral del estrato de suelo superficial.

b) En la Tabla N°2 se hace una comparación entre los volúmenes del Macizo que resultan de considerar la Capacidad Portante Lateral (Columna 1) o de despreciarla (Columna 2), en similares condiciones mínimas de Estabilidad al Vuelco ("Factor de Sobre-resistencia" igual a 1,00). Para cumplir esta condición se debería, aumentar la altura del Macizo en 0,30 m, resultando un incremento de volumen de hormigón del orden del 12 %.
La práctica conservadora de despreciar la Capacidad Portante Lateral, en estratos de suelos superficiales de baja resistencia, puede ser útil cuando se desarrolla un Proyecto Básico preliminar. Cuando se realiza un Proyecto Constructivo, por el impacto que tiene en el costo de las obras (incremento de volúmenes de excavaciones y hormigón y, eventualmente de armaduras de acero), debería considerarse la Capacidad Portante Lateral del suelo superficial.

2.7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

a) El Método de Análisis propuesto, resulta de aplicación cuando el espesor del estrato superficial (H_1) no supera los dos tercios de la altura total del Macizo ($H_1 < 2/3 \times D_t$). Cuando el estrato superficial tiene mayor potencia, las presiones horizontales en el estrato subyacente (de espesor H_2) tienen valores altos, que hacen inviable el diseño de un Macizo Prismático que resulte económicamente optimo (Ref. [7]). En esta situación, el Macizo debe ensancharse inferiormente en el estrato subyacente (para disminuir las presiones laterales sobre este), o directamente proyectar una Zapata (prácticamente, para anular las presiones laterales).

b) En un Macizo Prismático, cuando la profundidad de empotramiento en el estrato de suelo resistente (H_2) supera el ancho del cimiento “b”, "La Capacidad Portante al Vuelco" (tanto para "Cargas de Servicio", como "Cargas Ultimas o Limites") está prácticamente suministrada por el "Momento Resistente Lateral" (Ref. [7]). En esta situación, se podría llegar a omitir la colaboración del " Momento Resistente de Base", si se verifica la limitación de las presiones laterales en las paredes del Macizo Primatico, ya sea en forma Reglamentaria (Ref. [3] y Ref. [7]) o mediante la aplicación de "Fórmulas de Capacidad de Carga Horizontal" (Ref. [3] y Ref. [7]), que sean internacionalmente reconocidas.

c) En un suelo que sea "relativamente homogéneo en profundidad" (independientemente, que el “Modulo de Reacción" tenga un valor constante o variable con la profundidad), un Macizo sometido a solicitaciones de vuelco tiene comportamiento cinemático de un Cuerpo Rígido (Ref. [1] y Ref. [6]). Las tensiones máximas de tracción en el hormigón, que produce su Giro

Rígido, tienen el orden de magnitud de las presiones máximas de contacto SUELO – HORMIGON. Por esta razón, salvo que medien consideraciones constructivas especiales (interrupciones accidentales del colado del hormigón, por el volumen de la fundación y la distancia del transporte del hormigón), los Macizos Prismáticos teóricamente no requieren armaduras estructurales determinadas por calculo tensional.

d) El empotramiento del Macizo en un medio estratificado, con un estrato superficial de baja resistencia, modifica su comportamiento mecánico. El Macizo tiende a comportarse como una "Ménsula Corta" (Ménsula en Voladizo), empotrada en el estrato de suelo resistente. Las tensiones de tracción en el hormigón aumentan, conforme se aumenta la potencia del estrato superficial (H_1) y disminuye su "Modulo de Reacción Horizontal" (K_{H1}). Esto ha sido constatado en "fallas" de obras existentes, por "rotura a tracción" del hormigón. En la generalidad de los casos, estas cimentaciones requieren armaduras estructurales determinadas por calculo (Ref. [4]). Deben tener armaduras verticales para resistir las solicitaciones de flexión y horizontales para resistir las "Cargas en Vacío" que se producen, especialmente en el extremo superior del cuenco.
Tanto las armaduras longitudinales, como las horizontales, deben estar ancladas al 100% en sus extremos.

e) Siempre es posible verificar la Estabilidad al Vuelco y el Estado Tensional de un Macizo, mediante la aplicación del "Método de Elementos Finitos" (FEM). Por tratarse de un Cuerpo Prismático, donde su altura aproximadamente duplica el valor de los lados, el Estado Tensional está fuertemente influenciado por la forma cómo se aplican las Solicitaciones Exteriores (Principio de Saint - Venant).

Al respecto:

e.1) El Método es prácticamente sensible a los aspectos relacionados con la proporción de los elementos rectangulares, por lo que el proyectista debe controlar esta situación incrementando las líneas de la malla y el número de los nudos.

e.2) No se deben aplicar las Cargas y Momentos exteriores concentrándose en un número reducido de nodos. Estas solicitaciones deben distribuirse a través de cargas nodales, que resultan de las presiones de contacto (verticales u horizontales) en el Cuenco de Empotramiento de la Estructura sustentada. Las presiones verticales en el fondo del Cuenco (debidas a la carga vertical “Ge”) pueden considerarse uniformes.
Las presiones horizontales en las paredes verticales del Cuenco (debidas a M y H), donde la sección resistente es la cara vertical expuesta (diagonal) del cuenco, se puede considerar que aproximadamente cumplen una ley lineal (tensiones de flexión compuesta, donde la sección resistente es una cara vertical del Cuenco)

3. *REFERENCIAS*

[1] Método de Sulzberger, Calculo de Fundaciones para Líneas de Transmisión de Energía Eléctrica por el Método de Sulzberger.

[2] Institut Technique Du BÂTIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS " (IBTP- Francia) - ANNALES N° 360 - Avril 1978 - "Stabilité des Massif de Foundation soumis à un Moment de Renversement" - Dembicki, Bolt et Odrobinski - TABLEAU III; Pagina 16 - "Comparaison des calculs obtenus par la Méthode proposée et par autres Méthodes " (Fila N° 2 - Sulzberger).

[3] Reglamento AEA 95301 Año 2007, Líneas aéreas exteriores de media y alta tensión

[4] "Estructuras de Hormigón Armado" - Tomo III - Bases para el armado de Estructuras de Hormigón Armado - Fritz Leonhardt - Capítulo 16. Fundaciones - Punto 16.3.3. Fundaciones con Cuencos (para empotrar columnas prefabricadas).

[5] "Estabilidad - Tomo II" - Enrique D. Fliess - Punto "Flexión compuesta oblicua en secciones sin zona de tracción".

[6] ASCE - SEI "Electrical Transmission and Substation Structures - Technology for the next generation" (Año 2009) - "Transmission Pole Foundations: Alternative Design Methods for Direct - Embedded Round, Wood Transmission Poles" - Cassie Mac Names and Sivapalan Gajan - punto "Existing Design Methods for Laterally Loaded Piles".

[7] " Overhead Power Lines- Planning ,Design,Construccion" - F. Kiessling ,P Nefzger , j.f.Nolasco, U. Kaintzyk - (Año 2003) Unidad 13. Foundations -13.4.3.3 "Monoblock foundations without enlargement " - 13.4.3.4." Monoblock foundation with base enlargement "

4. *NOMENCLATURA*

b	Ancho de macizo prismático
D	Diagonal de macizo prismático
H_1	Profundidad del Estrato de baja resistencia (superior)
H_2	Profundidad del Estrato resistente (inferior)
D_t	Profundidad total del macizo
CG	Centro de giro del macizo
Y	Distancia desde la base hasta CG
V	Distancia desde borde más comprimido hasta CG
C	Distancia desde eje de macizo hasta CG
tan α	Giro del macizo de fundación
tan α_D	Giro de diseño del macizo de fundación, ya sea para “Cargas de Servicio” o “Cargas últimas o límites”
$K_{1(H1)}$	Módulo de Reacción horizontal a profundidad H1 del Estrato de baja resistencia
K_{H2}	Módulo de Reacción horizontal del Estrato resistente
K_V	Módulo de Reacción Vertical del Estrato resistente
I_{G1}	Momento de Inercia propio del triángulo de área “A_1”
I_{G2}	Momento de Inercia propio del trapecio de área “A_2”

I_1^{n-n}	Momento de Inercia del triángulo de área "A_1" respecto del eje n-n
I_2^{n-n}	Momento de Inercia del trapecio de área "A_2" respecto del eje n-n
S_1^{n-n}	Momento estático del triángulo de área "A_1" respecto del eje n-n
S_2^{n-n}	Momento estático del trapecio de área "A_2" respecto del eje n-n
X_{G1}	Distancia desde eje de macizo a baricentro de triángulo de área "A_1"
X_{G2}	Distancia desde eje n-n- a baricentro de trapecio de área "A_2"
X_G	Distancia desde eje n-n- a baricentro área "A_t"
M_D	Momento de vuelco de diseño, ya sea para "Cargas de Servicio" o "Cargas últimas o límites"
F_1, F_2, F_3	Fuerzas Resistentes Laterales
M_1, M_2, M_3	Momentos Resistentes Laterales
M_{Lat}	Momento Resistente Lateral
M_b	Momento Resistente de base
G_t	Peso total (Estructura, macizo y suelo gravante)
e	Excentricidad de la carga G_T
f	Distancia desde eje neutro hasta resultante de reacciones de presiones verticales
σ_{max}	Presión vertical en borde más comprimido
σ_1	Presión vertical en centro de macizo

Empuje de tierras contra muros de contención

J. Medina, N. Sau y Q. Acuña

jose.medina@prolas.com.mx; nicolas.sau@unison.mx; qutberto@dicym.uson.mx

Departamento de Ingeniería Civil y Minas, Universidad de Sonora, Hermosillo, Sonora, México

RESUMEN: Cuando un muro de contención se desplaza lateralmente, disminuye el empuje de tierras en el lado activo y después de que se moviliza la máxima resistencia de fricción en la base del muro, aumenta el empuje del lado pasivo. El desplazamiento termina cuando se alcanza el equilibrio de fuerzas en dirección horizontal. Las teorías de Rankine y Coulomb, consideran que se moviliza la máxima resistencia al corte del suelo contenido por el muro (equivale a considerar un factor de seguridad de 1); sin embargo, la condición del equilibrio de fuerzas en dirección horizontal, es muy fuerte debe cumplirse, independientemente del desarrollo de la máxima resistencia al corte del suelo. En el proyecto de muros de contención se trabaja con factores de seguridad mayores a 1, lo que implica que no se desarrolla completamente la resistencia al corte del suelo y, por ello, el empuje de tierras actuante en el lado activo es mayor al empuje activo calculado con las teorías de Coulomb y Rankine. Por lo tanto, se incurre en un error que está del lado de la inseguridad. En este artículo se presenta un algoritmo para el cálculo del empuje de tierras contra muros de contención, en el que se consideran los factores de seguridad con los que se proyecta el muro y se cumple con el equilibrio de fuerzas en dirección horizontal. Se resuelven dos ejemplos prácticos en los que se obtienen que las diferencias de esta metodología con la tradicional son significativas y están del lado de la inseguridad.

Palabras clave: empuje activo – empuje pasivo – empuje tierras – muro contención – Coulomb.

1 INTRODUCCIÓN

Cuando un muro de contención se desplaza lateralmente, disminuye el empuje de tierras en el lado activo del muro y después de que se moviliza la máxima resistencia de fricción en la base del muro, aumenta el empuje de tierras en el lado pasivo. El desplazamiento lateral del muro termina cuando se alcanza el equilibrio de fuerzas en dirección horizontal. Tanto la teoría de Rankine como de Coulomb del empuje de tierras, consideran que se moviliza la máxima resistencia al corte del suelo contenido por el muro; sin embargo, la condición del equilibrio de fuerzas en dirección horizontal, es mucho más fuerte y debe cumplirse, independientemente del desarrollo de la máxima resistencia al corte del suelo contenido por el muro. El suponer que se desarrolla completamente la resistencia al corte del suelo contenido por el muro, equivale a considerar un factor de seguridad igual a 1. Con respecto a la teoría de Coulomb, se supone que se moviliza la máxima resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento Ref. [1]. Al proyectar muros de contención se trabaja con factores de seguridad mayores a 1, lo que implica que no se desarrolla completamente la resistencia al corte del suelo contenido por el muro y, por consiguiente, el empuje actuante de tierras en el lado activo del muro es mayor al empuje activo obtenido con las teorías de Coulomb y de Rankine, Ref. [2], por lo que se comete un error que está del lado de la inseguridad. En este artículo, con base en la teoría de Coulomb, se presenta un método iterativo para calcular el empuje de tierras en el lado activo del muro, considerando los factores de seguridad con los que se proyecta el muro. Después de obtenido el empuje de tierras en el lado activo del muro, el empuje de tierras en el lado pasivo se obtiene a partir del equilibrio de fuerzas en dirección horizontal. Se presentan dos ejemplos prácticos, en donde se compara la metodología tradicional con la expuesta en este artículo. En el primer ejemplo se considera el flujo de agua en el material de relleno del lado activo del muro, y la diferencia obtenida con respecto a la solución tradicional es de 29%; en el segundo ejemplo, se resuelve el mismo problema, pero sin considerar el flujo de agua, y la diferencia es de 49%. En los dos ejemplos, las diferencias están del lado de la inseguridad. Además, en los dos problemas resueltos se obtuvo que con la metodología tradicional los muros no se despegan de la base; mientras que con la metodología aquí expuesta los muros sí se despegan.

2 EMPUJE DE TIERRAS

La Figura 1 muestra un muro de contención con dren vertical. En la Figura 2 se muestra el diagrama de cuerpo libre de la cuña de falla en el lado activo del muro.

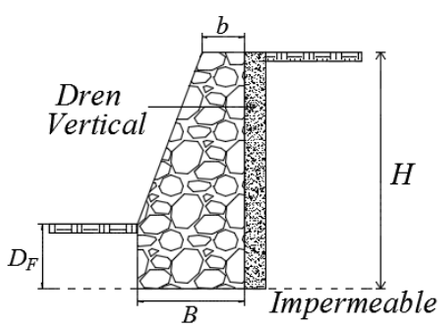


Figura 1. Muro de contención de gravedad con dren vertical

H es la altura del muro de contención, B es el ancho en la base del muro, b es el ancho en la parte superior del muro, D_F es la profundidad de desplante, W es el peso de la cuña, U es la fuerza de subpresión del

agua normal a la superficie de falla, Ts es la fuerza debida a la resistencia al cortante del suelo en el plano de falla, ELa es el empuje de tierras en el lado activo del muro correspondiente al ángulo β, N' es la fuerza efectiva normal al plano de falla, β es el ángulo que forma la superficie de falla con la horizontal, δ es el ángulo de fricción entre muro y relleno.

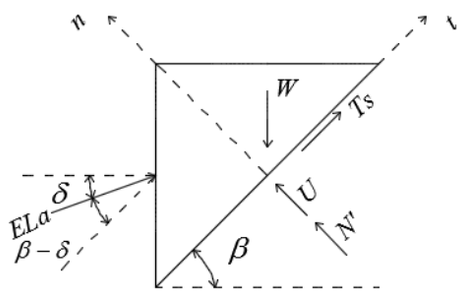


Figura 2. Diagrama de cuerpo libre de la cuña de falla

Se considera un suelo granular con una fuerza cortante, T_S, inversamente proporcional al factor de seguridad mínimo con el que se proyecta el muro, ecuación (1):

$$Ts = \frac{N' tan\varphi}{FSm} \tag{1}$$

φ es el ángulo de fricción interna del material de relleno y FSm es el menor de los factores de seguridad con los que se proyecta el muro de contención. FSm debe ser mayor o igual a 1.
Por equilibrio de fuerzas en los ejes "t" y "n" (Fig. 2):

$$ELa = \frac{W\ sen\beta\ FSm - (W\ cos\beta - U)\ tan\varphi}{sen(\beta - \delta)\ tan\varphi + cos(\beta - \delta)\ FSm} \tag{2}$$

A continuación, se describe el procedimiento a seguir para el cálculo del empuje de tierras en el lado activo del muro de contención, y para la obtención de los factores de seguridad por deslizamiento lateral y volteo:

- Calcular el empuje pasivo de tierras.
- Se propone un valor inicial del factor de seguridad FSm.
- Mediante la ecuación (2) se calcula el empuje del lado activo del muro de contención. Deben de proponerse varios valores del ángulo β para obtener el valor máximo del empuje de tierras.
- Calcular los factores de seguridad por deslizamiento lateral y volteo.
- El nuevo valor de entrada del factor FSm será el menor de los factores de seguridad por deslizamiento lateral y volteo. Para hacer más rápida la convergencia se recomienda utilizar, en la siguiente iteración, el valor promedio entre el FSm de entrada y el FSm de salida.
- Se continúa con el procedimiento, hasta que el valor de entrada del factor de seguridad FSm sea igual al valor de salida.

El empuje de tierras del lado activo del muro de contención no debe ser mayor al empuje en condición de tierras en reposo, ni menor que el empuje activo de tierras.

$$E_A \leq E_{LA} \leq E_{OA} \tag{3}$$

E_A es el empuje activo de tierras, E_{LA} es el empuje de tierras en el lado activo del muro y E_{OA} es el empuje en condición de tierras en reposo en el lado activo del muro.

El empuje de tierras en el lado pasivo del muro se obtiene a partir del equilibrio de fuerzas en el sentido horizontal, ecuación (4):

$$E_{LP} = E_{LA}\, cos\delta - \mu Wm \tag{4}$$

E_{LP} es empuje de tierras en el lado pasivo del muro, μ es el coeficiente de fricción entre la base del muro y el material de apoyo, Wm es el peso del muro de contención.
Debe cumplirse lo siguiente:

$$E_{OP} \leq E_{LP} \leq E_{Ph} \tag{5}$$

E_{OP} es el empuje en condición de tierras en reposo en el lado pasivo del muro, E_{Ph} es la componente horizontal de empuje pasivo de tierras.
Si de la ecuación (4) se obtiene que E_{LP} es menor de E_{OP} significa que no se moviliza la máxima fuerza de fricción en la base del muro y, por consiguiente, el empuje de tierras en el lado pasivo se encuentra en la condición de tierras en reposo. E_{LP} no debe ser mayor a E_{Ph}, ya que el empuje pasivo es el empuje de tierras máximo que puede soportar el suelo en el lado pasivo del muro.

3 EJEMPLO 1

3.1 *Planteamiento del problema*

Para el muro de contención de gravedad con dren vertical mostrado en la Figura 1, calcular:

1. Los factores de seguridad por deslizamiento lateral y volteo, calculando el empuje activo y pasivo con la teoría de Coulomb tradicional. Además, revisar si se despega la base del muro.
2. Los factores de seguridad por deslizamiento lateral y volteo, calculando el empuje del lado activo y pasivo con la metodología expuesta en este artículo. Además, revisar si se despega la base del muro.

Considerar lo siguiente:

- H = 4.0 m, D_F = 1.0 m, B = 1.80 m y b = 0.80 m.
- Peso unitario del muro de contención de 21.6 kN/m^3.
- Peso unitario del suelo saturado de 19.0 kN/m^3.
- Ángulo de fricción interna del suelo, φ = 30º.
- Cohesión del suelo, C = 0 kN/m^2.
- Ángulo de fricción entre muro y relleno, δ = 10º.
- Coeficiente de fricción entre la base del muro y material de apoyo, μ = 0.60.
- El muro se apoya en un material competente, de tal manera que se descarta la falla por capacidad de carga del material en el que se apoya el muro de contención.

3.2 *Solución metodología tradicional*

3.2.1 *Empuje activo*

El empuje activo, E_A, se obtiene de la ecuación (2) con FSm igual a 1. La presión hidráulica U se obtiene de Ref. [3], ecuación (6):

$$U = k_\beta H^2 \tag{6}$$

k_β es un coeficiente que depende del ángulo β (Tabla 1).
En la Tabla 1 se muestra el cálculo del empuje activo, E_A:

E_A = 59.7401 kN/m

Tabla 1. Cálculo del empuje activo

βi (º)	$\beta i-\delta$ (Rad.)	Wi (kN/m)	$k_{\beta i}$ (kN/m³)	Ui (kN/m)	Eai (kN/m)
48.0	0.6632	136.8614	2.0681	33.0899	59.4157
49.0	0.6807	132.1316	1.9886	31.8178	59.6612
50.0	0.6981	127.5431	1.8881	30.2099	59.6332
51.0	0.7156	123.0872	1.8165	29.0641	59.7401
52.0	0.7330	118.7554	1.7082	27.3315	59.4515
53.0	0.7505	114.5402	1.6573	26.5169	59.5389
54.0	0.7679	110.4345	1.5777	25.2431	59.3008

3.2.2 *Empuje pasivo*

El empuje pasivo, E_P, se obtiene de Ref. [4], ecuaciones (7) y (8):

$$E_P = \frac{1}{2}\, k_P\, \gamma_m\, D_F^2 \tag{7}$$

$$k_P = \frac{cos^2\varphi}{cos\,(-\delta)\left[1-\sqrt{\frac{sen(\varphi+\delta)\,sen\varphi}{cos\,(-\delta)}}\right]^2} \tag{8}$$

E_P es el empuje pasivo de tierras, k_P es el coeficiente pasivo del empuje de tierras, γ_m es el peso volumétrico del suelo.

Para φ = 30º y δ = 10º se tiene:

k_P = 4.1433 y E_P = 39.3613 kN/m

3.2.3 *Fuerza de fricción en la base del muro*

$$F_F = \mu\, Wm \tag{9}$$

F_F es la fuerza de fricción máxima que se puede desarrollar en la base del muro (Fig. 3).

$F_F =$ 73.872 kN/m

3.2.4 *Fuerzas consideradas en el análisis del muro de contención*

En la Figura 3 se muestran las fuerzas consideradas en el análisis de estabilidad del muro de contención. Wm es el peso del muro, xm la distancia al centroide de Wm, y_A es la distancia al centroide de E_A, y_P es la distancia al centroide de E_P.
Por la geometría del muro se tiene:

Wm = 123.120 kN/m , xm = 1.049 m

Por tratarse de un relleno granular sin sobrecarga:

y_A = 1.333 m , y_P = 0.333 m

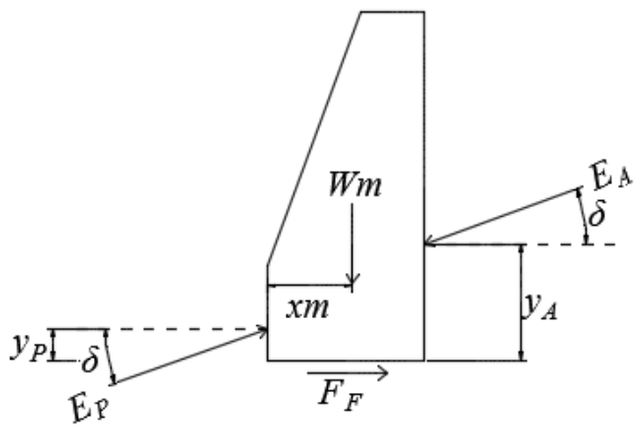


Figura 3. Fuerzas consideradas en el análisis

3.2.5 *Deslizamiento lateral*

$$FS_{DL} = \frac{\sum FR}{\sum FA} \tag{10}$$

FS_{DL} es el factor de seguridad por deslizamiento lateral, $\sum FR$ es la sumatoria de las fuerzas que se oponen al deslizamiento lateral, $\sum FA$ es la sumatoria de las fuerzas que tienden a producir el deslazamiento lateral.

FS_{DL} = 1.91

3.2.6 *Volteo*

$$FS_V = \frac{\sum MR}{\sum MA} \tag{11}$$

FS_V es el factor de seguridad por volteo, $\sum MR$ es la sumatoria de los momentos de las fuerzas que se oponen al volcamiento, $\sum MA$ es la sumatoria de los momentos de las fuerzas que tienden a producir el volcamiento.

FS_V = 2.05

3.2.7 *Revisión del levantamiento de la base del muro de contención*

La excentricidad e, con respecto al centroide de la base del muro se obtiene a partir de la Tabla 2:

e = 0.25 m. $B/6$ = 0.30 m

Por lo que el muro no se despega de la base.

Tabla 2. Cálculo de la excentricidad

Fuerza	Unidad (kN/m)	Brazo palanca (m)	Momento (kN-m/m)
E_{Ah}	58.833	1.333	78.443
E_{Av}	10.374	-0.900	-9.336
Wm	123.120	-0.149	-18.360
E_{Ph}	38.763	-0.333	-12.921
E_{Pv}	6.835	-0.900	-6.152
		$\Sigma =$	31.674
Fuerzas verticales			
Wm	123.120		
E_{Av}	10.374		
E_{Pv}	-6.835		
$\Sigma =$	126.659		

E_{Ah} y E_{Av} son la componente horizontal y vertical, respectivamente, del empuje activo de tierras; E_{Ph} y E_{Pv} son la componente horizontal y vertical, respectivamente, del empuje pasivo de tierras.

3.3 *Solución metodología expuesta en este artículo*

Para el cálculo del empuje de tierras del lado activo se requirieron 5 iteraciones. En la Tabla 3 se muestra un resumen de los cálculos efectuados. Se inició con un FSm de 1.91, que fue el menor de los factores de seguridad obtenidos con la metodología tradicional.

Tabla 3. Cálculo del empuje de tierras lado activo

No.	FSm Entrada	β (°)	E_{LAi} (kN/m)	FS_{DL}	FS_V	FSm Salida	FSm Promedio
1	1.91	41	87.461	1.31	1.48	1.31	1.61
2	1.61	44	80.469	1.42	1.58	1.42	1.52
3	1.52	45	78.053	1.47	1.52	1.47	1.50
4	1.50	45	77.495	1.48	1.63	1.48	1.49
5	1.49	45	77.211	1.48	1.64	1.48	1.49

De la Tabla 3 se obtiene:

E_{LA} = 77.211 kN/m; FS_{DL} = 1.48; FS_V = 1.64

En la Tabla 4 se muestra el cálculo del empuje de tierras del lado activo del muro para la iteración 5.

Tabla 4. Cálculo del empuje de tierras lado activo, iteración 5

βi (Deg.)	$(\beta i-\delta)$ (Rad.)	Wi (kN/m³)	$k_{\beta i}$ (kN/m³)	Ui (kN)	$ELai$ (kN/m)
42	0.559	168.81	2.70	43.27	77.002
43	0.576	163.00	2.57	41.18	77.098
44	0.593	157.40	2.46	39.35	77.186
45	0.611	152.00	2.35	37.61	77.211
46	0.628	146.78	2.25	35.94	77.165
47	0.646	141.74	2.14	34.29	77.043
48	0.663	136.86	2.07	33.09	76.999

Considerando un coeficiente de presión lateral de tierras en reposo de 1.0, Ref. [2], se obtiene:

E_{OP} = 9.500 kN/m;

De las ecuaciones (9) y (4):

F_F = 73.872 kN/m; E_{LP} = 2.166 kN/m < E_{OP}

Por lo que el empuje de tierras en el lado pasivo del muro es:

E_{LP} = 9.500 kN/m

La excentricidad, e, con respecto al centroide de la base de muro se obtiene a partir de la Tabla 5:

e = 0.50 m. $B/6$ = 0.30 m

Por lo que el muro sí se despega de la base.

Tabla 5. Cálculo de la excentricidad

Fuerza	Unidad (kN/m)	Brazo palanca (m)	Momento (kN-m/m)
E_{LAh}	76.038	1.333	101.384
E_{LAv}	13.408	-0.900	-12.067
Wm	123.120	-0.149	-18.360
E_{LP}	9.500	-0.333	-3.167
		$\Sigma =$	67.790
Fuerzas verticales			
Wm	123.120		
E_{LAv}	13.408		
$\Sigma =$	136.528		

E_{LAh} y E_{LAv} son la componente horizontal y vertical, respectivamente, del empuje de tierras en el lado activo.

4 EJEMPLO 2

4.1 *Planteamiento del problema*

Resolver el muro del ejemplo 1, pero sin considerar la fuerza de subpresión del agua, U.

4.2 *Solución Metodología tradicional*

4.2.1 *Empuje activo*

El empuje activo se obtiene de Ref. [4], ecuaciones (12) y (13):

$$E_A = \frac{1}{2}\, k_A\, \gamma_m\, H^2 \tag{12}$$

$$k_A = \frac{cos^2\varphi}{cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{sen(\varphi+\delta)\,sen\varphi}{cos\delta}}\right]^2} \tag{13}$$

k_A = 0.3085, E_A = 46.89 kN/m

Con lo que se obtiene:

FS_{DL} = 2.44, FS_V = 2.55

La excentricidad, e, con respecto al centroide de la base de muro se obtiene a partir de la Tabla 6:

e = 0.14 m, $B/6$ = 0.30 m

Por lo que el muro no se despega de la base.

Tabla 6. Cálculo de la excentricidad

Fuerza	Unidad (kN/m)	Brazo palanca (m)	Momento (kN-m/m)
E_{Ah}	46.173	1.333	61.564
E_{Av}	8.142	-0.900	-7.327
Wm	123.120	-0.149	-18.360
E_{Ph}	38.763	-0.333	-12.921
E_{Pv}	6.835	-0.900	-6.152
		$\Sigma =$	16.804
Fuerzas verticales			
Wm	123.120		
E_{Av}	8.142		
E_{Pv}	-6.835		
$\Sigma =$	124.427		

4.3 *Solución con la metodología expuesta en este artículo*

Para el cálculo del empuje de tierras del lado activo se requirieron 5 iteraciones. En la Tabla 7 se muestra un resumen de los cálculos efectuados. Se inició con un FSm de 2.44, que fue el menor de los factores de seguridad obtenidos con la metodología tradicional.

Tabla 7. Cálculo del empuje de tierras lado activo.

No.	FSm Entrada	β (°)	E_{LAi} (kN/m)	FS_{DL}	FS_V	FSm Salida	FSm Promedio
1	2.44	45	85.926	1.33	1.50	1.33	1.89
2	1.89	49	75.553	1.51	1.67	1.51	1.70
3	1.70	50	70.972	1.61	1.76	1.61	1.66
4	1.66	50	69.917	1.64	1.79	1.64	1.65
5	1.65	51	69.648	1.64	1.79	1.64	1.65

De la tabla 7 se obtiene:

E_{LA} = 69.648 kN/m, FS_{DL} = 1.64, FS_V = 1.79

En la Tabla 8 se muestra el cálculo del empuje de tierras del lado activo del muro para la iteración 5.

Tabla 8. Cálculo del empuje de tierras lado activo, iteración 5

βi (Deg.)	$(\beta i - \delta)$ (Rad.)	Wi (kN/m³)	$ELai$ (kN/m)
48	0.663	136.861	69.425
49	0.681	132.132	69.573
50	0.698	127.543	69.647
51	0.716	123.087	69.648
52	0.733	118.755	69.578
53	0.750	114.540	69.440
54	0.768	110.434	69.233

De la ecuación (4):

$E_{LP} = -5.28$ kN/m $< E_{OP}$

Lo anterior implica que en el lado pasivo del muro se tiene la condición de tierras en reposo:

E_{LP} = 9.500 kN/m

La excentricidad e, con respecto al centroide de la base de muro se obtiene a partir de la Tabla 9:

$e = 0.44$ m. $\quad B/6 = 0.30$ m

Por lo que el muro sí se despega de la base.

Tabla 9. Cálculo de la excentricidad

Fuerza	Unidad (kN/m)	Brazo palanca (m)	Momento (kN-m/m)
E_{LAh}	68.590	1.333	91.453
E_{LAv}	12.094	-0.900	-10.885
Wm	123.120	-0.149	-18.360
E_{LPh}	9.500	-0.333	-3.167
		$\Sigma =$	59.041
Fuerzas verticales			
Wm	123.120		
E_{LAv}	12.094		
$\Sigma =$	135.214		

4.4 *Discusión de resultados*

4.4.1 Ejemplo 1. Se considera la fuerza de subpresión del agua

La Tabla 10 muestra el resumen de resultado obtenidos en el ejemplo 1, en donde se consideró la fuerza de subpresión del agua, U.

Tabla 10. Resumen de resultados Ejemplo 1

Metodología	E_A , E_{LA} (kN/m)	FS_{DL}	FS_V	FSm	*¿se despega el muro de la base?*
Tradicional	59.74	1.91	2.05	1.91	No
Este artículo	77.21	1.48	1.64	1.48	Si
Diferencia (%)	29.2	22.6	20.0	22.6	–

De la Tabla 10 se observa que cuando se considera la fuerza de subpresión del agua, el empuje de tierras del lado activo es mayor que el empuje activo en un 29.2%; mientras que el menor de los factores de seguridad (deslizamiento lateral y volteo) es menor en un 22.6% con respecto al método tradicional.
Con la metodología tradicional, se obtuvo que el muro no se despega de la base; mientras que con la metodología aquí expuesta el muro sí se despega.

4.4.2 Ejemplo 2. No se considera la fuerza de subpresión del agua

La Tabla 11 muestra el resumen de resultado obtenidos en el ejemplo 2, en donde no se consideró la fuerza de subpresión del agua, U.

Tabla 11. Resumen de resultados Ejemplo 2

Metodología	E_A , E_{LA} (kN/m)	FS_{DL}	FS_V	FSm	*¿se despega el muro de su base?*
Tradicional	46.89	2.44	2.55	2.44	No
Este artículo	69.65	1.64	1.79	1.64	Si
Diferencia (%)	48.5	32.7	29.6	32.7	–

De la Tabla 11 se observa que cuando no se considera la fuerza de subpresión del agua, el empuje de tierras del lado activo es mayor que el empuje activo en un 48.5%; mientras que el menor de los factores de seguridad (deslizamiento lateral y volteo) es menor en un 32.7% con respecto al método tradicional.
En los dos problemas resueltos se obtuvo que el empuje de tierras en el lado pasivo del muro se encuentra en la condición de tierras en reposo.
Con la metodología tradicional se obtuvo que los dos muros de contención analizados no se despegan de la base; mientras que, con la metodología aquí expuesta, los dos muros sí se despegan.

5 CONCLUSIONES

Cuando un muro de contención se desplaza lateralmente, disminuye el empuje de tierras en el lado activo del muro y, después de que se moviliza la máxima fuerza de fricción en la base del muro, aumenta el empuje de tierras en el lado pasivo. El desplazamiento lateral termina cuando se alcanza el equilibrio de fuerzas en dirección horizontal. Tanto la teoría de Rankine como de Coulomb del empuje de tierras, consideran que se moviliza la máxima resistencia al corte del suelo contenido por el muro; sin embargo, la condición del equilibrio de fuerzas en dirección horizontal, es mucho más fuerte y debe cumplirse, y es independiente de la movilización de la máxima resistencia al corte del suelo contenido por el muro.
Al emplear las teorías de Coulomb y de Rankine en el cálculo del empuje activo de tierras contra un muro de contención, se supone que se desarrolla completamente la resistencia al corte del suelo contenido por el muro, lo que equivale a considerar un factor de seguridad mínimo igual a 1. Al proyectar muros de contención se trabaja con factores de seguridad mayores a 1, lo que implica que no se desarrolla completamente la resistencia al corte del suelo y, por consiguiente, el empuje de tierras actuante en el lado activo del muro es mayor al empuje activo calculado con las teorías de Coulomb y de Rankine. Por lo tanto, cuando se proyectan muros calculando el empuje activo de tierras con las teorías de Coulomb y de Rankine se comete un error que está del lado de la inseguridad.
En los dos ejemplos resueltos, los resultados obtenidos concuerdan con los valores esperados, es decir el empuje de tierras obtenido en el lado activo del muro es mayor al empuje activo de tierras y los factores de seguridad, tanto por deslizamiento lateral como por volteo, fueron menores que los calculados con la metodología tradicional. Las diferencias son significativas. Además, en los dos problemas resueltos se obtuvo que con la metodología tradicional los muros no se despegan de la base; mientras que con la metodología aquí expuesta los muros sí se despegan. En la metodología tradicional, la excentricidad con

respecto al centroide de la base del muro, se obtuvo utilizando el empuje pasivo de tierras, lo que es incorrecto, ya que con esta fuerza no se cumple con el equilibrio de fuerzas en el sentido horizontal.
El empuje de tierras en el lado activo del muro es función del factor de seguridad mínimo con el que se proyecta el muro y, por lo tanto, también es función del peso del muro y del coeficiente de fricción de la base del muro con el material de apoyo, además del resto de las variables consideradas en las teorías de Coulomb y Rankine.
En los casos en los que se obtenga que el empuje de tierras en el lado pasivo del muro sea mayor que la condición de tierras en reposo, significa que la base del muro se desplaza en dirección horizontal. En estos casos, el desplazamiento lateral de la base del muro puede estimarse con la metodología expuesta en Ref. [5].

6 REFERENCIAS

[1] Terzaghi Karl y Peck Ralph B., *Soil Mechanic in engineering practice*, 2nd edition, New York, USA, John Wiley & Sons, 1967, p. 203.

[2] Medina José, Sau Nicolás y Acuña Qutberto, *Lateral Earth Pressure Coefficient and Lateral Earth Pressure Against Retaining Walls,* Journal of Geological Resource and Engineering, Number 6, Volume 6, Nov.-Dec. 2018, New York, USA, 251-260.

[3] Medina José, Sau Nicolás y Mendoza Emmanuel, *Cálculo de la Fuerza de Presión del Agua en el Análisis de Muros de Contención*. XVIII Reunión nacional de Profesores de Ingeniería Geotécnica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, nov. 2014, Puerto Vallarta, Jalisco, México.

[4] Juárez-Badillo Eulalio y Rico-Rodriguez Alfonso, *Mecánica de suelos Tomo II: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*, 2da edición, México, Limusa S.A., 1979, p. 139 y 140.

[5] Medina José, Sau Nicolás y Quintana Jesus, *Lateral Displacement of Retaining Walls*, Journal of Geological Resource and Engineering, Number 6, Volume 4, June 2016, New York, USA, 251-256.

Muro de suelo reforzado con geogrillas

Ing. Augusto Mendiz
amendiz@coripa.com.ar
CORIPA S.A.

Ing. MSc. Fernando Ruiz
fernando@huesker.com.br
HUESKER LTDA.

RESUMEN: El presente trabajo describe los principales aspectos técnicos de un muro de suelo reforzado con geosintéticos. El mismo, consiste en los denominados muros segmentales compuestos por bloques prefabricados de hormigón como cara vista y geogrillas de alta rigidez como elementos de refuerzo y contención del macizo. El proyecto en estudio consistió en la ejecución de un muro "vertical" (~85° - 1H: 10V) de 5m de alto y 150m de longitud en un parque logístico ubicado en el sur de la Ciudad de Buenos Aires. Se utilizaron geogrillas uniaxiales de polivinil alcohol (PVA) como elemento de refuerzo, trabajando totalmente en seco y sin la incorporación de ningún elemento de conexión accesorio, lo cual permitió evitar materiales tradicionales como hormigón y acero. El muro fue dimensionado considerando una sobrecarga vial en su parte superior. Sobre el muro se realizó un pavimento de hormigón por el cual circulan los vehículos que operan en el centro logístico, por lo que se debió integrar a la estructura de suelo reforzado una defensa metálica, el drenaje pluvial y el cerco perimetral.

Palabras clave: SUELO REFORZADO – MURO TERRAE – GEOGRILLAS – MURO SEGMENTAL – GEOSINTÉTICOS

1 INTRODUCCIÓN

En el año 2019, la firma Plaza Logística encarga la construcción de un nuevo predio de 7,4 Has con el objetivo de ampliar sus operaciones, incluyendo en el proyecto la ejecución de 1450 m2 de infraestructura cubierta, 25.000 m2 de playas de hormigón y 101 cocheras para camiones.
Este parque logístico se suma a los cinco que opera Plaza Logística (Pacheco, Tigre, Tortugas, Pilar y E. Echeverría), en los cuales ofrece la oferta de servicios centralizados y multicliente, que aportan eficiencia y calidad operativa en actividades logísticas e industriales.
El predio es lindero al "Centro de Transferencias de Cargas", y forma parte del polo de desarrollo logístico de Villa Soldati, en el sur de la Ciudad de Buenos Aires, Argentina.
El parque se ubica próximo al Riachuelo, sobre terrenos antiguamente inundables que recibieron sucesivos rellenos heterogéneos. Según los estudios geotécnicos, se encontraron rellenos heterogéneos de 14m de profundidad, lo cual obligó, previo a la ejecución de las playas, a realizar recambios de suelo y a utilizar un geotextil tejido de refuerzo para estabilizar la subbase y finalmente colocar 1m de suelo seleccionado compactado aprox.
En el borde del predio sobre la Av. 27 de Febrero, la topografía del proyecto generó un desnivel de aprox. 5m de altura que debía salvarse mediante una estructura de contención, que además del propio terreno soportaría también tránsito vehicular, y que debía fundarse sobre estos suelos de baja capacidad portante.
El presente trabajo describe los principales aspectos técnicos aplicados en la metodología de diseño del muro de suelo reforzado con geosintéticos, denominado Muro Terrae® que se utilizó como paramento vertical de 150 m de longitud frente a la Av. 27 de Febrero, en el sur de la Ciudad de Buenos Aires.

2 DESCRIPCION DEL SISTEMA

Los Muros Terrae® son estructuras de contención de suelo. Se fundamentan en un proceso constructivo desarrollado sobre la base de los llamados muros segmentados, compuesto por bloques prefabricados de hormigón como cara vista y geogrillas sintéticas de alta rigidez a la tracción como elementos de refuerzo y contención del macizo, que a su vez funciona como un muro de gravedad.
El muro de contención se forma por la combinación de bloques prefabricados a través del sistema de encastre en seco, sin ningún tipo de mortero u hormigón durante la ejecución de la obra. Este sistema es posible por el diseño exclusivo de los bloques que se encastran sin necesidad de pines o conectores. Los bloques se fabrican por prensado y vibración, lo que resulta en estructuras resistentes y duraderas.
La forma y el peso de los bloques permiten su fácil transporte por los operarios en la obra, además de su montaje manual de forma extremadamente rápida. Una vez montado, se logran muros con forma escalonada para la plantación de vegetación o la cara ondulada, lo que resulta en un alto valor estético y obras que no dañan el medio ambiente. Para paredes de gran altura o sometidos a una sobrecarga, el sistema utiliza la técnica de suelo reforzado, donde los elementos de refuerzo se insertan en el terraplén siendo los más habituales las geogrillas de PET (poliéster) o PVA (polivinil alcohol), permitiendo la construcción de muros de contención en prácticamente cualquier altura. A continuación en la Figura 1 se muestra un esquema típico de cómo se conforma el sistema, incluyendo los refuerzos geosintéticos intercalados en el relleno compactado.

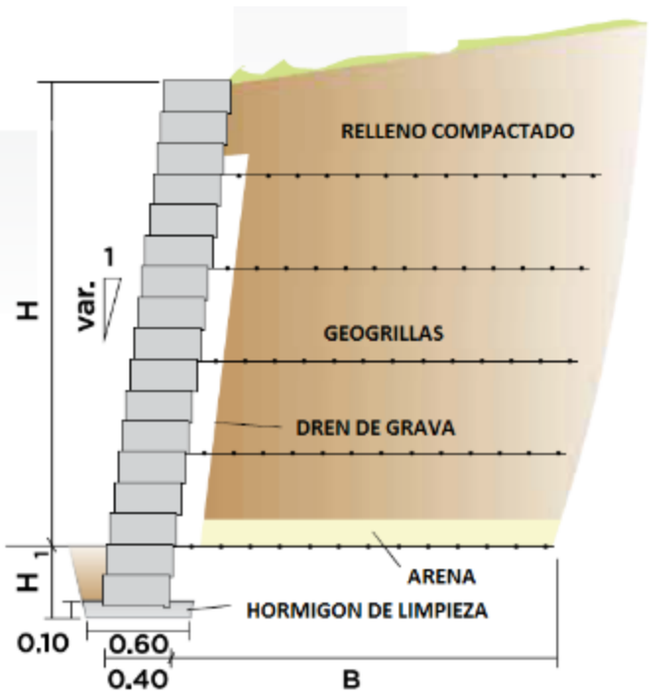


Figura 1. Esquema típico del Muro Terrae®

3 MATERIALES COMPONENTES

El sistema se compone principalmente por tres elementos: bloques para la cara vista, geogrillas sintéticas para el refuerzo de suelo y el dren granular, que es de suma importancia.

3.1 *Bloques*

Los bloques Terrae® son elementos premoldeados de hormigón sin armadura, especialmente diseñados para ser utilizados como cara vista de muros de suelo reforzado. Si bien estos bloques se fabrican y se emplean bajo las recomendaciones y especificaciones técnicas indicadas por quien los desarrolló y detenta su patente, sus características generales pueden encuadrarse dentro de los parámetros que establece la norma IRAM 115613. En la tabla siguiente y en la figura 2 se describen las principales características de los bloques Terrae®:

Tabla 1. Características del bloque

Características técnicas	**Bloque Terrae W**	
	Valor	**Unidad**
Peso Unitario	290	N
Alto	20	cm
Ancho	40	cm
Largo	40	cm
Resistencia a la compresión	>6	Mpa
Cantidad por m2 de cara vista	13	Bloques/m2

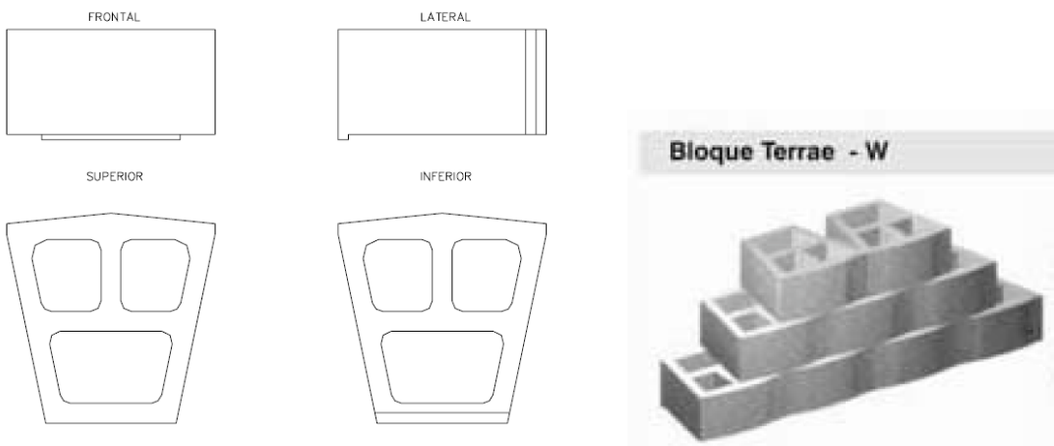


Figura 2. Forma típica de los bloques

Su colocación se realiza manualmente, en seco y sin mortero. No se requiere de obra húmeda, ni acero. La trabazón entre piezas aledañas se logra por forma gracias a un "diente" ubicado en la zona posterior del bloque.
Tal como puede apreciarse en la figura 2 arriba, la pieza presenta varias áreas abiertas, las cuales una vez rellenas con piedra partida permiten materializar un manto drenante continuo vertical en toda la altura del muro.
Por otra parte la trabazón con la piedra y el diente que posee en su cara inferior aseguran la vinculación entre la geogrilla de refuerzo con la estructura frontal de bloques, garantizando una conexión por fricción "pura" entre estos elementos.

3.2 *Geogrillas*

Para el refuerzo geosintético se pueden utilizar dos tipos de geogrillas, las de poliéster (PET) o las de polivinil alcohol (PVA). Las geogrillas tejidas de poliéster son de alta tenacidad y baja fluencia, constituidas por multifilamentos de poliéster (PET) recubiertos con un polímero protector, cuya principal función es el refuerzo de suelos. Las geogrillas producidas a partir de filamentos de alta tenacidad de polivinil alcohol (PVA) constituyen un refuerzo ideal debido a que alcanza su pico de resistencia con una deformación de sólo 5%, valor compatible con las deformaciones axiales típicas de los suelos compactados (del 3 al 5%), garantizando así una mayor compatibilidad de deformaciones en el sistema. Por ello, al trabajar en conjunto con el suelo circundante, las geogrillas optimizan el desempeño estructural de las soluciones que complementan las propiedades de los refuerzos geosintéticos con la de los suelos compactados. Tal es el caso de muros de contención con cara vista de bloques.

3.3 Drenaje

EL drenaje constituye un elemento muy importante del sistema. Como se dijo anteriormente, los bloques poseen un gran volumen de vacíos, los cuales una vez rellenos con grava fina permiten materializar una franja drenante continua vertical en toda la altura del muro.
Este dren permite aliviar las presiones hidrostáticas evitando empujes de agua sobre el muro, reduciendo la exigencia en el diseño, principalmente en la resistencia requerida de los refuerzos. Es altamente recomendable la incorporación de un geotextil no tejido que actúe como filtro, permitiendo el paso del agua y evitando la migración de las partículas de suelo fino del macizo.

Se debe proyectar un sistema de drenaje para cada muro en particular, captando y conduciendo el agua hacia afuera del muro. En la medida de lo posible, debe evitarse la infiltración de agua por la parte superior del relleno del muro, para lo cual suele impermeabilizarse con membranas sintéticas o con pavimentos.

4 DISEÑO GEOTÉCNICO Y METODOLOGÍA DE CÁLCULO

De manera general, un suelo adecuadamente compactado presenta buena resistencia a la compresión, sin embargo, su resistencia a la tracción es muy baja o nula. De modo similar al que se verifica en el hormigón armado, la inclusión de refuerzos geosintéticos en la masa de suelo suple esa deficiencia, produciendo un material compuesto de mejores características mecánicas. Esta solución denominada suelo reforzado, ofrece grandes ventajas desde el punto de vista técnico y económico, en el sentido de aumentar la resistencia al corte del conjunto (garantizando la estabilidad del sistema y permitiendo la concepción de taludes más empinados), reducir la deformabilidad de la estructura (tanto para la condición estática como sísmica) y disminuir el tiempo y material de construcción. Debido a sus excelentes propiedades de interacción, los geosintéticos de refuerzo (elementos flexibles provistos de rigidez y resistencia a la tracción) trabajan en conjunto con el suelo solidarizando la región potencialmente 'inestable' (zona activa) con la región 'estable' (zona pasiva) para una superficie de falla determinada como se muestra en la figura 3.

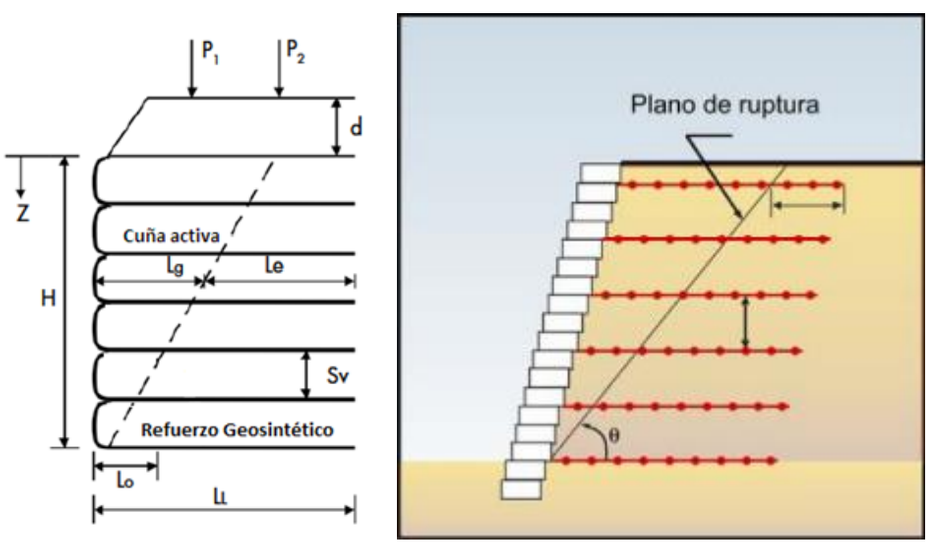


Figura 3. Elementos básicos generales en el análisis de muros en suelo reforzado con geosintéticos

La técnica constructiva utilizada para esta solución consiste en la conformación de capas de suelo confinadas por filas de refuerzo geosintético, a través de su disposición y respectivo anclaje en el interior de la masa de suelo contenida. Las filas de refuerzos pueden estar conectadas o no a elementos rígidos o flexibles en la cara vista, brindando una adecuada protección contra la radiación ultravioleta y contra otros agentes externos.

Varios métodos de análisis y diseño para muros en suelo reforzado han sido desarrollados en los últimos años bajo diferentes concepciones teóricas y analíticas. La diferencia principal entre las metodologías radica básicamente en la manera de enfocar las distribuciones de esfuerzos y en la configuración de la superficie de falla potencial considerada.

4.1 *Mecanismos de inestabilidad*

Para garantizar el adecuado comportamiento de una estructura de suelo reforzado ésta deberá cumplir condiciones admisibles tanto de estabilidad externa como interna, tal como se muestra en las figuras 4 y 5 respectivamente. Su dimensionamiento consistirá en la consideración de todos los elementos de diseño intervinientes, una adecuada selección de materiales y dimensiones, así como verificaciones de factores de seguridad. El análisis de estabilidad externa puede ser conducido considerando la masa de suelo reforzado como un muro convencional de gravedad. De este modo, a la hora del diseño del muro se deberán tener en cuenta cada uno de los mecanismos susceptibles a presentarse en la estructura ocasionados por el empuje lateral de suelos generado por las cargas externas solicitantes y por la región sin refuerzo que actúa sobre la zona reforzada.

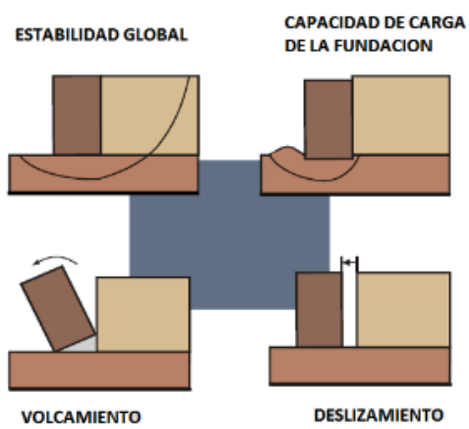


Figura 4. Mecanismos de falla externos

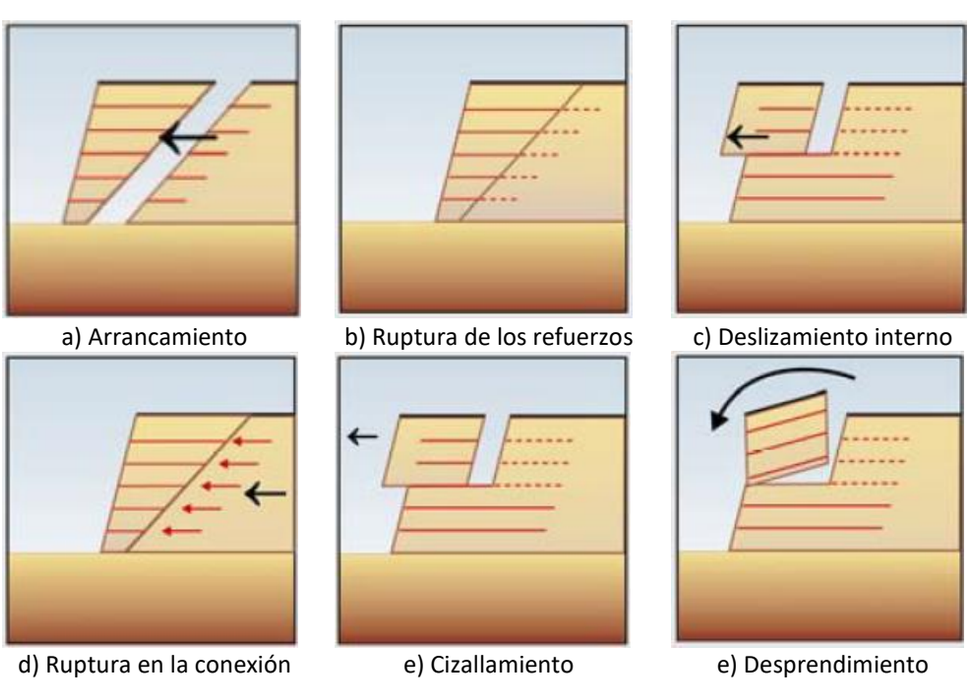


Figura 5. Mecanismos de falla internos

En adición a las verificaciones anteriormente mencionadas, deberá calcularse la estabilidad global de toda la contención, a través del análisis de potenciales superficies de falla (interceptando o no los refuerzos), buscándose factores de seguridad adecuados como se muestra esquemáticamente en la Figura 6.

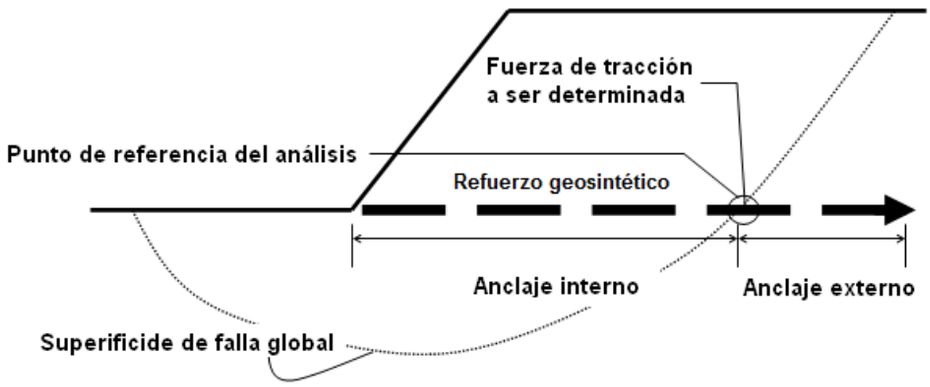


Figura 6. Esquema de análisis de estabilidad global

4.2 *Parámetros geotécnicos considerados*

Con base en la geometría, configuración de cargas, materiales a ser utilizados junto con cada uno de los requerimientos del proyecto en estudio, se establecieron los elementos necesarios para la realización del diseño descrito en el presente documento. La selección de los parámetros geotécnicos del relleno se obtuvo de un análisis criterioso de los ensayos disponibles, la experiencia adquirida en proyectos similares y referencias bibliográficas existentes (Ehrlich & Becker, 2009). Ref. [1]. Fue adoptado el conjuntos de parámetros conforme se describe en la Tabla 2.

Tabla 2. Parámetros geotécnicos adoptados

Relleno estructural		Valor	Unidad
Angulo de fricción interna	ϕ'	33,0	°
Intercepto cohesivo	c'	1,0	kN/m^2
Peso unitario compactado	γ_{com}	19,0	kN/m^3
Suelo de fundación		Valor	Unidad
Angulo de fricción interna	ϕ'	28,0	°
Intercepto cohesivo	c'	5,0	kN/m^2
Peso unitario compactado	γ_{com}	17,0	kN/m^3
Sobrecargas de diseño		Valor	Unidad
Sobrecarga Vehicular*	q	20,0	kN/m^2

* Valor definido con base a la norma brasileña NBR 7188/84 (ABNT, 1984) y en conformidad con la práctica internacional para el dimensionamiento de terraplenes y puentes viales (carreteras). Fue considerado un vehículo tipo Clase45, correspondiente a un camión carretero de 45 toneladas de peso total (~450 kN). Adoptando que dicho peso vehicular es distribuido en un ancho de carril de 3,75 metros y en una longitud de camión de 6 metros, se tiene: (450/(6x3,75)) = 20kN/m2. En cuanto al estado de cargas considerado en todos los análisis para esta solicitación vehicular, cabe resaltar que fue asumida una condición de aplicación en toda la pista vial, exceptuando una faja lateral de 2 m de ancho a partir del extremo superior de los taludes.

4.3 *Refuerzo geosintético*

En cuanto a las geogrillas, la resistencia a la tracción de diseño para cada fila de refuerzo fue calculada en función de la vida de servicio del proyecto (60 años), de las condiciones ambientales y de construcción, y de los factores de reducción obtenidos de certificados BBA suministrado por los fabricantes correspondientes a cada tipo de geogrilla.
Según las recomendaciones de diseño alemanas para el dimensionamiento de estructuras reforzadas con geosintéticos "Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements" (EBGEO) la resistencia de diseño para cada uno de los tipos de refuerzo adoptados es determinada como Ref. [2]. :

$$T_{adm} = \frac{T_{max}}{FR_{fl} \times FR_{di} \times FR_{da} \times \gamma} \qquad (1)$$

Donde:

Tadm: Resistencia a la tracción de diseño
Tmax: Valor característico y resistencia a la tracción nominal de corto plazo
FRfl: Factor de reducción por fluencia (Creep)
FRdi: Factor de reducción por daños de instalación
FRda: Factor de reducción por degradación ambiental
γ: Factor de seguridad parcial accesorio por incertidumbre y extrapolación de datos

Las resistencias de diseño usadas en el presente dimensionamiento son presentadas en la Tabla 3.

Tabla 3. Resistencia de diseños y factores de reducción aplicados

Tipo de Refuerzo	T_{max}	FR_{fl}	FR_{di}	FR_{da}	γ	T_{adm}
	[kN/m]	60 años	Material granular D_{90}<4mm	pH neutro (entre 4 y9)	60 años	[kN/m]
Fortrac® J700 MP	35	1,52	1,05	1,00	1,18	18,6
Fortrac® J1100 MP	55	1,52	1,05	1,00	1,18	29,3

4.4 *Análisis de estabilidad por equilibrio límite*

El dimensionamiento de una estructura en suelo reforzado consiste en el cálculo de la cantidad, tipo (selección de la resistencia y rigidez a la tracción) y espaciamiento vertical de los refuerzos con el objetivo de garantizar la contención adecuada de la masa de suelo, limitar las deformaciones de la estructura y otorgar niveles de seguridad adecuados a la misma.
Para el caso en estudio, fue utilizado el programa Slide 2 (RocScience®) como se ve en la figura 7 para llevar a cabo el análisis de estabilidad por equilibrio límite. Esta herramienta evalúa las solicitaciones impuestas y los empujes generados en la estructura detectando de manera automática la superficie de falla crítica (mínimo factor de seguridad) para todos los modos de falla posibles (estabilidad interna, externa y global). De esta forma, fueron determinado el factores de seguridad (FS) para las secciones típicas consideradas de acuerdo al método de Bishop modificado (Norma DIN 4048). Ref. [3].
En el dimensionamiento fueron consideradas las solicitaciones resultantes de la altura típica del muro, considerando una sección representativa de la estructura, así como los resultados de los estudios de suelos realizados.
De igual forma, en los análisis de estabilidad desarrollados fue considerado como fuerza de tracción para cada fila de refuerzo, el menor entre tres valores: resistencia útil de diseño establecida para el refuerzo (Tdiseño), resistencia de anclaje interna y resistencia de anclaje externa de las geogrillas, estas dos últimas

definidas por el Coeficiente de Interacción del refuerzo geosintético (Ci), cuyo valor en el presente estudio correspondió a 0,9 (Suelos arenosos).
Este Coeficiente de Interacción hace referencia a la medida de la interacción suelo-geogrilla obtenida en ensayos de arrancamiento (pull-out) normalizados. Las geogrillas Fortrac® MP (refuerzos considerados en el análisis) cuentan con ensayos realizados en diferentes laboratorios a nivel internacional, donde se obtuvieron valores de Ci ≥ 0,9 para el caso de suelos arenosos. De este modo, fue posible adoptar este valor como parámetro de cálculo en el presente informe.

Este parámetro es estimado de la siguiente forma:

$$c_i = \frac{T_{anc}}{2 \times L_{anc} \times (c' + \sigma \times \tan(\emptyset'))} \qquad (2)$$

Donde:

C_i: Coeficiente de interacción del refuerzo
T_{anc}: Fuerza máxima medida en ensayo de arrancamiento (pull-out)
σ: Presión efectiva vertical sobre el refuerzo
ϕ', c': parámetros de resistencia al corte del suelo ensayado

Para mayor información sobre el cálculo de este parámetro remitirse a norma inglesa BS 8006. Ref. [4].

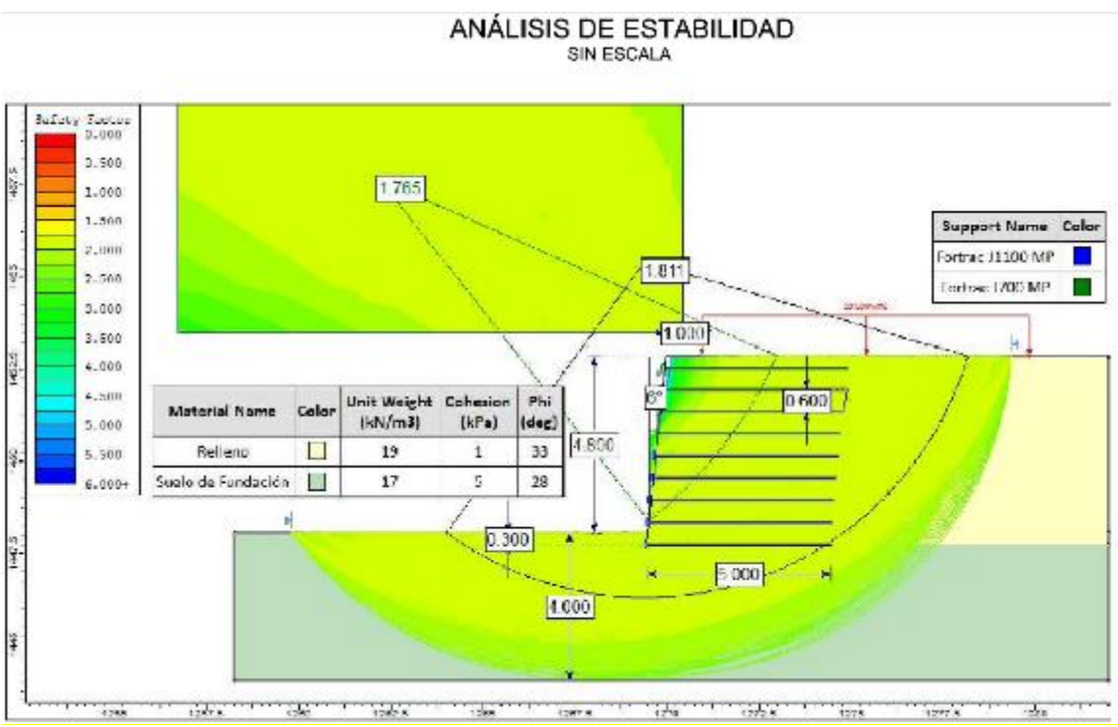


Figura 7. Salida del Software Slide 2 (RocScience®)

4.5 *Resultados obtenidos*

A continuación se presentan los resultados de los análisis de estabilidad llevados a cabo (ver figura 7) para el suelo de relleno considerado en la sección representativa.

Tabla 4. Márgenes

Parámetro	Valor	Unidad
Altura (H)	4,8	m
Factor de seguridad	1,81	

Para el caso analizado y para la configuración de refuerzos geosintéticos adoptada, fue obtenido un factor de seguridad FS ≥ 1,50 para la condición estática. Ref. [5]. Este valor obtenido bajo las hipótesis de cálculo consideradas es consistente con las exigencias mínimas recomendadas para este tipo de estructuras así como con los requisitos mínimos de desempeño definidos para el proyecto.

5 DISEÑO RESULTANTE

La sección transversal típica resultante para el proyecto se muestra en la Figura 8 (Altura total = 4,80 m) y está compuesta por 9 filas de geogrillas de polivinil alcohol (PVA) con longitud de 5,0 m (+1,0m de retorno) y un espaciamiento vertical uniforme (Sv) de 0,6 m (coincidente con 3 filas de bloques).

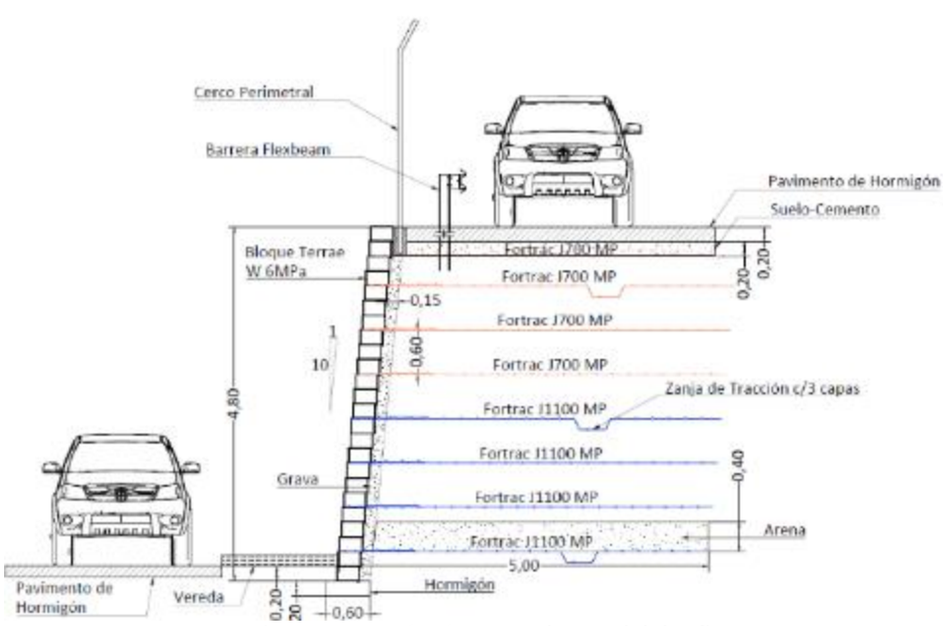


Figura 8. Sección típica resultante del diseño

Para el frente del muro se define el uso de bloques Terrae® tipo W de 6 MPa de resistencia característica a la compresión. La longitud adicional de retorno (conexión con el bloque de frente) para cada fila de refuerzo es de 1,0 m, aplicable en todas las secciones.
De igual forma, la base de toda la contención se encuentra embutida 0,6 m bajo el nivel del terreno natural. La inclinación del frente del muro es de 1H: 10V (≈85°).

Fueron consideradas geogrillas fabricadas a partir de filamentos de PVA (alcohol polivinílico) tipo Fortrac® MP, las cuales ofrecen una adecuada resistencia a ambientes con altos valores de pH, pudiéndose aplicar en contacto directo con materiales como el hormigón (concreto). En adición, la alta rigidez a la tracción de los refuerzos permite controlar en diseño, el estado de deformabilidad de todo la estructura (mecanismo de compatibilidad suelo-refuerzo - según recomendaciones del norma inglesa BS 8006). Ref. [4].

6 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS Y DE SEGURIDAD

Se consideró la metodología Proctor para el control de los materiales de relleno. De esta forma, se tiene que para macizos en suelo reforzado altamente solicitados, el grado de compactación deberá ser ≥ 98% del PSUM.
Como medidas adicionales, equipos de compactación pesados operaron a una distancia superior a 1,5 m del frente del muro. En esta faja frontal, solamente equipos de compactación leves fueron utilizados.
Fue establecido que para la configuración geométrica del sistema la situación crítica en términos de estabilidad es el final de la obra (consecución de alturas libres máximas y sobrecarga vehicular), por lo que el diseño correspondió a la simulación de dichos casos. No obstante, pueden presentarse otras situaciones críticas localizadas durante el periodo constructivo de la obra (ej.: estabilidad de las paredes en las excavaciones de los inferiores y problemas de drenaje de lluvias repentinas entre otras), las cuales son de difícil análisis en la etapa de diseño, pero que exigieron una planificación y control riguroso adicional en campo.

7 ETAPA CONSTRUCTIVA

7.1 *Fundación*

Debido a la baja capacidad soporte de los suelos de fundación, cuya condición empeoraba a mayor profundidad se decidió realizar a sólo 30cm bajo el nivel del terreno una zapata corrida superficial como base para el muro donde se apoyaron y nivelaron los bloques correspondientes a la primera hilada. Todo esto, con el fin de homogeneizar el apoyo y disminuir al máximo posibles asentamientos diferenciales.

7.2 *Relleno y compactación*

Colocada la primera línea de bloques, se prepara la base compactando el suelo mediante rodillo vibrocompactador de pata de cabra.
Las geogrillas consideradas eran del tipo unidireccional, es decir que presentaban una dirección más resistente que la otra. De esta forma, la geogrilla se debió ser posicionada con su dirección más resistente en forma perpendicular al muro, conforme se asumió en el análisis de estabilidad.
El relleno del muro se efectuó por capas de suelo de 20cm de espesor en coincidencia con la altura de cada bloque. Se recomendó que el extendido de las capas de suelo fuera ejecutado paralelamente al paramento para que el empuje de los equipos no se transmita directamente a los bloques en la etapa constructiva.
El tipo de suelo de relleno correspondió a un tipo predominantemente limoso a arenoso, lo que permitió garantizar una adecuada compactación y mayor interacción mecánica del relleno compactado con los elementos de refuerzo.
La principal condición granulométrica para este suelo consistió en un límite máximo de hasta 40% de partículas finas pasante por tamiz #200.

- El ángulo de fricción interna admitido para el suelo de relleno fue de 33° sin cohesión en la etapa de diseño. De esta forma, se desconsideró el aporte de la cohesión para los casos probables con mayor presencia de partículas limosas. Dicha consideración fue realizada de forma conservadora y en correspondencia a la experiencia adquirida en proyectos similares.
- Cada capa debe ser compactada con una energía equivalente a un mínimo de 95% del Proctor estándar con un contenido de humedad cercano al 3%.
- Se excluyen suelos estrictamente arcillosos y/o expansivos, lo cuales no son aptos para el relleno.
- El pH del suelo debe estar comprendido entre 2 y 13

En los vacíos de los bloques y los primero 15cm inmediatamente en contacto con estos se dispuso material granular del tipo piedra partida para materializar el drenaje del muro, incluyendo el geotextil no tejido como filtro para evitar la migración de finos y la contaminación de la piedra, permitiendo su correcto drenaje. El dren granular fue ejecutándose a medida que el movimiento de suelos del relleno fue progresando en altura.
A continuación, se colocaron 3 capas de suelo compactado. Cada capa se compactó con una altura máxima de 0.20m, resultando entonces en rellenos de 60cm, coincidente con 3 hileras de bloques y con la separación en altura de las geogrillas de refuerzo, siempre respetando el dren de grava en el frente del muro.
La colocación de geogrillas, capas de suelo compactado, dren de grava y bloques, continuó con la misma secuencia, verificando siempre las separaciones verticales entre geogrillas especificadas anteriormente. En la figura 9 se puede observar el paso del compactador y la disposición del refuerzo, mientras que en la figura 10 ya se muestra el relleno que luego se compactará sobre las geogrillas.

Figura 9. Extendido de geogrilla de refuerzo sobre relleno compactado. Se observa 3 hileras de bloques en espera (60cm), para la próxima etapa de relleno y refuerzo.

Figura 10. Extendido del suelo de relleno sobre las geogrillas de refuerzo

7.3 *Coronamiento y terminaciones*

Finalmente, sobre el muro se ejecutó una subbase de suelo cemento y por encima un pavimento de hormigón para el tránsito vehicular como se indica en las figuras 11 y 12.
Para eso se macizaron las dos últimas hileras de bloques y se colocaron las defensas flexibles metálicas y el cerco perimetral del predio. Todo esto se complementó con un sistema de drenaje para colectar y conducir las escorrentías superficiales producto de las precipitaciones con el objetivo de evitar saturar el macizo reforzado alterando sus propiedades.

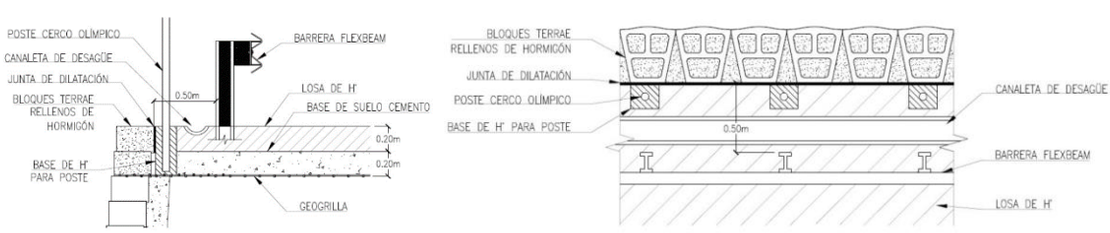


Figura 11. Esquema de terminación en el coronamiento del muro y del pavimento de hormigón.

Figura 12. Ejecución terminada del coronamiento del muro.

En las figuras 13 y 14 se muestran las vistas sur y norte respectivamente del muro terminado y en servicio, con el alambrado perimetral y las defensas viales colocadas.

Figura 13. Vista Sur del muro terminado en su mayor altura (5m)

Figura 14. Vista Norte del muro terminado, con tránsito vehicular superior.

8 CONCLUSIONES

La tecnología de suelo reforzado con geosintéticos permitió lograr una estructura segura sin necesidad de utilizar materiales tradicionales de obra como el hormigón fresco y el acero.

La buena interacción entre el elemento de refuerzo, en este caso una geogrilla tejida y flexible de polivinil alcohol, y el suelo compactado del relleno forman un material compuesto con mejoradas propiedades mecánicas. Este efecto fundamental para el éxito del sistema, también conocido como flexibilidad de interacción se produce a niveles macro, meso y micro y se logra principalmente gracias a la fricción entre ambos (suelo y refuerzo), pero también por la resistencia pasiva desarrollada en las fibras transversales como resultado de dicha interacción.

Otro aspecto fundamental para el correcto diseño de este tipo de estructuras es la compatibilidad de deformaciones entre los elementos componentes y la estructura proyectada. Por eso, es necesario utilizar refuerzos que puedan desarrollar la resistencia requerida por el cálculo a una baja deformación que sea compatible con la estructura. De nada sirve una alta resistencia final en los refuerzos, si sólo se logra movilizar a altas deformaciones incompatibles con la serviciabilidad de la estructura.

Es por esta razón, que la elección de polímeros como el polivinil alcohol es de suma utilidad ya que permite un alto módulo elástico desarrollando su capacidad de tomar los esfuerzos de tracción a deformaciones inferiores al 5% pero también hay otros polímeros que cumplen esta condición de alto módulo como la aramida. A su vez, materiales como el PVA y el PET, principalmente debido a su baja susceptibilidad a los efectos de fluencia lenta o “creep” permiten aplicar menores factores de reducción, haciendo que la resistencia admisible para el diseño sea más cercana a la resistencia última o nominal del material, es decir se logra una mayor eficiencia en el uso de la resistencia disponible.

Al ser la cara vista compuesta de bloques “sueltos” de reducidas dimensiones se genera una mayor articulación entre los elementos permitiendo que eventualmente ocurran pequeños acomodamientos del relleno compactado o de la fundación del muro sin daños visibles en la cara vista, resultando en una estructura segura pero con cierta flexibilidad. Este aspecto es particularmente importante en caso de obras de contención previstas en terrenos identificados como de baja capacidad soporte o compresibles,

como era el caso de estudio desarrollado en el presente trabajo, aunque en la mayoría de las veces suele ser necesario la mejora del suelo de apoyo de la estructura de contención.

9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Ehrlich & Becker *Muros e taludes de solo reforçado: Projeto e execução*., Oficina de textos 2009.
[2] Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements (EBGEO), Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2010.
[3] Slide 2 - RocScience
[4] British Standards Group, BS 8006, *Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*, 2005.

Ensayos de carga sobre modelos físicos de Micropilote Hincado e Inyectado (MHI)

Aiassa G.[1], Arrúa P.[1], Eberhardt M.[1] y Baldoncini R.[1]

Mail de contacto: gaiassa@frc.utn.edu.ar
[1]Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba. Departamento de Ingeniería Civil. CIGEF Centro de Investigación y Desarrollo en Geotecnia, Estructuras y Fundaciones. Córdoba, Argentina.

RESUMEN: Los micropilotes constituyen una alternativa de cimentación aplicable a diferentes proyectos de ingeniería civil. El diseño-cálculo requiere de procedimientos validados. Estos procedimientos, deben contemplar la tecnología específica de construcción, así como las características propias de los suelos en que serán construidos. En este artículo, se presenta un estudio sobre micropilotes hincados e inyectados con lechada de cemento (MHI), instalados dentro de suelos limo-arenosos de Córdoba. La investigación experimental se desarrolló sobre modelos físicos de laboratorio. Se determinaron curvas Q-s y se aplicaron modelos matemáticos para calibrar los resultados obtenidos. La capacidad de carga se determinó a partir de los modelos ajustados.

Palabras clave: Cimentación profunda, pequeño diámetro, asentamiento

1. INTRODUCCION

Un micropilote es un pilote de diámetro pequeño, normalmente menor a 30 cm, perforado, armado e inyectado, Ref. [1]. Existen diferentes variantes en función de la configuración y del método de inyección Ref. [2]. El sistema puede aplicarse para reforzar fundaciones existentes, estabilizar taludes, y fundar nuevas estructuras.

La práctica típica de construcción incluye las siguientes etapas: perforación del terreno a la profundidad requerida, emplazamiento del refuerzo de acero y, finalmente, la inyección a presión de una lechada de cemento. Debido al avance en la implementación de diferentes técnicas y la practicidad del proceso de construcción, su aplicación se ha extendido a diferentes tipos de proyectos.

La transferencia de carga se realiza, principalmente, a través de la fricción desarrollada en el fuste del elemento. Una segunda componente, frecuentemente menor, se transfiere por presión en la punta del micropilote. La capacidad de carga depende de la configuración geométrica, del método de construcción y de las condiciones del suelo. El diseño estructural, incluye verificaciones de flexión, corte, tracción, compresión y pandeo.

En este trabajo, se presenta un estudio experimental en laboratorio con micropilotes hincados e inyectados (MHI) de pequeña escala. Se instalan en suelos limosos de Córdoba y se realizan ensayos de carga. Los resultados se utilizan para estimar la capacidad de carga, y se extrapolan a escala de obra.

2. SUELO

El suelo utilizado en este estudio, se obtuvo de la Ciudad de Oncativo, Provincia de Córdoba, a una profundidad de 1,0 metro. Corresponde a un suelo limoso, color castaño oscuro, de naturaleza colapsable y algo arcillosa al tacto, con bajos porcentajes en la fracción de partículas de arcilla y arena. La humedad natural es del 17,3%, Ref. [3]. Sobre la muestra obtenida se realizaron ensayos de caracterización. La distribución del tamaño de las partículas del suelo, el ensayo de granulometría (vía húmeda a través del método del hidrómetro), fue llevado adelante conforme a la norma ASTM D-422, Ref. [4]. Los límites de Atterberg e índice de plasticidad fueron determinados acorde a la norma ASTM D-4318, Ref. [5]. Según el Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (USCS), se lo denomina con la doble simbología CL-ML, limo arcilloso de baja plasticidad. La curva granulométrica, obtenida por tamizado y por el método del hidrómetro, y los parámetros más relevantes del material se muestra en la Tabla 1 y en la Fig. 1 respectivamente.

Tabla 1. Propiedades físicas del material empleado

Propiedades	Valor
D_{10} [mm]	0,003
D_{30} [mm]	0,020
D_{50} [mm]	0,040
D_{60} [mm]	0,050
Contenido de partículas < 4,75 mm (T4), [%]	100,0
Contenido de partículas < 0,075 mm (T200), [%]	93,28
Contenido de partículas < 0,002 mm (T200), [%]	8,0
Límite líquido, LL [%]	21,30
Límite plástico, LP [%]	16,68
Indice de plasticidad, IP	4,62
Coeficiente de uniformidad, Cu	20,0
Coeficiente de curvatura, Cz	2,22

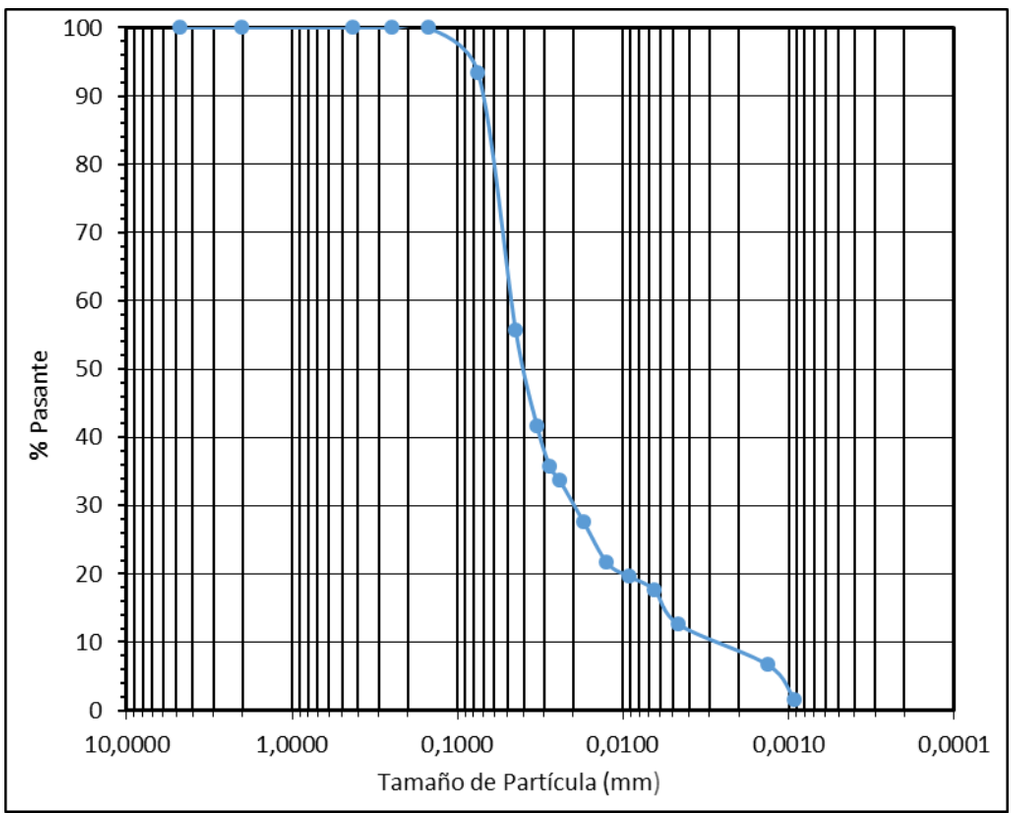


Figura 1. Curva granulométrica del material empleado

3. MODELO FÍSICO: SUELO DE INSTALACIÓN DE LOS MHI

Se elaboraron probetas idénticas bajo condiciones establecidas de contenido de humedad y densidad. El peso unitario seco y el contenido de humedad, se adoptaron en 14,0 kN/m^3 y 18,0% respectivamente. Estos valores fueron seleccionados para representar la condición natural típica de la zona de obtención de las muestras. Se prepararon 5 (cinco) probetas en moldes metálicos cilíndricos, con diámetros de 154 (±1) mm, y alturas de 179 (±3) mm. A continuación, se describe el procedimiento de trabajo utilizado para el diseño de las muestras:

a) Desmenuzar y mezclar el material en su estado natural hasta alcanzar homogeneidad.

b) Corregir el contenido de humedad hasta lograr el requerido.

c) Determinar, con los valores de peso unitario seco y humedad establecidas, el peso de suelo húmedo necesario para compactar en el molde.

d) Compactar estáticamente, y en tres capas, el peso de suelo dentro del molde cilíndrico.

e) Nivelar la superficie de la muestra.

f) Controlar peso unitario y contenido de humedad final.

Los valores finales obtenidos de peso unitario seco y contenido de humedad para cada una de las muestras son proporcionados en la Tabla 2. La Fig. 2 expone las probetas preparadas.

Tabla 2. Peso unitario seco y contenido de humedad de las muestras

ID Muestras	γ_d [KN/m^3]	w [%]
M01	14,1	19,4
M02	14,3	18,6
M03	14,3	19,8
M04	14,4	18,0
M05	14,2	18,6

Figura 2. Probetas de suelo limoso para la instalación de los MHI

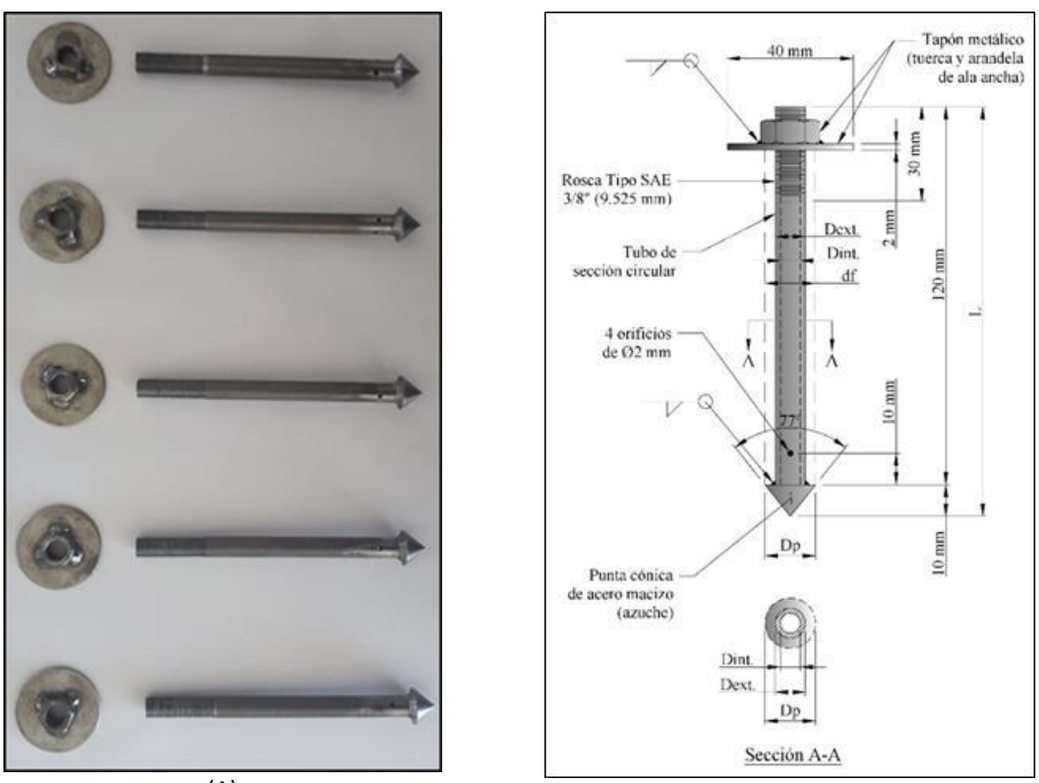
4. MODELO FÍSICO: MHI

Se adoptó la utilización de micropilotes hincados hasta la profundidad necesaria, y posteriormente inyectados con lechada de cemento a presión. Se construyeron 5 (cinco) modelos físicos de MHI. La armadura la constituye una estructura tubular y de sección circular, con diámetros exterior/interior de 9,525 mm (3/8") / 6,35 mm (1/4") respectivamente. El material utilizado es acero SAE 1010. Para poder lograr la perforación en el suelo y desarrollar la capacidad portante de punta, la base consiste en un cono macizo compuesto del mismo material; el diámetro es igual a 16 mm y el área proyectada de la base es de 2,01 cm^2. Por lo tanto, el diámetro teórico del fuste es igual a 400 x D_{50}. De ésta forma, el modelo de fundación corresponde a una escala de 1/9,4 y 1/18,8 con respecto a MHI ejecutados en campo de diámetros de 150 mm y 300 mm respectivamente. Con el propósito de realizar la inyección, en el extremo cercano a la base y en la estructura tubular, se le practicaron 4 orificios igualmente espaciados de 2mm de diámetro. En la cabeza del elemento se le materializó una rosca para poder

instalar un "tapón" obturador (tuerca y arandela metálicas soldadas), para poder controlar y mantener la presión de inyección dentro de la cavidad anular, evitando así la fuga de lechada cementicia en la superficie. La Tabla 3 indica los parámetros geométricos, y la Fig. 3 presenta el diseño detallado y las probetas de sección circular del modelo físico de los MHI.

Tabla 3. Propiedades de la sección de acero del modelo físico de MHI

Descripción	Parámetro
Diámetro exterior del tubo, Dext. [mm]	9,525
Diámetro interior del tubo, Dint. [mm]	6,350
Espesor de pared del tubo, e [mm]	1,587
Longitud de micropilote, L [mm]	130,0
Área del tubo, As [cm^2]	0,396
Diámetro teórico de fuste del micropilote, df [mm]	16,0
Diámetro de punta de micropilote, Dp [mm]	16,0
Ángulo de conicidad de la punta, c [°]	77,0
Relación de esbeltez del micropilote, L/df	8,125
Material del tubo (tipo hidráulico sin costura)	Acero SAE 1010
Módulo de elasticidad del material, Es [MPa]	200.000
Inercia seccional del tubo, Is [cm^4]	0,0324
Rigidez flexional del tubo, E.Is [KN.cm^2]	648,0



(A) (B)

Figura 3. Modelo físico de la sección de acero del MHI (A) Sección de acero y tapón superior, (B) Geometría

5. INSTALACION DE LOS MHI

Los modelos físicos de MHI se construyeron en dos pasos. Primero se hinca la sección de acero estructural dentro del suelo moldeado en la probeta. Segundo se realiza la inyección de la lechada de cemento. Inicialmente, se emplazó la armadura tubular en el centro del molde y, de manera manual, se hincaron los primeros 55 mm de longitud. Con el objeto de obtener información sobre la caracterización del perfil del suelo moldeado, la instalación del tramo final se efectuó utilizando una prensa motorizada con una velocidad de avance constante de 1,27 mm/seg., con retención del valor de carga máxima. Se ubicó el molde en la prensa, y se acomodaron los accesorios necesarios para la correcta ejecución. Se montó un reloj comparador digital de un rango de medición de 50 mm y con una sensibilidad de 0,01 mm para medir desplazamientos verticales durante el hincado. Respecto al procedimiento, se realizaron tareas de "set up" de los dispositivos (lecturas del reloj comparador y de celda de carga configuradas ambas en el valor cero). Manteniendo la armadura en su posición perfectamente vertical, se aplicaron gradualmente incrementos de carga y se recolectaron lecturas de cargas para cada valor de penetración de la punta de la armadura tubular, hasta lograr una profundidad de empotramiento de la armadura en la probeta de 105 mm, o 6,56 x Dp, dejando 25 mm de armadura por encima de la superficie de la muestra de suelo. Se observó, en las distintas probetas, un índice de penetración que varió en un amplio rango comprendido entre los valores de 4,98 N/cm^2 y 39,80 N/cm^2. Se indica que, para controlar las primeras lecturas de cargas entre intervalos cercanos de valores de penetración, fue necesario operar manualmente el dispositivo de carga. La Fig. 4 representa la variación de la resistencia a la penetración de la punta del micropilote en función de la profundidad para cada muestra analizada, determinada en la etapa de instalación.

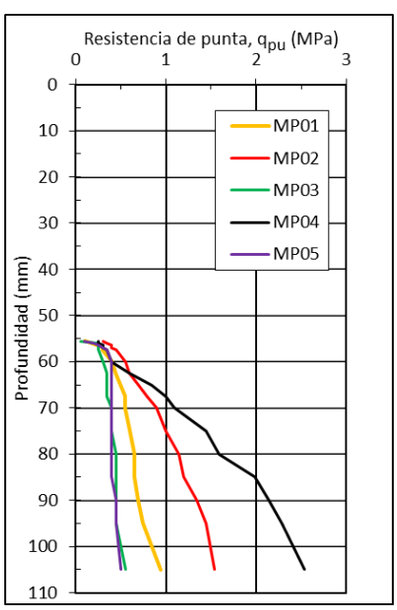


Figura 4. Resistencia de punta a la penetración

Una vez instalada la armadura tubular en las probetas, se llevaron adelante las pruebas de inyección de lechada de cemento. La propuesta experimental consistió en emplear un tanque cilíndrico de plástico con un diámetro igual a 31 mm y una altura de 117 mm; provisto de un émbolo axial del mismo material y diámetro al del tanque. El sistema fue equipado también con tuberías rígidas de PVC de 6,35 mm de diámetro, conectores metálicos y una válvula tipo esférica para el pasaje y cierre del flujo cementicio. En

la tubería que vincula el tanque de inyección y la válvula esférica, se instaló un manómetro mecánico con un rango de medición de 0,0 a 4,0 kg/cm^2, para la medición y control de la presión de inyección. Se colocó un tapón metálico (pieza conformada por una tuerca y arandela plana, ambas soldadas entre sí), para sellar la inyección y prevenir la fuga de la lechada en la superficie de la probeta.
En la elaboración de la lechada cementicia, se prepararon y mezclaron las porciones de agua y cemento, con una relación en peso de w/c=0,55, logrando una densidad de 1,78 grs./cm^3. Mediante el dispositivo de inyección tipo "jeringa" (tanque cilíndrico-émbolo), se efectuaron las inyecciones introduciendo el flujo cementicio a través del interior de la armadura tubular, llenando luego la cavidad anular que se generó durante el hincado, entre las paredes del suelo moldeado y la armadura; desarrollándose el fuste del micropilote y aumentando así el diámetro real del hincado. Durante las inyecciones, se registraron lecturas de las presiones aplicadas, las cuáles se mantuvieron comprendidas entre los valores de 0,25 kg/cm^2 y 0,30 kg/cm^2. Se determinó el volumen total de la inyección, para los cinco micropilotes, siendo éste igual a 432 ml. Finalmente, se procedió a cerrar la válvula esférica provista para completar los trabajos de inyección.
Luego, las muestras se recubrieron usando bolsas plásticas y se almacenaron en condiciones normales, hasta cumplir un tiempo de curado igual a 7 días. La Fig. 5 muestra una ilustración esquemática de la secuencia constructiva realizada en el laboratorio y la Fig. 6 presenta los micropilotes finalmente inyectados.

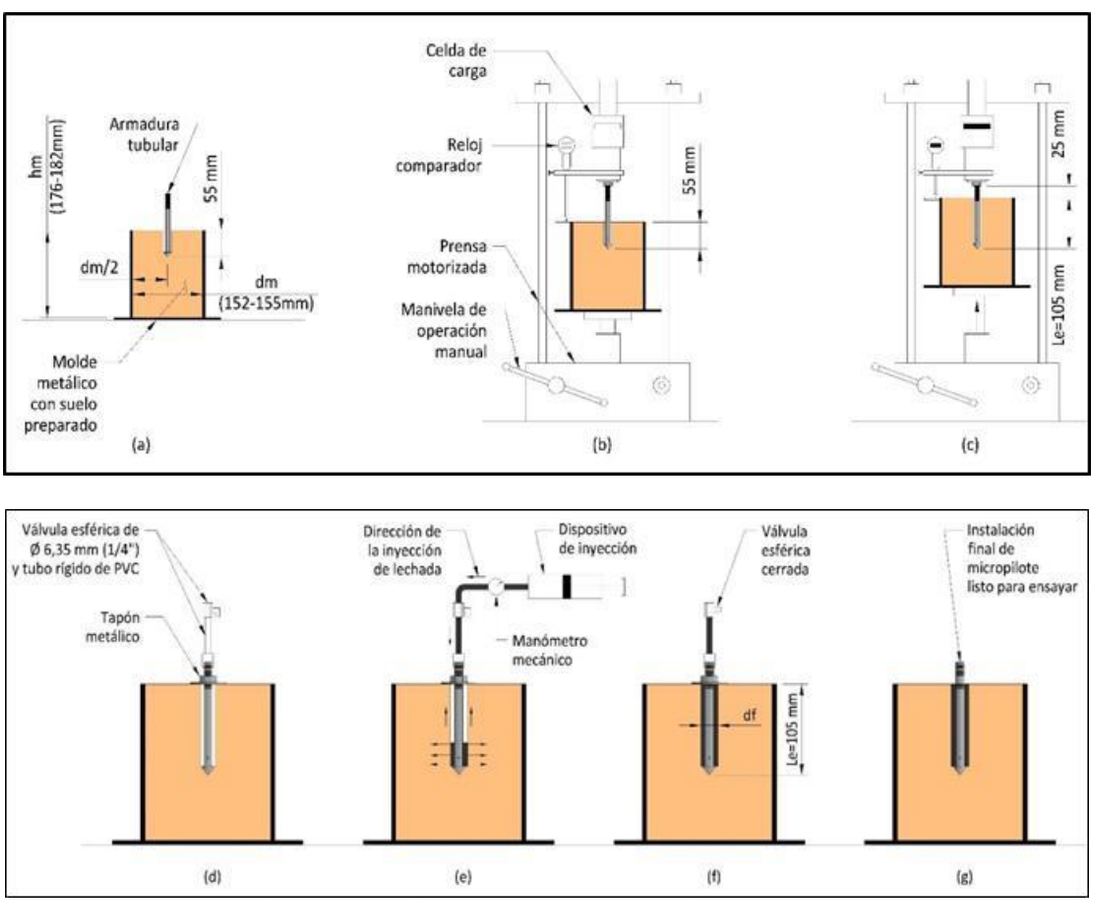


Figura 5. Construcción de modelo físico MHI: Hinca de sección tubular de acero e inyección de lechada de cemento

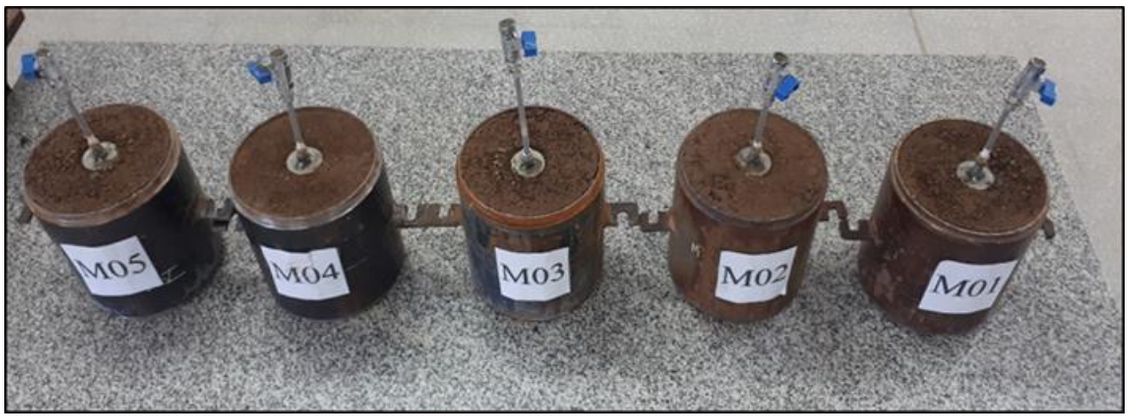


Figura 6. Modelos físicos de MHI: instalados e inyectados

6. MÉTODO EXPERIMENTAL: ENSAYOS DE CARGA A COMPRESIÓN

Sobre los modelos físicos de MHI se efectuaron ensayos de carga axial de compresión. Para la ejecución de los ensayos, se empleó un banco de carga de accionamiento mecánico, que permite aplicar esfuerzos de hasta 50 KN. Los desplazamientos verticales de la "cabeza" de los MHI, se midieron utilizando el reloj comparador.

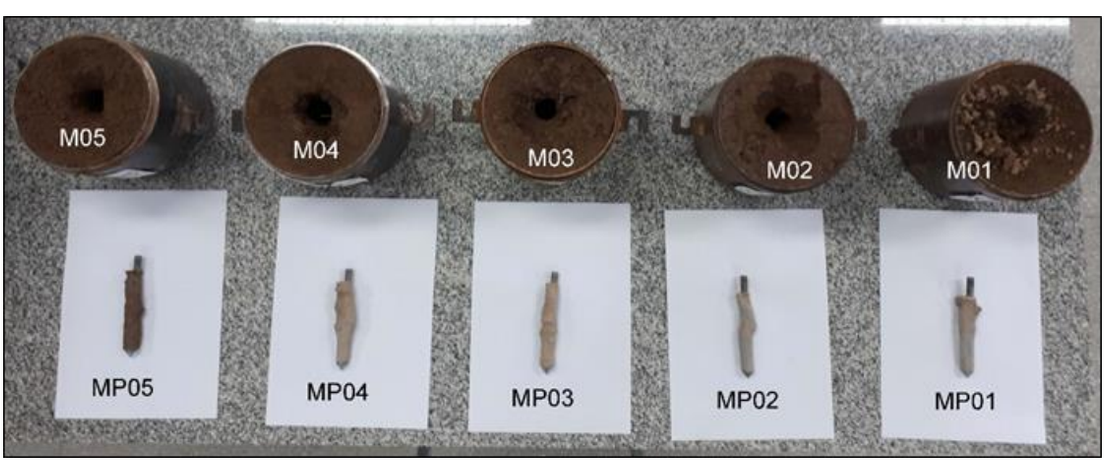
La metodología del ensayo consistió, básicamente, en aplicar cargas requeridas para producir incrementos de desplazamientos verticales prefijados de la cabeza del MHI. Se registraron lecturas de cargas correspondientes a cinco incrementos de desplazamientos iguales al 3% y al 16% del diámetro del fuste del micropilote, df. Por último, se agregaron dos aplicaciones de cargas para lograr incrementos de desplazamientos iguales al 31% del diámetro del micropilote, df. De ésta forma, al culminar el ensayo se consiguió un desplazamiento total de la cabeza del micropilote igual a 25 mm. A los efectos de estabilizar y precisar las lecturas de cargas (ASTM D-1143, Ref. [6]) cada aplicación de carga se mantuvo en un intervalo de 4 minutos, tomándose lecturas en el ínterin correspondientes a 0.5, 1, 2 y 4 minutos respectivamente; resultando el valor de carga para cada desplazamiento el promedio de cuatro valores. Se indica que la duración de cada ensayo fue de 48 minutos. Finalmente, se descargó la prensa, se retiró el molde y se extrajó el micropilote de la muestra.

La Fig. 7 muestra imágenes del banco de carga, dispositivos de medición y adquisición de datos, junto con una muestra ubicada en el plato de la prensa al instante de iniciar el ensayo; también se observan los micropilotes en las muestras al inicio y al final del ensayo.

Banco de ensayo de carga instrumentado

Modelo físico al inicio del ensayo

Modelo físico al final del ensayo



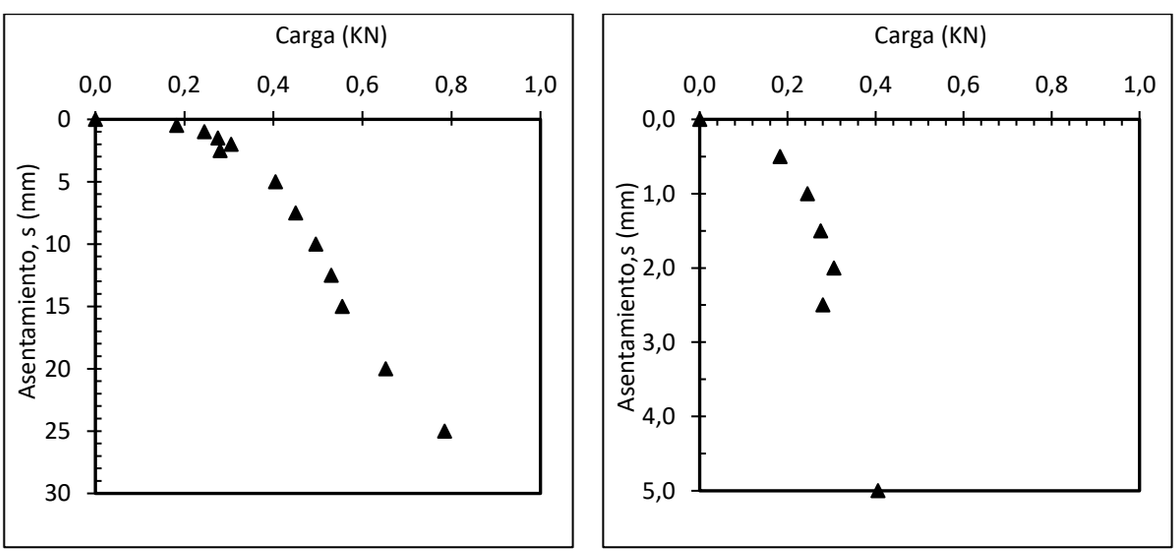
MHI extraídos de las probetas de suelo al final del ensayo

Figura 7. Ensayo de carga a compresión

7. RESULTADOS Y ANALISIS

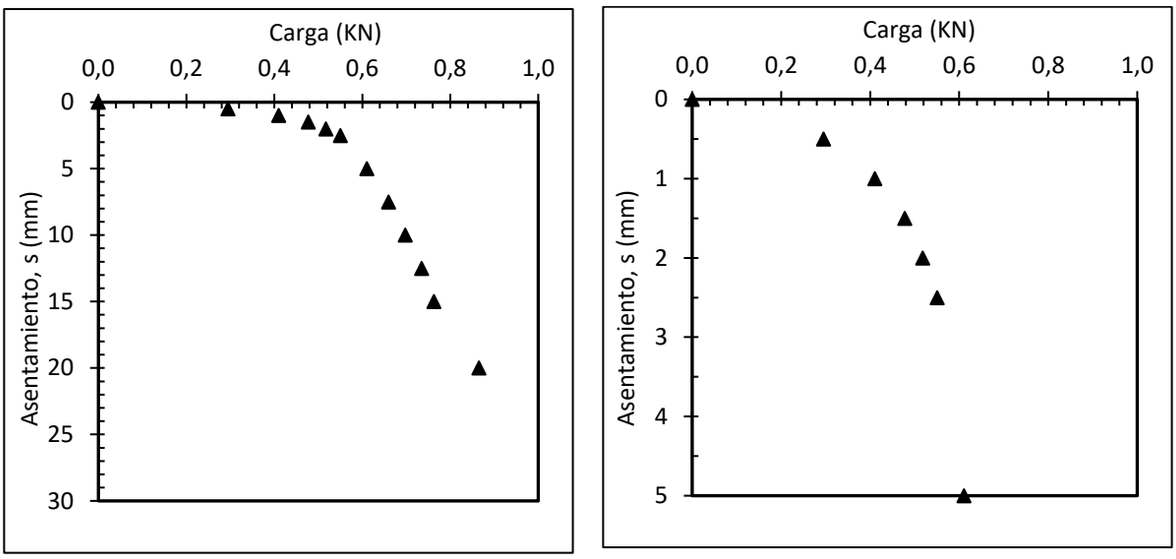
7.1 Curvas carga-asentamiento (Q-s)

Los resultados obtenidos se presentan en las Figs. 8, 9, 10, 11 y 12. Según se observa, los micropilotes MP01 y MP02 mostraron similares formas de curvas de comportamiento durante todo el desarrollo del ensayo, donde se aprecia que para pequeños incrementos de cargas, sufren grandes asentamientos. Sin embargo, ambos micropilotes continuaron resistiendo esfuerzos gradualmente hasta el final del ensayo. En relación al micropilote MP03, se distingue un valor máximo de carga en la primera etapa de la curva y para un desplazamiento igual a 5,0 mm (31% df), a partir del cual se generó un decremento de su respuesta. El micropilote MP05, al igual que el micropilote MP03, mostró pequeños incrementos en su capacidad de carga hasta un desplazamiento igual a 5,0 mm. Luego, la respuesta se mantuvo constante hasta un desplazamiento igual a 15 mm, donde a partir de allí se observa un pequeño incremento de su respuesta hasta culminar el ensayo. El comportamiento del micropilote M04 difiere claramente al del resto, proporcionando un significativo aumento en la capacidad de carga, sin una indicación del estado último o de falla. En principio, la diferencia a los comportamientos mencionados precedentemente, se la podría atribuir a una propagación y distribución irregular de la lechada cementicia que se generó a lo largo de la longitud del micropilote MP04 durante la etapa de inyección, debido a la posible presencia de un lente de suelo blando, lo que implicó un aumento de la sección transversal del fuste del MHI.



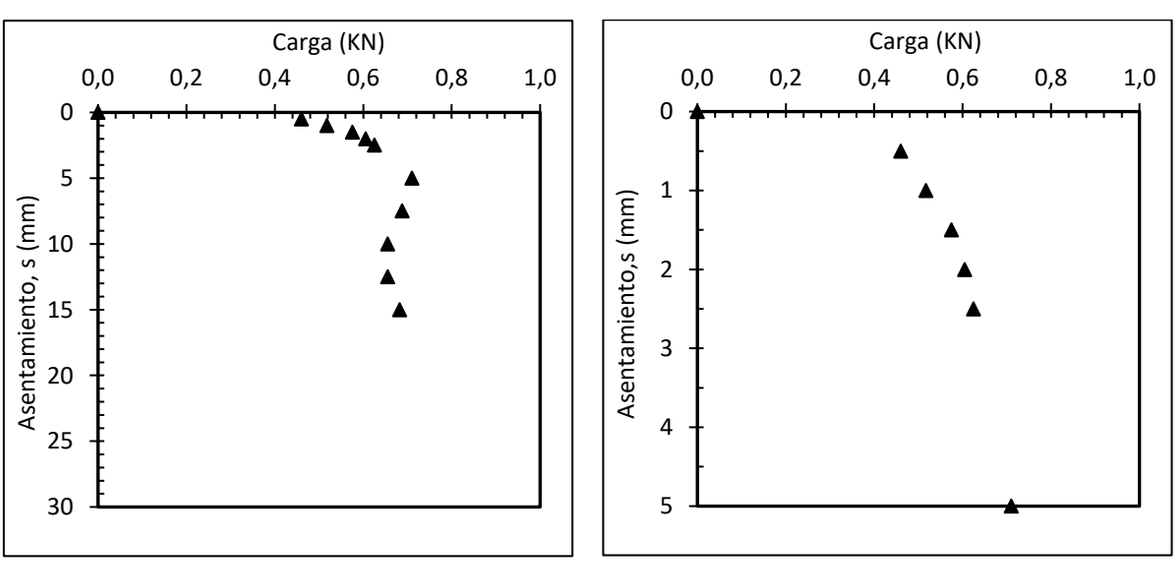
(a) rango de asentamientos: 0-25mm (b) rango de asentamientos: 0-5mm

Figura 8. Resultados del ensayo carga-asentamiento del micropilote MP01



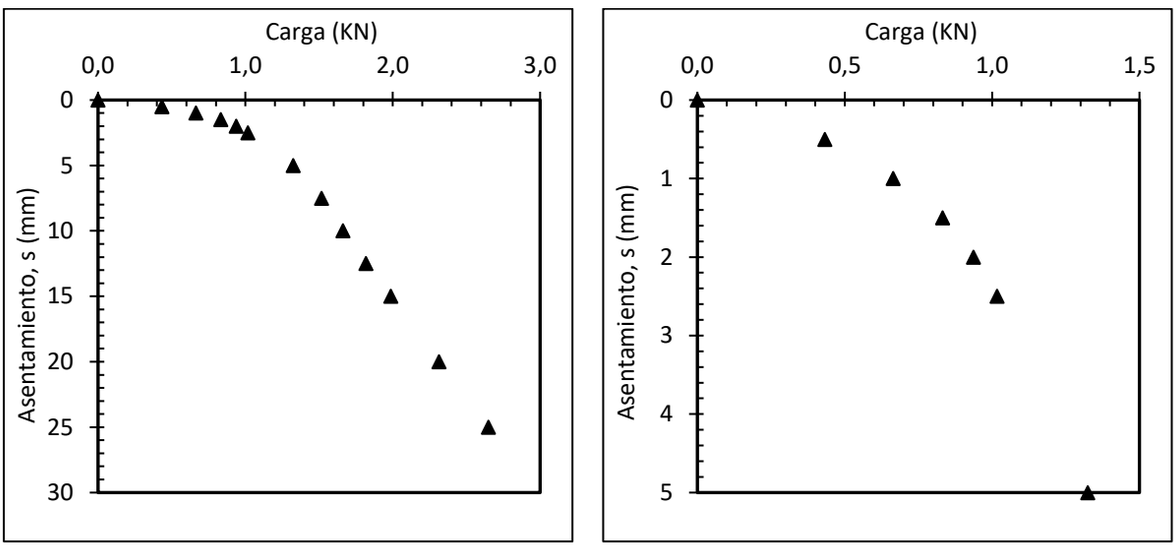
(a) rango de asentamientos: 0-25mm (b) rango de asentamientos: 0-5mm

Figura 9. Resultados del ensayo carga-asentamiento del micropilote MP02



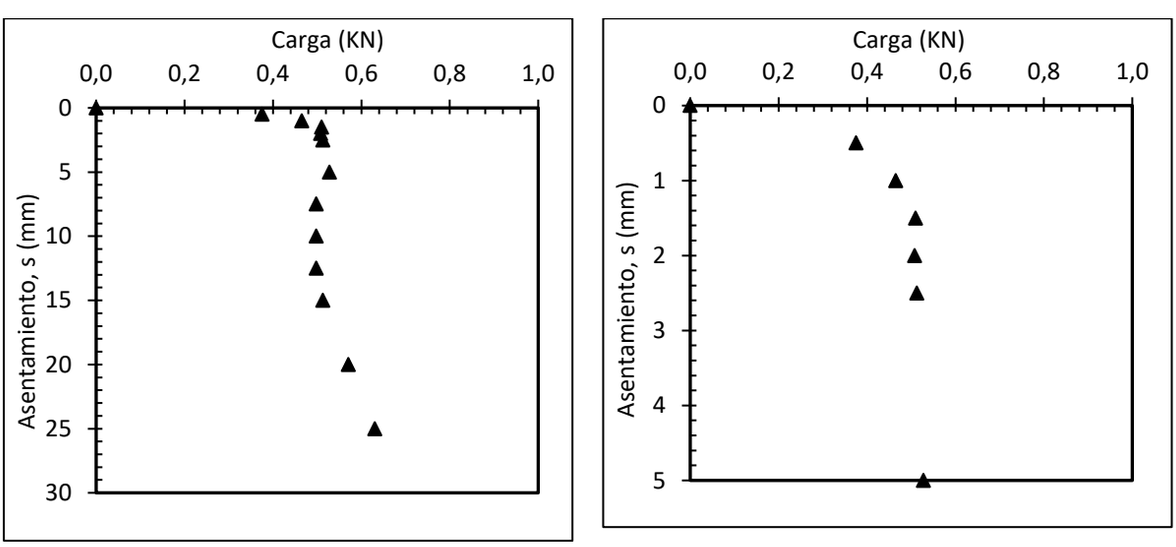
(a) rango de asentamientos: 0-25mm (b) rango de asentamientos: 0-5mm

Figura 10. Resultados del ensayo carga-asentamiento del micropilote MP03



(a) rango de asentamientos: 0-25mm (b) rango de asentamientos: 0-5mm

Figura 11. Resultados del ensayo carga-asentamiento del micropilote MP04



(a) rango de asentamientos: 0-25mm (b) rango de asentamientos: 0-5mm

Figura 12. Resultados del ensayo carga-asentamiento del micropilote MP05

7.2 Modelos de calibración

Numerosos métodos son discutidos en la literatura Ref. [7] y Ref. [8], para interpretar los resultados de ensayos de carga realizados in situ o en laboratorio, usados en diferentes tipos de fundaciones indirectas. En nuestro caso, se aplicaron tres métodos de extrapolación a las curvas experimentales Q-s. Se proponen los modelos matemáticos de Chin, Décourt y Van Deer Veen, citados por Ref. [9].

El método de Chin considera que la curva carga-desplazamiento tiene un comportamiento hiperbólico. Consiste en realizar una gráfica que tenga como eje de ordenadas valores del cociente que se da del

asentamiento con su respectiva carga aplicada, mientras que en el eje de las abscisa sólo valores del asentamiento. La curva ideal que se generaría, prácticamente tendría la forma de la ecuación (1). El valor de carga última para este método se proporciona según la ecuación (2).

$$\frac{s}{Q} = as + b \qquad (1)$$

$$Q_{últ.} = \frac{1}{a} \qquad (2)$$

Donde:
s = son los asentamientos medidos para cada carga aplicada.
Q = es la carga aplicada en la cabeza del pilote.
a = es la pendiente de la recta generada a partir del gráfico s/Q vs. s.
b = es la ordenada del punto de intersección de la misma recta.

La metodología de Décourt, se basa en el concepto de rigidez que resulta de la relación entre la variación de la carga aplicada en la parte superior del micropilote y su correspondiente variación del asentamiento como se muestra en la siguiente ecuación:

$$K = \frac{\Delta Q}{\Delta s} \qquad (3)$$

Propone como hipótesis una variación lineal, relacionando la rigidez K, con las respectivas cargas aplicadas, definida por la siguiente ecuación:

$$\frac{\Delta Q}{\Delta s} = c\,Q + d \qquad (4)$$

Donde c y d son los parámetros de ajuste determinados por regresión lineal. La carga última ocurre a partir de la condición en que los asentamientos que se producen tienden a infinito para un pequeño incremento de carga ($\Delta s/\Delta Q \rightarrow \infty$), lo que determina que la rigidez tiende a cero ($K = \Delta Q/\Delta s \rightarrow 0$). Esto se muestra mediante la ecuación (5):

$$Q_{últ.} = -\frac{d}{c} \qquad (5)$$

El último método descrito por Van Der Veen, Ref. [10], sugiere que la curva carga vs. asentamiento medida en los ensayos, puede ser representada según la ecuación de abajo:

$$-ln\left(1 - \frac{Q}{Q_{últ}}\right) = m\,s + n \qquad (6)$$

Donde m y n son los parámetros de ajuste determinados por regresión lineal y s son los asentamientos causados por la carga aplicada en la cabeza del pilote.

Con los métodos de cálculo propuestos en éste estudio, se estimaron las capacidades de carga a compresión de cada micropilote ensayado. El procedimiento fue realizado en la siguiente secuencia: 1) se representaron gráficamente y analizaron los datos de los ensayos, 2) se determinaron las cargas últimas y 3) se construyeron las curvas de extrapolación.

7.2.1 Método de Chin

A partir de todos los puntos registrados en la curva Q-s y con la ecuación (1), se generaron los gráficos s/Q vs. s, pudiéndose determinar con la ecuación (2) el valor de la carga última. A modo de ejemplo, la Fig. 13 muestra el gráfico obtenido para el micropilote MP01 y la Tabla 4 resume los valores de los parámetros a, b y de carga última correspondientes a cada micropilote.

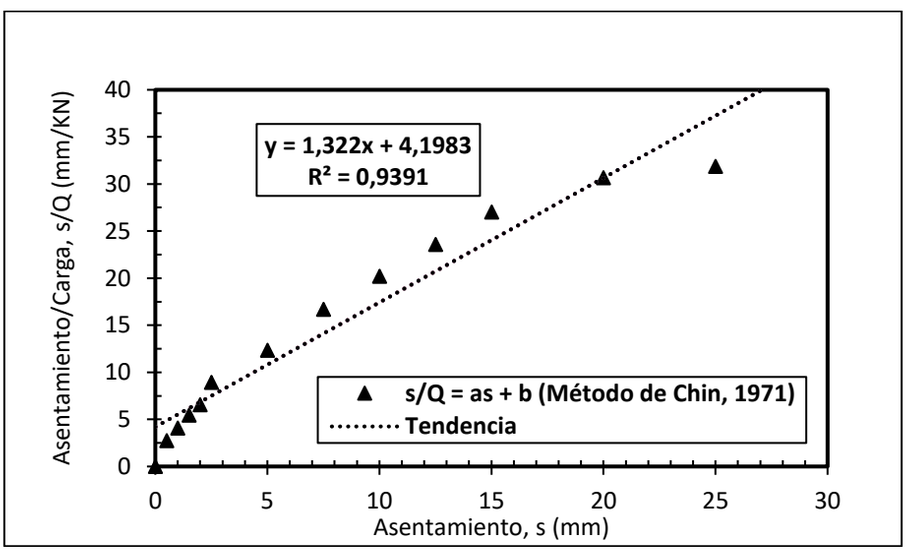


Figura 13. Representación gráfica de los resultados de ensayo de carga del micropilote MP01

Tabla 4. Resumen método de Chin

ID	a	b	R^2	$Q_{útl.}$ (KN)
MP01	1,322	4,198	0,939	0,756
MP02	1,178	1,508	0,985	0,849
MP03	1,469	0,248	0,998	0,681
MP04	0,372	1,392	0,944	2,685
MP05	1,696	1,172	0,983	0,590

7.2.2 Método de Décourt

De acuerdo a la ecuación (3), se determinaron los valores de rigideces que luego se utilizaron para construir las curvas Q vs. K. para cada caso. Finalmente, basados en la ecuación (5), se estimaron las capacidades de carga. En la Fig. 14 se visualiza la curva para el micropilote MP01 y la Tabla 5 resume los valores de los factores c y d y los valores de carga última resultantes.

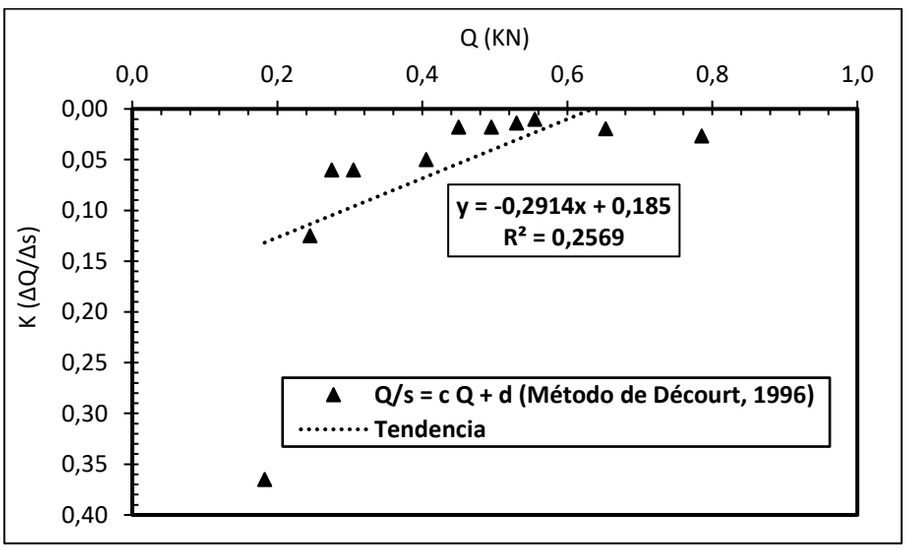


Figura 14. Representación gráfica de los resultados de ensayo de carga del micropilote MP01

Tabla 5. Resumen método de Décourt

ID	c	d	R^2	$Q_{útl.}$ (KN)
MP01	-0,291	0,185	0,257	0,635
MP02	-0,838	0,611	0,659	0,729
MP03	-2,768	1,836	0,612	0,663
MP04	-0,268	0,596	0,944	2,225
MP05	-1,681	0,960	0,384	0,571

7.2.3 Método de Van Der Veen

Este método sugiere representar la relación entre el primer término de la ecuación (6) y el asentamiento para cada carga aplicada. A modo de ejemplo, la Fig. 15 muestra dicha curva para el micropilote MP01 y la Tabla 6 resume los valores de las constantes m y n dados en la ecuación (6) . Por último, el valor de la carga última se obtiene cuando dicha ecuación logra el mejor ajuste con los resultados de la curva carga vs. asentamiento, es decir cuando el valor del coeficiente de correlación R^2 sea lo más próximo al valor de 1.

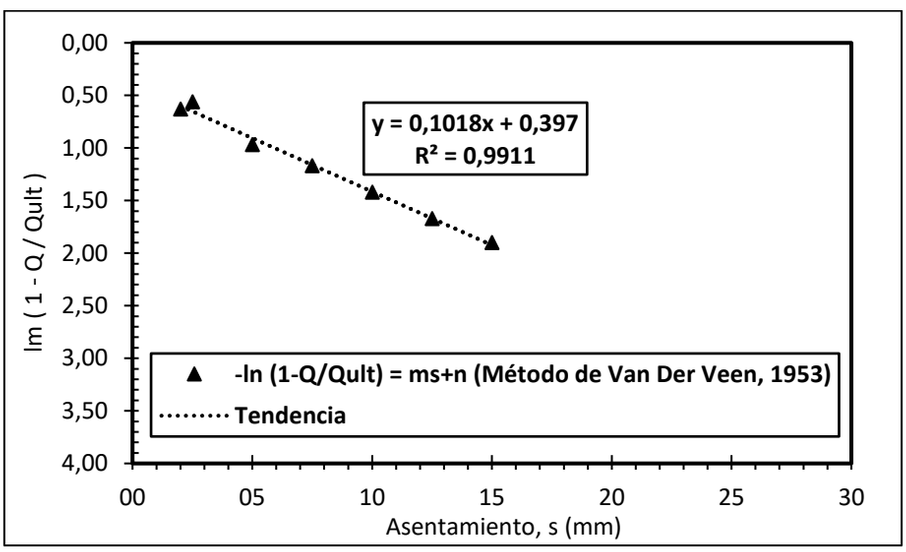


Figura 15. Representación gráfica de los resultados de ensayo de carga del micropilote MP01

Tabla 6. Resumen método de Van Der Veen

ID	m	n	R^2	$Q_{útl.}$ (KN)
MP01	0,102	0,397	0,991	0,653
MP02	0,193	0,696	0,975	0,760
MP03	0,883	0,369	0,922	0,687
MP04	0,085	0,209	0,964	2,393
MP05	0,049	0,864	0,684	0,625

Como se muestra en las Figs. 16, 17, 18, 19 y 20, las curvas calculadas del análisis que resulta de estos métodos pueden ser comparadas a su vez con las curvas experimentales Q-s. En general, se observa que de entre todos los métodos seleccionados, los modelos de Chin y Van Der Veen son los que presentaron comportamientos similares y proporcionan mejores resultados en términos de proximidad a las curvas de prueba de carga a compresión de los micropilotes. Esto no ocurre con el uso del método de extrapolación de Décourt, donde además se encontró una subestimación en los valores de carga última de rotura. Para los micropilotes MP01, MP02 y MP04, las máximas capacidades de carga son brindadas por las formulaciones de Chin. Sin embargo el modelo de Van Der Veen logra la mayor carga de rotura en los micropilotes MP03 y MP05.

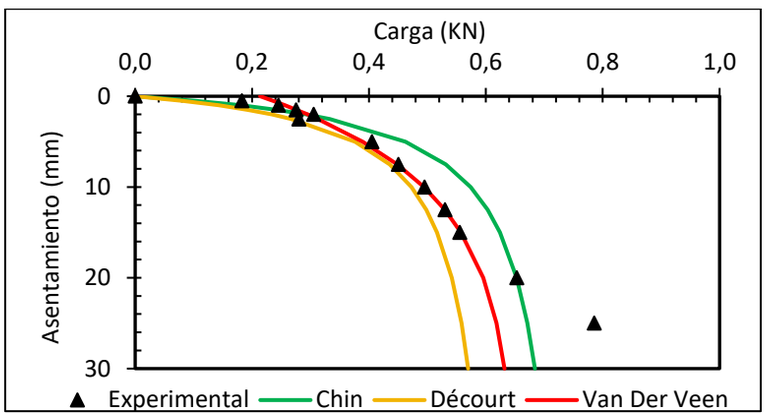


Figura 16. Resultados de métodos de extrapolación de la curva de prueba de carga del micropilote MP01

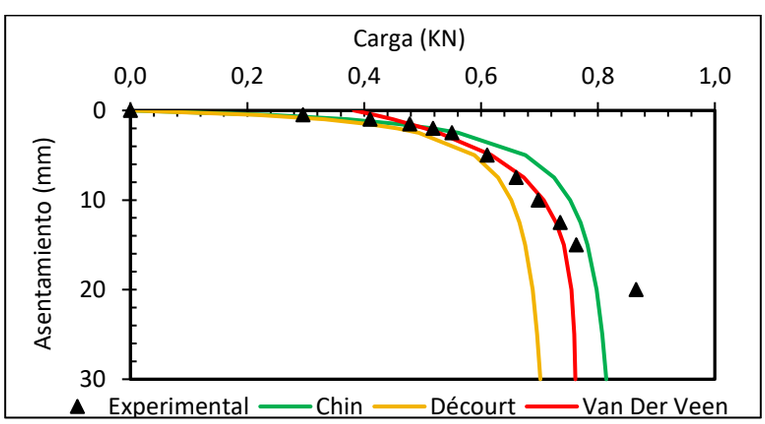


Figura 17. Resultados de métodos de extrapolación de la curva de prueba de carga del micropilote MP02

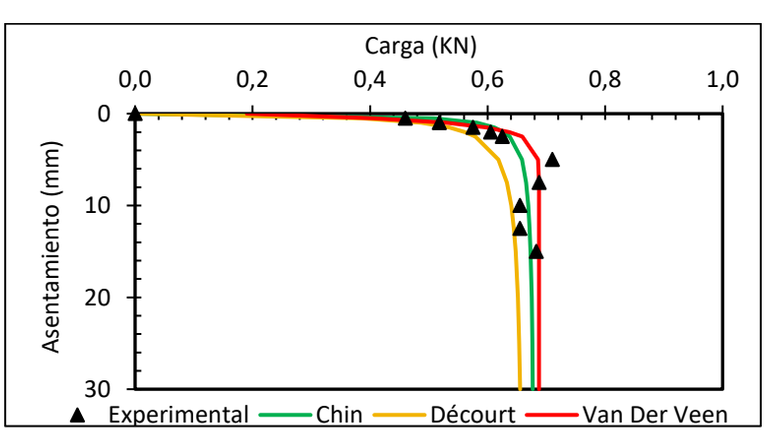


Figura 18. Resultados de métodos de extrapolación de la curva de prueba de carga del micropilote MP03

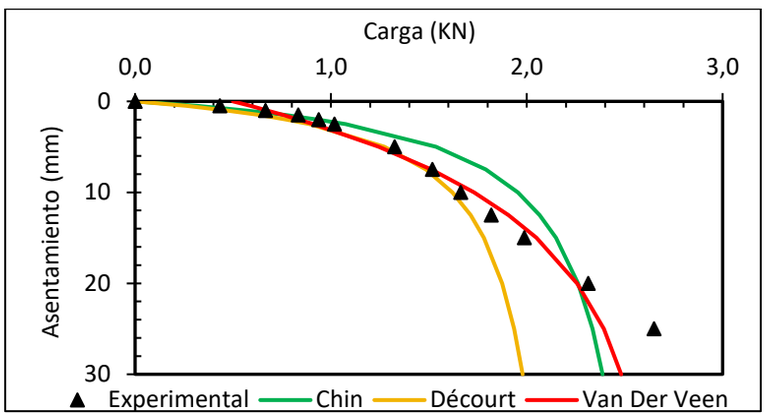


Figura 19. Resultados de métodos de extrapolación de la curva de prueba de carga del micropilote MP04

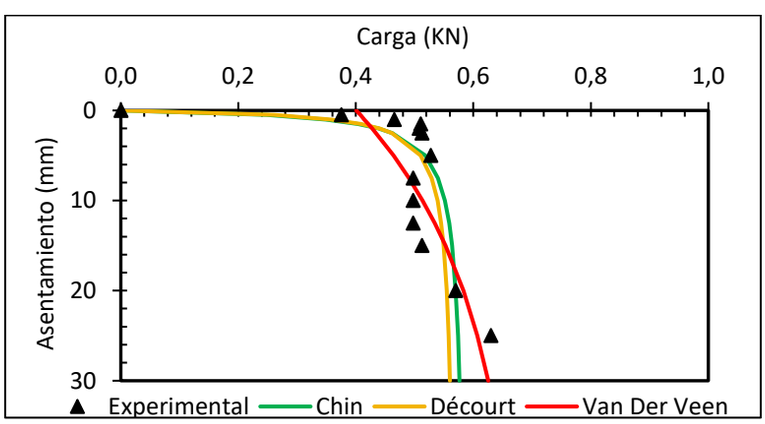


Figura 20. Resultados de métodos de extrapolación de la curva de prueba de carga del micropilote MP05

8. CONCLUSIONES

Este artículo presenta los resultados experimentales de una línea de investigación realizada en laboratorio, sobre el comportamiento de micropilotes hincados e inyectados (MHI), sometidos a una carga axial vertical de compresión. Para éste alcance, se incluyeron un total de cinco ensayos de carga. A continuación, se resumen las conclusiones más relevantes:

a) En general, las curvas Q-s de micropilotes, instalados en suelos limos-arenosos con contenidos de humedad entre 18-20% y valores de pesos unitarios cercanos a 14,0 KN/m3, pueden ser dividas en tres regiones: lineal (zona inicial), curvilínea (zona de transición) y lineal (zona final).

b) El rango estimado de la carga última estuvo comprendido entre los valores de 0.69 KN y 2,65 KN.

c) El incremento del diámetro del micropilote respecto al diámetro teórico del fuste, debido a la rotura del suelo circundante causada por la inyección cementicia, generó un aumento significativo en la capacidad última. Esto se observó en el micropilote MP04.

a) Los resultados de las curvas Q-s fueron utilizados para calibrar dicho comportamiento usando modelos matemáticos y así predecir la capacidad de carga geotécnica de micropilotes.

b) En la literatura (Ref. [11], Ref. [12], Ref. [13], Ref. [14] y Ref. [15]), se encuentran diferentes modelos de extrapolación de curvas Q-s para evaluar la capacidad de carga de pilotes bajo cargas axiales. En éste caso, se probó la utilidad de los modelos de Chin, Décourt y Van Der Veen.

c) Los métodos propuestos permitieron obtener valores de capacidad de carga total, que demuestran ser conservativos respecto a los valores experimentales de carga resultantes en condiciones últimas.

d) Los métodos de Chin y Van Der Veen mostraron una mejor precisión respecto a los datos observados durante los ensayos, incluso en el rango de pequeños asentamientos. Podrían emplearse para la interpretación de las curvas de prueba de carga de micropilotes bajo las mismas condiciones.

e) Los valores de resistencias podrían subvalorar la capacidad total geotécnica de micropilotes cuando se considera el método de Décourt.

Los estudios futuros se centrarán en (i) ensayos de campo sobre MHI a escala real, (ii) ensayos de laboratorio que permita diferenciar capacidad de punta y fuste, y (iii) análisis numérico para modelar mecanismos de transferencia de carga. Todo esto, constituirá insumos en el desarrollo y perfeccionamiento de un procedimiento de diseño para este sistema.

9. AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido posible gracias al apoyo recibido por la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba (Departamento de Ingeniería Civil, CIGEF).

10. REFERENCIAS

[1] Federal Highway Administration-National Highway Institute, *Micropiles Design and Construction, Reference Manual*, U.S. Departament of Transportation, Washington, D.C., 2005.

[2] Ministerio de Fomento, *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera*, Dirección Técnica de la Direción General de Carreteras, 2005.

[3] ASTM, *Standard test methods for laboratory determination of water content (moisture) of soil and rock by mass*, American Society for Testing and Materials, 1998.

[4] ASTM, *Standard test method for particle size analysis of soil*, American Society for Testing and Materials, 1998.

[5] ASTM, *Standard test methods for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils*, American Society for Testing and Materials, 2000.

[6] ASTM, *Standard test methods for deep foundation under static axial compressive load*, American Society for Testing and Materials, 2007.

[7] Fellenius, B., *The analysis of results from routine pile load test*, Ground Engineering, London, England, Vol. 13, No. 6, pp. 19-31, 1980.

[8] Fleming, W., *A new method for single pile settlement prediction and analysis*, *Geotechnique*, Vol. 42, No. 3, pp. 411-425, 1992.

[9] Almeida, A., Jesswein, M., Liu, J., *Evaluation of determination methods for ultimate axial capacity of micropiles in Ontario soils*, Departament of Civil Engineering, Ryerson University, Ontario, Canada, 2018.

[10] Van Der Veen, C., *The bearing capacity of a pile,* Amsterdam Department of Public Works, Amsterdam, Holland.

[11] Malik, A., Kuwano, J., Tachibana, S., Maejima, T., *Interpretation of screw pile load test data using extrapolation method in dense sand,* Int. J. of Geomate, Vol. 10, No. 1, pp. 1567-1574, Japan, 2016.

[12] Hirayama, H., *Load-Settlement analysis for bored piles using hiperbolic transfer functions,* Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 30, No. 1, pp. 55-64, 1990.

[13] Jeon, S., *Case history evaluation of axial behavior of micropiles,* Journal of KGS, Vol. 20, No. 7, pp. 25-32, 2004.

[14] Le Kouby, A., Dupla, J., Canou, J., Francis, R., *Pile response in sand: experimental development and study,* International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 13, Issue 4, pp. 122-137, 2013.

[15] Abdelrahman, G., Shaarawi, E., Abouzaid, K., *Interpretation of axil pile load test results for continuous flight auger piles,* Proc. of 9th Arabe Structural Engineering Conference, Abu Dhabi, 2003.

Control de calidad en anclajes activos provisorios

Ing. Alfredo Lopez, Ing. Jorge Jeri.
alopez@srk.com.ar; jjeri@srk.com.ar;
SRK Consulting Argentina

RESUMEN: La aplicación práctica de la ley de anclajes para la ciudad de Buenos Aires y su probable extensión hacia otras provincias obliga a aplicar procedimientos de control durante el diseño, ejecución, tesado y durante la vida útil de los anclajes. Si bien estos elementos no están regulados en la ley, sí lo están en los diferentes reglamentos o recomendaciones que se utilizan esporádicamente en los proyectos de nuestro país. En general, se utilizan procedimientos de seguimiento de calidad para los anclajes que suelen ser propuestos por los proyectistas o por la empresa que los instala y que suelen resumirse en la palabra clave Plan de Calidad. En una obra en CABA se aplicaron gran parte de las recomendaciones del PTI 2004 (Post Tension Institute *Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors*. 2004). Su inclusión en un Plan de calidad permitió registrar los diferentes procesos constructivos, sus controles y tolerancias en la construcción de los anclajes. Dicho documento fue consensuado entre las partes involucradas: estructuralista, dirección de obra, empresa constructora, subcontratista de anclajes y asesor geotécnico. Esto permitió sostener muros laterales de hasta 20m de profundidad con éxito por más de 24 meses.

Palabras clave: Plan de calidad Anclajes activos – Control de calidad – Vida útil – Creep – PTI 2014

1 INTRODUCCIÓN

En los últimos años las excavaciones urbanas en zonas de alta densidad en CABA han llegado a profundidades del orden de los 20m, donde a la dificultad de realizar la excavación se debe sumar la existencia de edificaciones perimetrales. En mi propia experiencia he constatado que en muchas ocasiones no están incluidas en el proyecto especificaciones técnicas que tengan en cuenta:

- El control de proceso de ejecución de anclajes y sus tolerancias;
- El proceso de tesado;
- Las pérdidas de cargas aceptables durante la vida útil;
- Las condiciones de deformación que deben cumplir las placas metálicas de apoyo de los anclajes;
- Las especificaciones mínimas de protección de la cabeza del anclaje y de los cables;
- La definición de los desplazamientos en los submurales compatibles con la interacción suelo-estructura;
- La definición del sistema de monitoreo;
- La ingeniería que tengan en cuenta el uso de modelos numéricos para predecir con mayor certeza los desplazamientos en las estructuras vecinas y en el propio submural.

Resulta de gran importancia en una excavación tener un grado de certeza en la documentación, mediciones, controles y alertas. La documentación que registra la construcción de los anclajes permite evaluar y predecir razonablemente el comportamiento de cada anclaje activo mediante protocolos de aceptación. Al mismo tiempo el registro de las etapas de construcción a través del plan de calidad permite:

- Validar su uso en la obra durante su vida útil;
- Disponer de información adecuada que puede aplicarse para un análisis en las zonas donde se manifiestan anomalías;
- Analizar el concepto de vida útil en áreas donde los anclajes han rebasado la vida útil garantizada por el instalador y se deba considerar la posible extensión de su uso, o bien cuales deben estar bajo observación sistemática o sustitución, cobra mayor importancia cuando los anclajes superan los 24 meses de garantía habitual.

Todos estos temas son de alta importancia para garantizar la capacidad y serviciabilidad del sostenimiento, por tal motivo se recomienda que se deban considerar la necesidad de un plan de calidad al momento del diseño, donde se defina su implementación, practica en obra y el registro continuo de las mediciones.

Además de lo mencionado, un punto no menos importante es que los anclajes suelen ser provisorios y en las condiciones contractuales se fija una vida útil según cierta norma o reglamento, que en realidad es arbitraria y suele rondar entre 18 a 24 meses, la cual suele ser más que suficiente para la mayoría de las obras, pero no bajo pandemia donde una obra puede sobrepasar dichos plazos. El hecho de contar con un plan de calidad, sus registros, pruebas de carga y personal de control permitirá observar y extender la vida útil varios meses más.

El presente artículo ahondará en la aplicación práctica de un plan de calidad en la ejecución, control y testeo de anclajes.

2 OBRA DE ESTUDIO

Se realizó análisis del sostenimiento de una excavación situada en la ciudad de Buenos Aires que cubre un área poligonal del orden de $2.200m^2$, profundidades de excavación entre 16m y 20m que permitieron ejecutar 5 a 6 líneas de anclajes activos. Los edificios vecinos tienen 7 a 10 pisos, uno de los edificios quedo expuesto en 2 caras .

Dada la importancia de la obra se llevó a cabo un control exhaustivo sobre el proceso constructivo de varios cientos de anclajes activos provisorios, con cargas entre 40tn (3T15) y 75tn (5T15) y longitudes entre 13m y 26m.

La Figura 1 muestra el esquema en planta de la excavación y la ubicación de los sondeos. En la Figura 2 se puede observar los distintos niveles de anclajes de la sección 11 y 12, mientras que la Figura 3 muestra una vista gran angular de la obra. En la Figura 4 se puede ver un corte de la sección 12 la cual representa la materialización de la situación de las edificaciones y anclajes del submural.

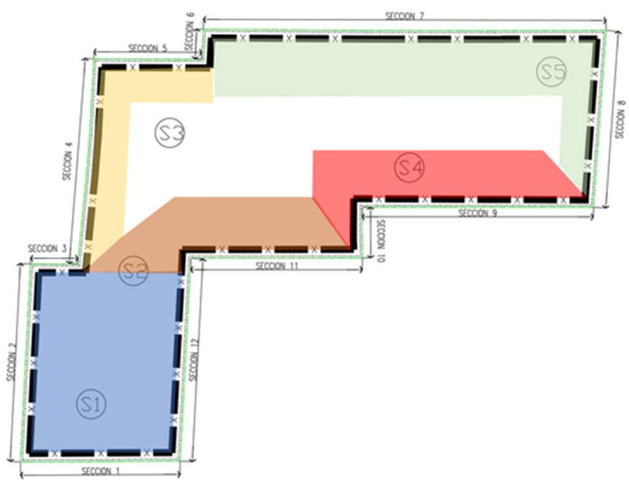


Figura 1 Esquema en planta de la obra.

Figura 2 Se observan las 5 líneas de anclajes que se cruzan perpendicularmente en la esquina del submural.

Figura 3 Vista con gran angular que permite tomar gran parte de la obra.

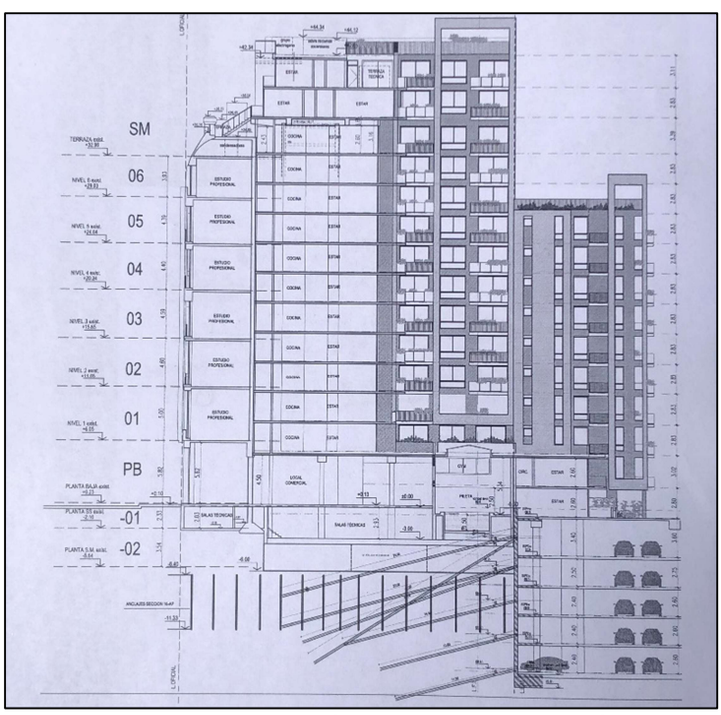


Figura 4 Imagen de la distribución de los anclajes y el edificio lindero.

3 PLAN DE CALIDAD UTILIZADO Y OBJETIVOS

El plan de calidad de los anclajes es un documento que integra las metodologías de las diferentes etapas constructivas, el equipamiento utilizado, los materiales empleados, las pruebas de carga, los criterios de aceptación, las tolerancias, los controles en obra del proceso completo, en especial la ficha de tesado individual y las contingencias en caso de desvíos en las tolerancias . La aplicación de un plan de calidad estricto, la construcción con personal idóneo en la perforación, inyección y tesado, el control de cada anclaje en su proceso constructivo permitió en todo momento disponer de la historia clínica del sostenimiento lateral en todos los sectores que involucraban grupos de anclajes con el fin de garantizar

la corrección de los desvíos y que la capacidad de los anclajes responda a los valores establecidos en el proyecto en su vida útil.
Dicho plan fue asistido por profesionales que garantizaron la correcta aplicación de los aspectos constructivos, estructurales, geotécnicos, ambientales y la relación con los edificios vecinos en las etapas del proyecto.
Para ejemplificar se aborda los puntos principales de dicho plan de calidad.

3.1 Anclajes

Los anclajes presentan las siguientes características, ver Figura 5:

- Las cotas de los anclajes están situadas a -2,2m|-5,3m|-8,4m|-11,5m|-14,6m; respecto el cero supuesto en el nivel de vereda.
- Inclinación de los anclajes igual a 15 /20 grados subhorizontales;
- Las longitudes se encuentran entre 13m a 26m;
- Las capacidades se sitúan entre 40ton y 66 ton axiales.
- Cables de acero BR Gr270 15,2mm de diámetro.
- Los diámetros de las perforaciones están comprendidos entre 20-22cm.
- El tipo de inyección para sellado corresponde con el método IRS (inyección repetitiva selectiva que permite inyectar punto a punto cada metro de bulbo y volver a repetir la inyección en caso necesario mediante un tubo de inyección reutilizable

En el corte siguiente se detalle una vista y corte tipo donde se observan 6 líneas de anclajes,

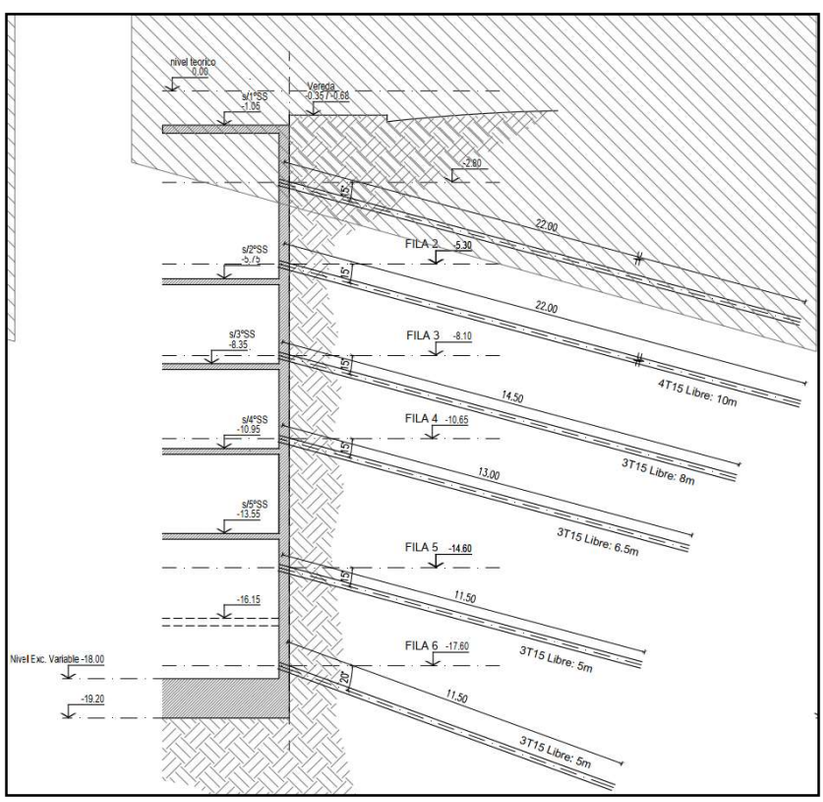


Figura 5 Corte de la cara de la Figura 4.

3.2 Equipos

Los equipos perforación empleados fueron los siguientes: perforadoras Bauer, Soil Mec y Clo Zironi. Para los primeros anclajes las perforaciones se realizaron con el empleó de mechas trialetas de 20cm y se usó agua como estabilizante. Para el resto de las perforaciones se empleó mechas helicoidales que trabajaron en seco.
Los equipos de inyección de la marca Clivio y Clo Zironi están compuestos por mezcladores de alta turbulencia, agitadores a paletas y bombas hidráulicas con caudales entre 5 a 300lt/min y presiones hasta 40bars.
Los obturadores utilizados fueron del tipo simples y dobles del tipo Petrometalic. Los tubos de manguitos o de inyección tienen un diámetro 40mm|48mm de diámetro en polipropileno.

3.3 Materiales

Armadura. Las armaduras de los anclajes provisionales estaban constituidas por 3 a 5 torones de 0,6” de diámetro, grado 270 y de baja relajación. La parte libre fue envainada y engrasada manualmente. El tubo de inyección de polipropileno de 40x48mm con manguitos de inyección cada 100cm.
La cabeza del anclaje estaba conformada por placas, cuñas y blocks de aceros especiales los cuales fueron provistos por empresas especializadas nacional e internacional. Cada elemento se definió y ensayó en laboratorios metalúrgicos verificando y constatando las propiedades de los aceros, la dureza de estos y los tratamientos térmicos de endurecimiento en el caso de las cuñas.
La lechada de cemento empleada para el colado del cuerpo del anclaje y para la inyección posterior tuvo una relación cemento/agua igual a 2. El cemento empleado fue portland normal que incluyó aditivos líquidos con el objeto de no perder trabajabilidad a altas temperaturas en comparación a la ambiental, y limitar perdidas de agua ya que los suelos atravesados estuvieron sin napa presente al menos para 4 niveles de anclaje.
Para la lechada de inyección se registraron la cantidad de válvulas de inyección utilizadas, el volumen de lechada inyectada y aquellas válvulas en las cuales no hubo absorción y sus respectivas presiones de apertura de vaina y de sellado de inyección. Asimismo, se registró la densidad, viscosidad y decantación.

3.4 Consideraciones en la ejecución de anclajes

- Limpieza de la vaina cementicia: se fijó que el colado para sellar las armaduras con lechada cementicia sea mayor al 150% del volumen teórico de perforación, a fin de eliminar el suelo disgregado y así lograr que dicha vaina tenga una resistencia uniforme para sellar los cables al terreno resistente.
- Para los terrones pesados que no pudieron ser eliminados por la lechada ascendente se agregó una sobrelongitud a la perforación de 0,5m a 1,0m para actuar como un decantador profundo de los detritos pesados.
- Para cada anclaje se registraron los volúmenes de lechada colada, dosificación, viscosidad, densidad, resistencia a compresión simple y decantación.
- El colado de la vaina se realizó para todos los anclajes con una manguera o cañería colada al fondo de la perforación y por la cual se realizó el colado por flujo inverso.

3.5 Sistema de tesado

Se trabajó con dos equipos de tesado con capacidades entre 100 a 200 ton y carreras entre 150 a 200mm de recorrido. Los instrumentos de medición fueron calibrados con una antigüedad no mayor a 12 meses.

3.6 Normativa/Recomendaciones aplicadas

La recomendación internacional adoptada para los ensayos de carga a rotura, control y aceptación fue el Post Tensioning Institute (PTI) [2].
Dicha recomendación define el uso del método del ciclo de carga y descarga el cual permite representar el comportamiento del anclaje durante el tesado y así definir si cumple con las condiciones que la misma menciona. Esto permite tomar la decisión de reinyectar o descartar en anclaje ensayado.
El modo para representar el comportamiento suele ser mediante el gráfico de tesados.
El gráfico de tesado se obtiene realizando el método del ciclo de carga y descarga generando una histéresis. Este método define las rectas límites, el proceso de carga y descarga, los escalones de carga, los tiempos a los cuales se debe registrar el alargamiento del anclaje y así cuantificar el creep y la forma de determinar la fricción y la carga de bloqueo:

- Rectas limites: los anclajes deben cumplir que su grafica de deformación vs carga se encuentra entre las rectas límites de desplazamiento, ver Figura 6. La recta R_1 representa el caso hipotético el 100% de la carga completa, es tomada en un punto ficticio, al comienzo del bulbo, es decir, que se supone que no distribuye su carga en el bulbo sellado.
- La recta R_2 que representa que las tensiones el bulbo se distribuyen en toda su longitud por lo tanto está trabajando el 100%.

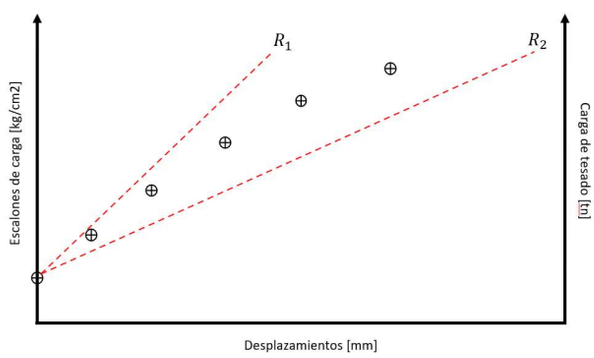


Figura 6 Definición de los escalones de carga y verificación de las rectas límites.

- Creep: Se define como Creep al desplazamiento relativo entre el minuto 10 y el minuto 1, y definimos al módulo de creep como Creep/(log(10/1), para el caso particular del PTI2004, el Módulo coincide con el Creep.
- En el escalón de máxima carga se mide el desplazamiento entre el minuto 1 y 10 dicha medición debe ser menor a 1,5mm, ver Figura 7.

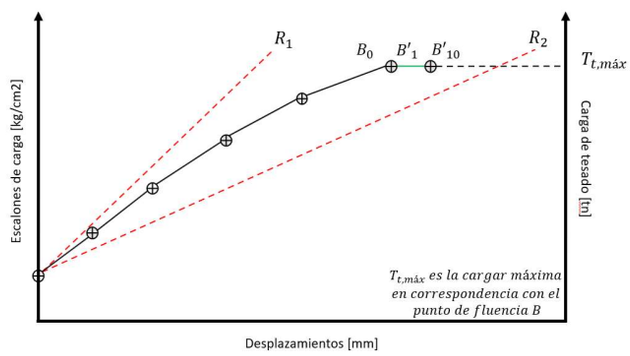


Figura 7 Determinación y verificación del creep.

- Fricciones: durante la operación de tesado las armaduras están sometidas a escalones de carga que generan contacto de las armaduras con, las placas, las cuñas y el block de fijación. Este conjunto genera una fricción evaluable que genera una carga de tesado real menor, ver ec. (1). En general las fricciones se ubicaron entre 5 al 10%. Siendo menores a 5% en general para anclajes de cargas superiores a 50 ton y 10% para anclajes menores a 40ton.

$$T_{real} = T_{máx} * (1 - Fricción) \quad (1)$$

- Bloqueo: el bloqueo del anclaje mediante la metodología del respeta los valores definidos en el proyecto al tener en cuenta las fricciones de cada anclaje.

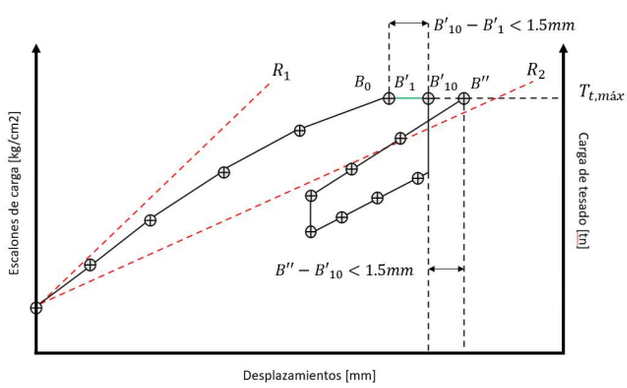


Figura 8 Determinación de fricciones, como mitad del salto entre la recta de des carga y carga (en ton).

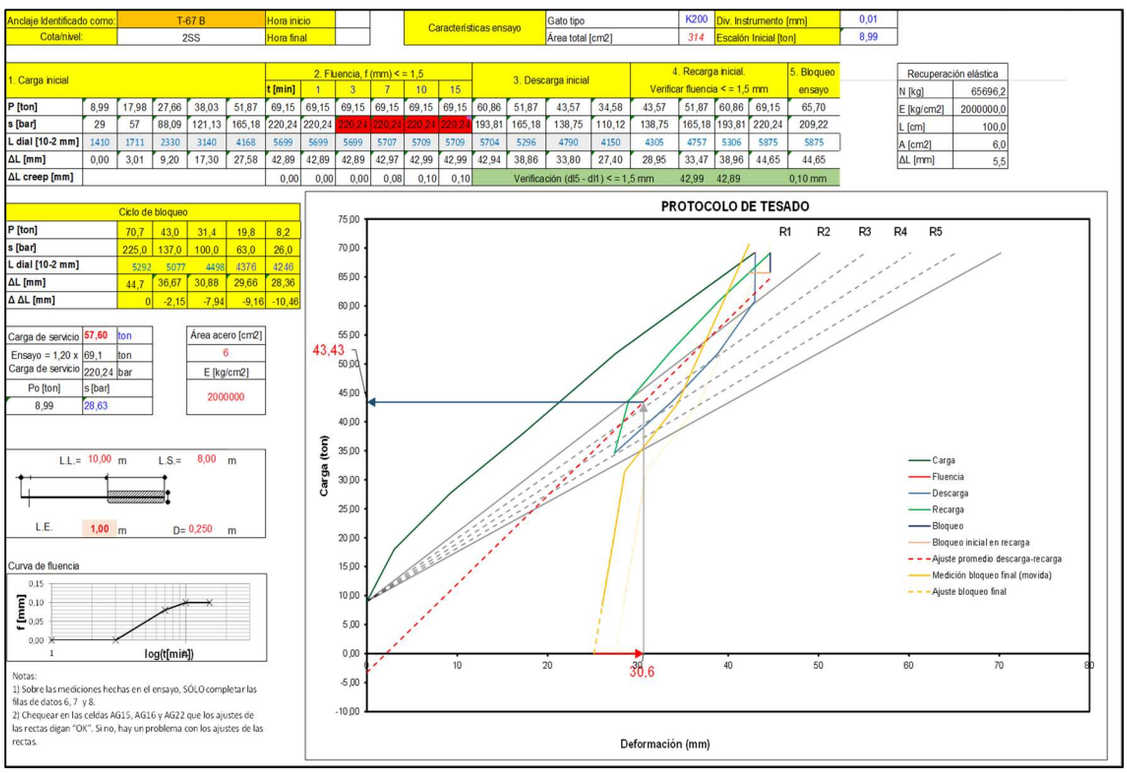


Figura 9 Hoja de tesado típica que muestra las rectas límites y sus intermedias, el ciclo de histéresis, la carga de bloqueo.

4 CONSECUENCIAS DEL USO DEL PLAN DE CALIDAD

La definición del plan de calidad permitió realizar un seguimiento constante al proceso constructivo de los anclajes, realizar los registros necesarios y verificarlos en función de las tolerancias den acuerdo con el proyecto. A continuación, resumimos los puntos claves que fueron controlados :

- Volumen de colado: controlar si el volumen real de colado de vaina es superior al teórico permite detectar posibles derrumbes.
- Densidad, viscosidad, resistencia a la compresión simple: **el valor** de la densidad antes de colocar la lechada cementicia en la perforación permite evaluar si la resistencia al corte necesaria para tesar los anclajes es adecuada, una densidad menor a la recomendada implica una menor resistencia al corte y por lo tanto una mayor posibilidad que la armadura deslice dentro de la vaina cementicia al tesar, o bien la lechada comience un proceso de fisuramiento o desgrane prematuro.
  Para la lechada con relación agua-cemento igual a 0.5 la densidad se ubicó entre los valores 1,78-1,82gr/cm^3.
  La Viscosidad según el ensayo de cono Marsh para tiempos comprendidos entre 45” y 60”, estas viscosidades permiten levantar los detritus de perforación evitando al máximo su englobamiento dentro de la vaina cementicia.
  La resistencia a compresión simple de probetas cilíndricas se situó en el orden de 21Mpa a 7 días.

- Decantación: en general debe ser menor al 2%, una decantación en este orden garantiza una lechada estable que se adhiere a las paredes y las armaduras de la perforación con un mínimo de retracción.
- Pruebas de carga a rotura: se realizaron seis pruebas una por cada nivel de anclaje con bulbos reducidos de 5 a 6m hasta alcanzar la falla. Los valores obtenidos sirvieron para validar las capacidades adoptadas en el proyecto. Los ensayos establecieron carga de rotura media entre 15 a 19 tn/ml. Su duración se situó en el orden de 10-11 horas. Las cargas de rotura según el tipo de anclaje ensayado variaron entre 75 ton y 127 ton.
- Pruebas de control: se realizaron al menos 6 pruebas de control una por nivel de anclaje. El ensayo consiste en aplicar una carga igual a 1.33 veces la carga de servicio y una duración de hasta 5 horas. De acuerdo con el PTI 2004 [2] su objeto fue validar la hipótesis de diseño de cada línea.
- Pruebas de aceptación: se ejecutaron sobre la totalidad de los anclajes en servicio, su duración estuvo en el orden de los 45 minutos. Con la carga fijada a un escalón máximo, 133% de la carga de servicio, y mediciones de desplazamientos a carga constante, se evaluó el creep entre las mediciones de 1 y 10 minutos. En cada anclaje se verifico cual es la carga de bloqueo esperable.

Los resultados de las pruebas de carga a rotura están resumidos en la Tabla 1.

Tabla 1 Resumen de los resultados de las pruebas de carga.

Nivel	Carga de falla	Long sellado	Cotas bulbo	SPT N_{90}medio (Sondeo)	Carga de última	Carga de servicio
-	[tn]	[m]	[m]	[-]	[tn/ml]	[tn/ml]
1° EC9		4	-4,5|-5,5	29 (S2)	18	11,00
2°	91	6	-8|-9	19 (S4)	15	9,00
3°	107	6	-10,5|-12,0	26 (S3)	17,8	10,70
4° EC8	50	4	-13,6|-14,6	29 (S2)	14	9,00
5°	55	4	-17,0|-18,0	18 (S1)	13,75	8,25

La ejecución de pruebas de carga por nivel bajo un estricto protocolo permitió validar las hipótesis de diseño del proyecto ya que pedía 5 tn/ml para bulbos inyectados con tapadas al nivel de vereda menores a 5m, y 8 tn/ml. para profundidades mayores.
Las pruebas mostraron capacidad admisible mínimas de 8ton/ml para todos los ensayos.
A los anclajes que se realizaron las pruebas de carga fueron presenciadas, revisadas e interpretadas por SRK.

4.1 Registro de datos

El control de calidad no solo comprendió los anclajes, sino que también el registro continuo de las excavaciones en troneras, la colocación de armadura y el hormigonado del sector de submural, como consecuencia se acumuló para las diferentes troneras ancladas un conjunto de información superior a los 11.000 datos, de los cuales se obtuvieron interesantes conclusiones.
En la Figura 1 se muestra en planta la obra analizada donde se puede observar las 12 secciones y la ubicación de los sondeos. A cada sección se le asigno un sondeo en función de la distancia entre ellos.

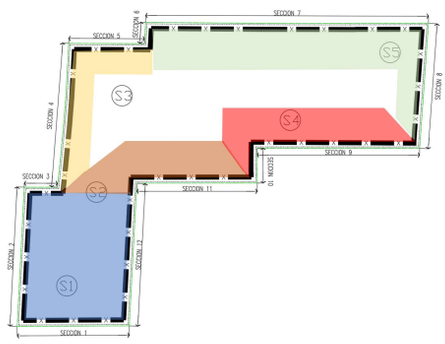


Figura 10 Esquema en planta de la obra.

Del control de aceptación de los anclajes activos se pudo determinar su correspondiente valor de creep a carga máxima constante, en más de 500 ensayos, esto permitió diversos análisis estadísticos de las mediciones. Como ejemplo en la Figura se puede observar los valores máximos, medios y mínimos de creep para cada una de las distintas secciones.

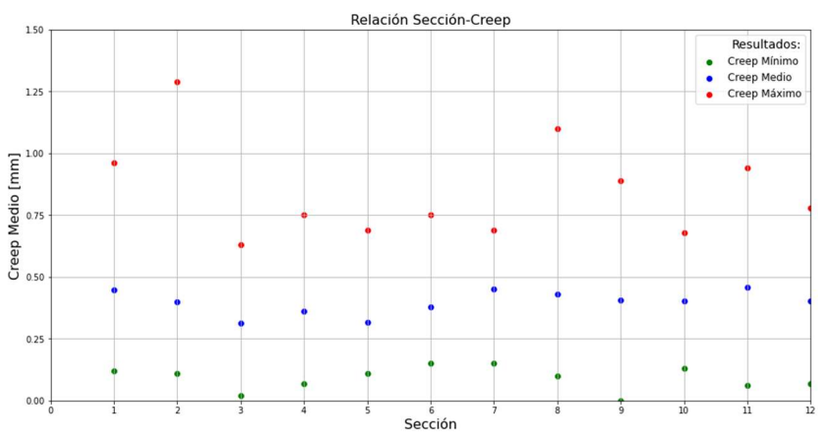


Figura 5 Valores medios, mínimo y máximo de creep para diferentes sectores de la obra.

En la Figura 6 se analizó la correlación entre el creep y número de golpes del ensayo SPT. Los valores de creep de los anclajes activos se obtuvieron a partir del ensayo de aceptación en conformidad con el PTI 2004 [2]. El número de golpes se determinó en base a la cota del baricentro de la longitud fija de los anclajes proyectada. En la figura mencionada se observa que al aumentar el valor del ensayo el creep tiende a disminuir, pero esta correlación según el coeficiente de Pearson es muy baja ya que está próxima a cero. Esta correlación es efectivamente baja ya que el creep depende de la plasticidad que tenga el suelo a deformarse además del deslizamiento del bulbo dentro del terreno, ensayos realizados en arcillas muestran un mayor coeficiente de Pearson. En promedio se obtiene un coeficiente de correlación igual a -0.18. El coeficiente de correlación o Pearson (ρ) permite cuantificar la relación entre dos variables donde se puede dar las siguientes condiciones:

- $\rho = 1$, correlación perfecta positiva
- $\rho = 0$, no existe correlación
- $\rho = -1$, correlación perfecta negativa

Tabla 2 Resumen de los coeficientes de Pearson para los sondeos analizados.

Coeficiente de Pearson	SPT 1	SPT 2	SPT 3	SPT 4	SPT 5
ρ	-0.11	-0.25	-0.30	-0.12	-0.13

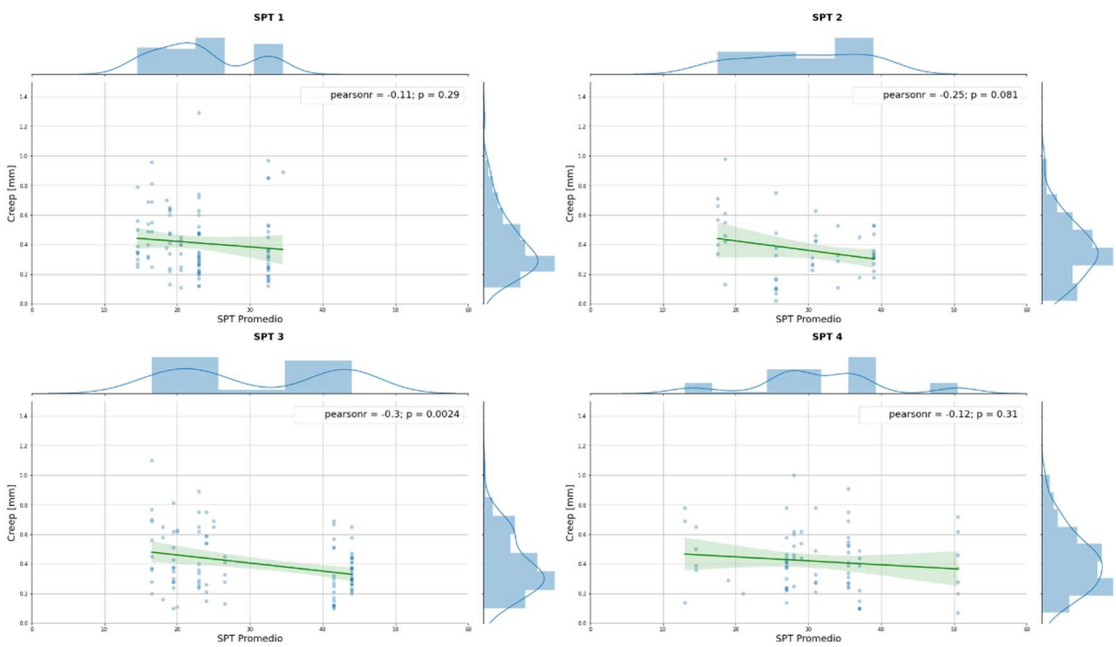


Figura 6 Análisis de la relación del creep y en número de golpes del ensayo SPT.

El coeficiente de Bustamante (α) es la relación entre el diámetro real y el teórico, ec (2). El diámetro real se determinó a partir de la cantidad de lechada registrada en la vaina e inyectada. Se analizó si existe relación entre el coeficiente de Bustamante y el creep, tal como se puede observar en la Figura 7 y el valor del coeficiente de Pearson (constante publicada en la esquina superior derecha) se puede decir que la relación entre ambas variables es débil.

$$\alpha = \frac{D_{Real}^2}{D_{Teórico}^2} - 1 \qquad (2)$$

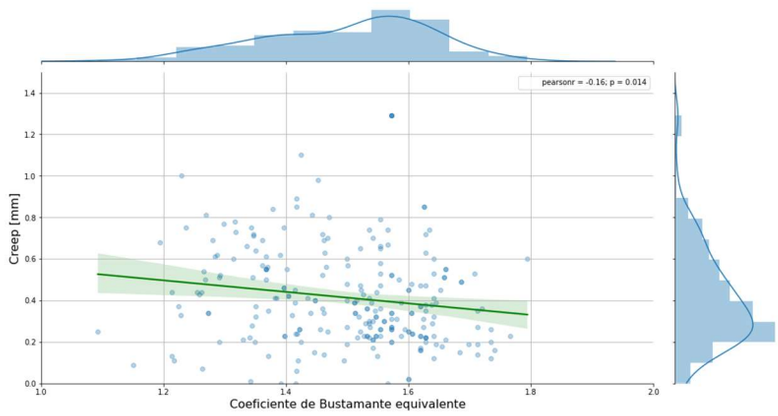


Figura 7 Relación entre el creep y el coeficiente de mayoración de diámetro de Bustamante.

Del mismo modo se analizó la relación entre el creep - cantidad de cemento inyectado y el creep – cantidad de cemento en la vaina más el inyectado ver Figura 8 y Figura 9. En ambos casos se obtuvieron resultados similares que los análisis descritos con anterioridad, la relación entre las variables propuestas es débil o insignificante. En la Tabla 3 se resume los coeficientes de Pearson obtenidos, la relación más débil se da cuando se compara el creep y la cantidad de cemento inyectado más la presente en la vaina, en cambio la mayor relación se obtiene entre el creep y el coeficiente de mayoración de diámetro de Bustamante. En pocas palabras a mayor inyección realmente introducida al bulbo, sin considerar la perdida dentro del suelo, disminuye el creep.

Tabla 3 Resumen de los coeficientes de correlación obtenidos.

Coeficiente de Pearson	Creep – Coef. Bustamante	Creep – Cant. Cemento inyectado	Creep – Cant. Cemento inyectado + vaina
ρ	-0.16	-0.11	-0.083

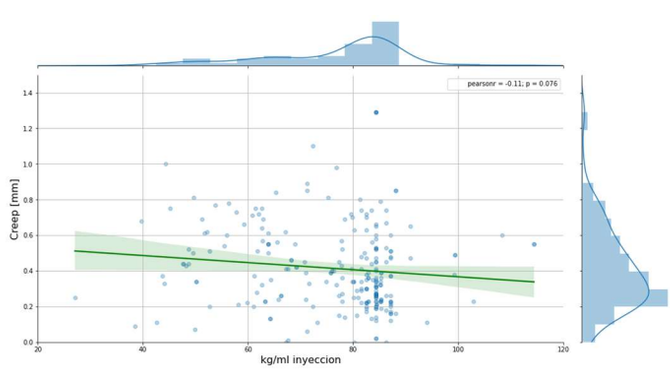


Figura 8 Relación entre el creep y la cantidad de cemento inyectado.

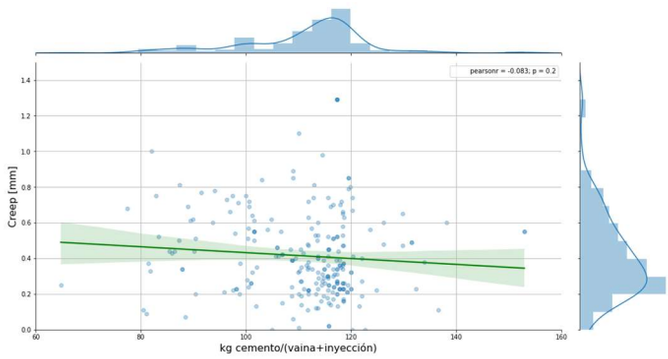


Figura 9 Relación entre el creep y la cantidad de cemento de la vaina e inyectado.

La conclusión es que el creep o deformación diferida en el tiempo depende débilmente de la compacidad de los limos del pampeano medio, depende de la plasticidad del suelo y de la calidad de la lechada.
Las experiencias de laboratorio de otros autores han mostrado que el creep se comporta simplificadamente considerando dos componentes, el despegue de la lechada de las armaduras al inicio del tesado y su prematura rotura y luego otra componente debida a la fluencia del terreno/deslizamiento del bulbo.
Según estos trabajos un valor de creep de 0,4mm es propio del anclaje que toma carga y la lechada que deslizan y los valores que superan dicho valor son debidos a la fluencia del conjunto bulbo-suelo.
La experiencia muestra que para limitar el creep a los valores reglamentarios se debe construir un anclaje correctamente, elaborar una lechada C/A 2:1, colar la perforación limpiando el terreno lo mejor posible, realizar una inyección tipo IRS-IGU, asegura una capacidad del bulbo entre 30% a 60% superior a la vaina sola.

5 PLAN DE CALIDAD – PRUEBAS DE CARGA

La necesidad de construir los 500 anclajes, en niveles variables entre -16 y -20m, en un medio urbano donde hay construcciones medianeras, implicó el desafío de construirlos bajo un registro de calidad estricto. De acuerdo con la aplicación del plan de calidad basado en las Recomendaciones del PTI capítulo 8 [2], se decidió realizar los tres tipos de pruebas allí indicados dado la importancia de la excavación y los sostenimientos.

5.1 Análisis de las pruebas de carga a rotura

A continuación, se presentan los gráficos y análisis que se obtuvieron a partir de realizar las pruebas de carga a rotura y de aceptación mediante la aplicación de la Recomendación PTI 2004 [2].
A un anclaje ubicado a cota -8.4m se realizó la prueba de carga a rotura. Este anclaje se materializó con una longitud total de 19m, de los cuales 6m son sellados. Se construyó de esta forma para probar el sellado entre cotas -12m a -14m con el fin de validar una carga de servicio de 66 ton.
Si bien los bulbos de la tercera línea se han diseñado para 12m, se probó un bulbo reducido de 6m para aplicar una carga máxima que realmente produzca la falla utilizando la armadura de servicio, probándose así el método constructivo y el diseño del anclaje. De la Figura 10 se puede observar que la carga máxima antes del inicio de falla es de 107 ton. La carga de rotura según la norma PTI [2] se calcula determina del siguiente modo:

$$T_{rotura} = 90\% * T_{rotura\ medida} = 0.9 * 107tn = 96tn \quad (3)$$

Si se adopta un factor de seguridad igual a 1,50 para anclajes provisorios resulta que la carga admisible da como resultado:

$$T_{admisible} = {}^{T_{rotura}}/_{FS} = {}^{96tn}/_{1.5} = 64tn \quad (4)$$

Por lo tanto, la carga admisible por metro lineal es de:

$$T_{admisible/ml} = {}^{T_{admisible}}/_{L.bulbo} = {}^{64tn}/_{6m} = {}^{11\ tn}/_{ml} \quad (5)$$

La capacidad solicitada por el proyecto para una zona donde el SPT N_{90} medio del bulbo dentro del Pampeano medio se sitúa en 26 golpes.

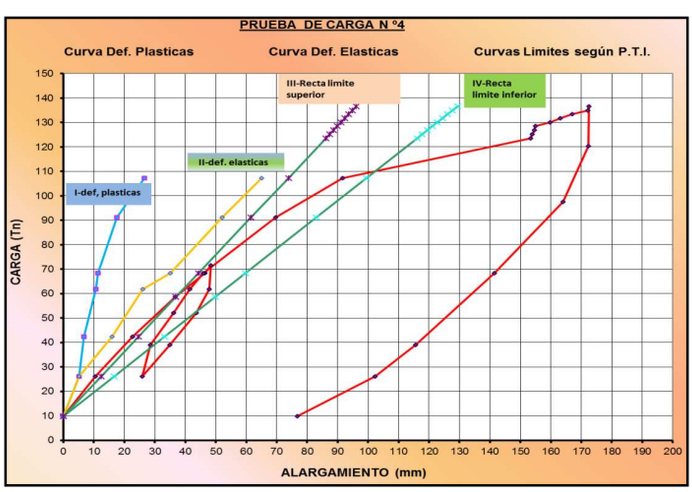


Figura 10 Prueba de carga a rotura - anclaje ubicado en la 3° línea (cota -8.4m).

Carga	9,76	26,03	42,29	58,56	68,32	91,09	107,35	123,62
(s60-s5)/log12	0,00	0,47	0,36	0,10	0,30	1,06	1,02	3,01

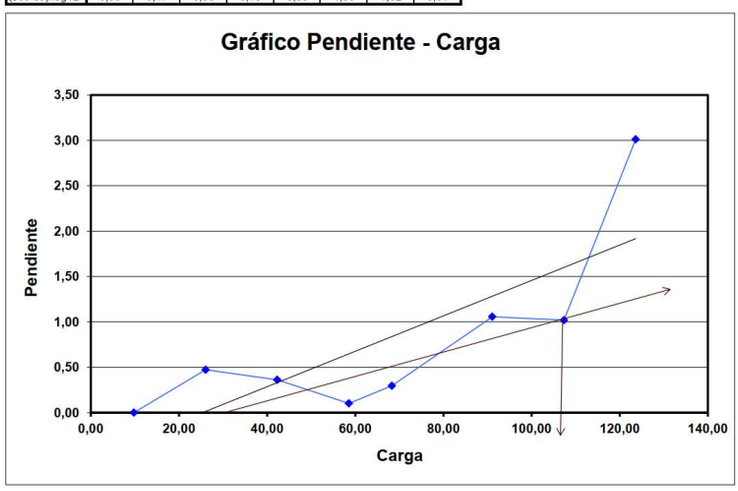


Figura 11 Evolución del creep durante el ensayo - anclaje ubicado en la 3° línea (cota -8.4m). se observa que el inicio de falla se sitúa en el escalón de 107 ton para un bulbo de 6m.

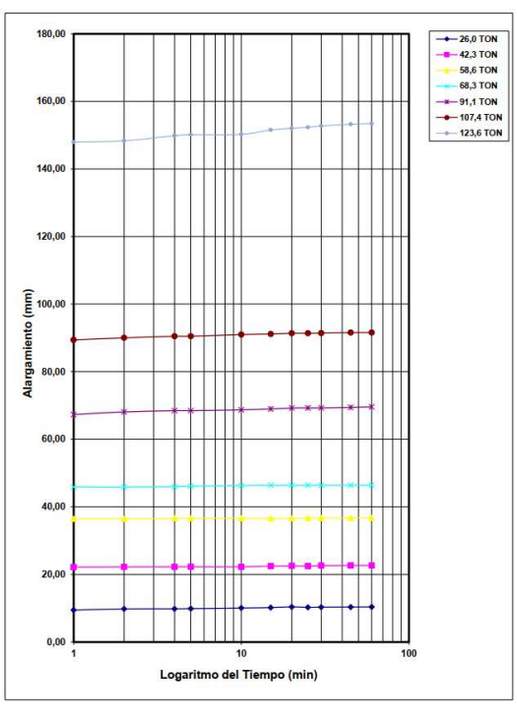


Figura 12 Desplazamiento medido para los distintos escalones de carga en función del log. tiempo - anclaje ubicado a cota -8.4m-).

Resumiendo, en los ensayos a rotura podemos ver una interesante relación, para los limos cementados del pampeano medio, entre el número de SPT y la capacidad admisible en tn/ml de distintos bulbos que cumple la correlación de Bustamante para el diámetro medio empleado de 22cm (35 a 40 kg/ml de

cemento), y un valor de mayoración de diámetro por inyección aplicado igual a 1,60 (entre 60 a 80 kg/ml de cemento).
Con valores globales de inyección del orden de 60 a 80 kg/ml se obtiene capacidades en servicio entre 8 a 11 tn/ml para limos compactos con SPT promedio entre 20 a 40 golpes. En la Figura se muestra la relación entre la capacidad admisible y los valores de SPT del pampeano medio, tal como se puede observar el aumento de la capacidad de carga en servicio del bulbo se debe a la inyección IRS y a la compacidad del terreno.

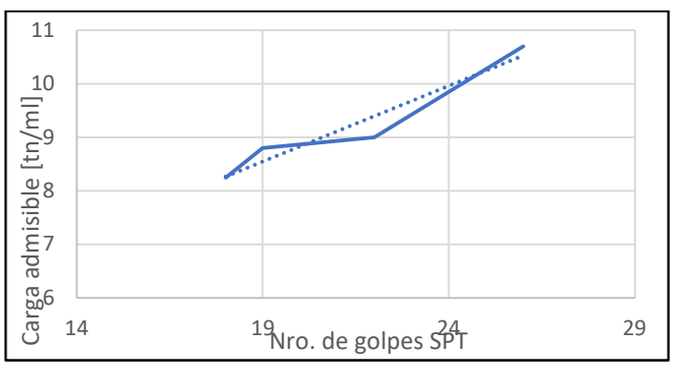


Figura 20 Relación entre la capacidad admisible y número de golpes del ensayo SPT.

6 TIPO DE ANCLAJE ALTO LIMITE ELASTICO/BAJO LIMITE ELASTICO CREEP

En la práctica profesional se emplea la recomendación PTI 2004 [2] para validar el comportamiento de los anclajes activos, ya sea constituido por barras (dentro del mercado de barras se encuentran de alto y bajo límite elástico) o cordones, esto se debe a que la misma recomendación no define ninguna distinción. Ambos anclajes pueden cumplir la verificación del creep pero eso no garantiza que la carga de bloqueo futura sea la misma, debido a que tienen distintos comportamientos mecánicos. En la Figura 21 se muestra las rectas de creeps esperables para un tiempo propuesto de 4 meses, en color azul y naranja el anclaje de barra y cordones respectivamente. Observando el gráfico se puede deducir que para un módulo de creep que varía de 0,2 mm a 3,8 mm el anclaje de barra (con bajo limite elástico<6000kg/cm2) pierde aproximadamente de 2% a 63% de carga de bloqueo inicial (esto es debido a que el área de las barras suele ser entre 200 al 250% el área de los cables y por lo tanto la elongación en el tesado inicial, a la misma carga, es entre 2,0 a 2,5 veces menor que la correspondiente a cables y por lo tanto una fluencia por creep del anclaje acortará el anclaje en una cantidad similar para ambos tipos de acero, pero la perdida será superior en las barras y por lo tanto su impacto debe evaluarse en la solución.
Nota 1: Dichos anclajes de barra de bajo limite elástico y de baja deformación mientras presenten creep limitados durante sus controles (menores a 0,5mm) son perfectamente utilizables.
En cambio, el anclaje de cordones se ve reducido de 1% a 25% para creep situado entre 0,2mm y 3,8mm. Esto no ocurre en las barras de alto limite elástico o de pretensado para geotecnia ya que las áreas de barras de alto limite elástico y la correspondiente a los cables suelen ser similares.
Con esto se demuestra que se debe considerar el tipo de anclaje para estimar la perdida de carga esperable en la vida útil del submural.
Nota 2: Es normal encontrar creeps entre 0,4mm a 1,5mm en anclajes provisorios. Un valor nominal de 1mm para armaduras de alto limite implica una perdida esperable de 4 a 5%, para armaduras con bajo limite elástico se sitúa en el orden de 10 a 15%. En cambio, un creep de 1,5mm, implica perdidas esperables de 10% y 20-25% respectivamente.

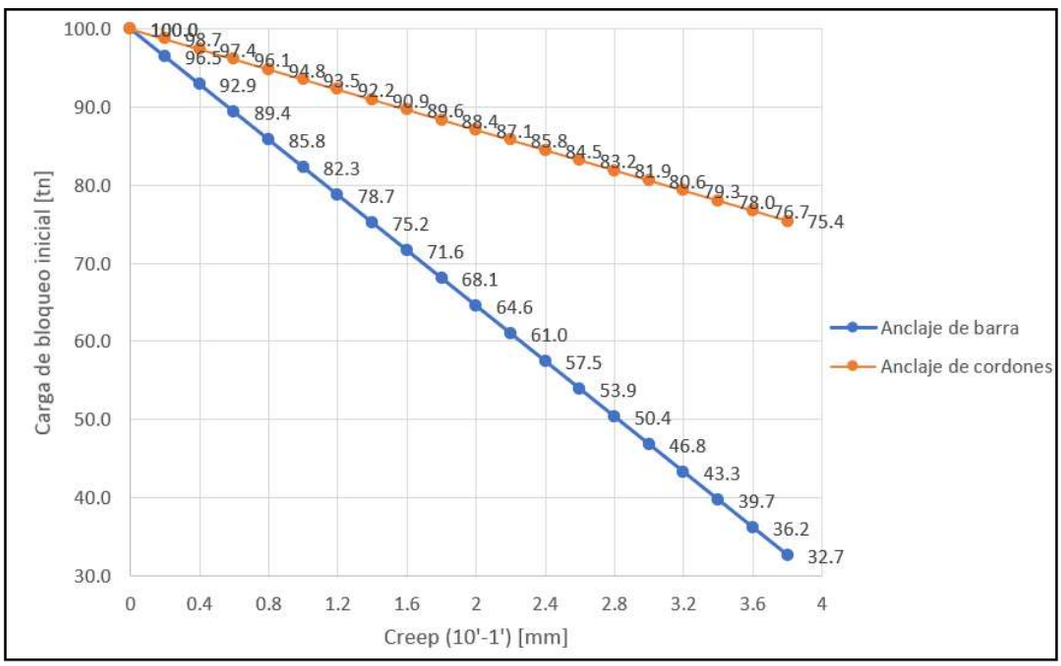


Figura 21 Estimación de la perdida de carga en un anclaje de 100 ton, para distintos valores de creep

Se realizaron los cálculos de pérdidas a 4meses para disponer de una referencia de una excavación abierta dicho lapso de tiempo .Se compararon anclajes conformados por barras de bajos limites elásticos y cordones/barras de alto limite.
La carga final da el porcentaje de carga residual para cada caso de creep.
Hay que recordar que el creep de 1,5mm suele ser el límite establecido para aceptar un anclaje provisorio.

7 CONCLUSIONES

Conclusiones del uso de un plan de calidad basado en la Recomendación PTI 2004 [2]:

1. Se registraron las distintas etapas constructivas de cada anclaje, armado, perforación, elaboración de lechadas, inyección, pruebas de carga y tesado, que permitió analizar sectores en conjunto;
2. Se estableció una metodología para aceptar, rechazar y reinyectar anclajes;
3. El método del ciclo de carga-descarga permitió determinar las fricciones del sistema para evaluar la carga real de prueba, de bloqueo y posibles daños en los cables;
4. La realización de pruebas de carga a rotura permitió validar las capacidades de sellado que solicitó proyecto;
5. La realización de pruebas de control para cada 50|70 anclajes de servicio permitieron validar sectores diferentes de la obra que involucraban grupos de anclajes;
6. La realización de las pruebas de aceptación en el resto de los anclajes permitió fijar los anclajes bajo tres criterios exigente: cumplir rectas limites, verificar creep y bloquear en la carga de servicio +/- 5%;
7. Contar con la historia clínica de cada anclaje permitió que un grupo que paso los 24 meses de vida útil se pueda prolongar 6 meses adicionales basados en la observación de sus cabezas, las

cargas reales de tesado, las armaduras disponibles y los creep medidos. Sin estos controles que validaron cada anclaje no habría forma de validarlos más que con una simple inspección visual;

8. Inyecciones para cada anclaje se controló y registró, la cantidad de válvulas que permitieron su apertura y cuales no, en los casos de apertura cuanta lechada, el tipo y las presiones de trabajo;
9. Los anclajes que no cumplieron el punto 6) fueron reinyectados y retesados una semana posterior exitosamente;
10. El tesado se produjo cuando las probetas tenían una resistencia mayor a 21Mpa en ensayos a la compresión simple y no la consigna general de entre 5 a 7 días;
11. Los ensayos y los anclajes en servicio mostraron que se puede sellar en suelos limosos compactos con SPT entre 20 a 30 golpes con cargas admisibles entre 8 a 11 tn/ml;
12. Las cargas a rotura oscilaron entre 13 y 19 tn/ml de bulbo para bulbos ensayados de 4, 5 y 6 m de longitud;
13. Se realizaron ensayos para conocer las propiedades mecánico-resistentes de las placas, blocks y cuñas;
14. La inyección media se situó entre 60-70 kg/ml de bulbo con máximos de 100 kg/ml de cemento incorporado Se trabajó con presiones medias de 30 bars, válvulas cada 100 cm y utilizando la técnica IRS (inyección repetitiva selectiva). Solo un 3% de las válvulas no abrió por resistencia del terreno o problemas de obturadores;
15. La presión de rotura de las vainas se situó entre 25 a 50 bars, dependiendo del tiempo entre el colado del anclaje y la apertura de las válvulas de inyección (en línea general entre 7 a 14 dias). El equipo según ficha presentada no supera las 60 bars de presión;
16. El módulo de creep medido en la obra se situó en menos de 1mm para casi el 97% de los anclajes;
17. El creep medio se situó en el orden de 0,5mm con lo cual para ejemplificar a 12 meses implico una pérdida de carga del orden del 3-8%, que fue compensada en muchas ocasiones con un bloqueo superior al exigido, 2-3% por arriba la carga de servicio;
18. Las conclusiones de perdidas por creep son válidas únicamente para armaduras de cables de pretensado BR G270 o barras de pretensado de alto limite elástico (>7500 kg/cm^2). Para barras de bajo límite elástico (<5500 kg/cm^2) se debe revisar el criterio de creep a aplicar ya que debe ser más estricto que con cables. Ya que igual creep genera mayores pérdidas de carga en el tiempo.

8 AGRADECIMIENTO

Antes de concluir queremos realizar un agradecimiento especial al Ing. Jorge Laiun por los consejos y revisiones brindados en la elaboración del presente documento.

9 REFERENCIAS

[1] A. Lopez & A. Kerguelen (2016) Criterio de control y aceptación de anclajes activos en la práctica, 770-782.
[2] Post Tensioning Institute (2004) Recommendations for prestressed rock and soil anchors.
[3] Hanna, Ground Anchors (1998).
[4] Documentación referida a ensayos de carga suministrada durante controles.

Control y auscultación de excavaciones profundas en suelos arcósicos de Madrid. Aplicación a la torre Cepsa

Luis Tissera Bracamonte[1]
Dr. Ing. de Caminos Canales y Puertos- Mac Ingeo S.L., Ingeniería del Terreno y Construcción
(1) email: ltissera@macingeo.es

Rubén A. Galindo-Aires
Dr. Ing. de Caminos C. y P.- Esc. Téc. Superior Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (UPM) - Profesor Titular de Ingeniería del Terreno y Construcción

RESUMEN: Se presenta la caracterización y control geotécnico en varias excavaciones profundas, destacando una de las 4 torres del final de Paseo de la Castellana de Madrid, obra singular de edificación situada en la zona norte del casco urbano, en el distrito de Chamartín. El edificio de la primera torre está sobre terreno natural y tiene 250 m de altura sobre rasante y 22 m soterrados en sótanos. La cimentación es mediante losa, con presiones de contacto de 1.100 kPa sobre el suelo natural arcósico (arena arcillosa tosquiza de origen mioceno), típico de la zona norte de Madrid.
Para el control de la excavación profunda, se aplicaron las técnicas de auscultación geotécnica con topografía de precisión y sondas extensométricas. De esta manera, se nos permite por un lado, verificar el esponjamiento por efecto de la decompresión con el vaciado de cargas naturales; y por otro, medir el asiento real bajo cargas estructurales, dato útil para contrastar con el asiento teórico de proyecto en cada unidad de estructura construida.
Finalmente, se pudo determinar, cómo parámetro característico de la cimentación directa, el módulo de deformación a escala natural para el terreno arcósico existente, como una combinación entre la relación de la carga y/o presión máxima de contacto, y el tipo de cimentación soporte.

Palabras clave: excavación profunda, edificación, auscultación, control, medición.

1 INTRODUCCIÓN

En los edificios singulares con excavaciones profundas de sótanos, la auscultación geotécnica, es una herramienta de control del cimiento, para la aplicación del método observacional, y aporta el parámetro del Módulo de deformación a escala natural "E_c", con una clasificación aproximada de la rigidez del conjunto de interacción suelo-estructura.

La caracterización geotécnica, con ensayos especiales durante la perforación, y el control de calidad e inspección del terreno en fase de obra, marcan la pauta para el cálculo de la deformación teórica del cimiento bajo carga, en función del módulo de deformación vertical "E_v" teorica, que se obtiene inicialmente con ensayos in situ de prospecciones, y/o control: ensayos presiométricos o de ensayos de carga con placa [1] Norma UNE 7391, sobre el fondo de sótano en 2º fase.

La auscultación geotécnica en excavaciones profundas urbanas, se inicia en la década de los años 80-90 [2] Ventura Escario, permite medir el asiento real bajo cargas S_R, y el contraste con el asiento teórico de proyecto S_T, y también se determina para cada cimiento en concreto, el módulo de deformación a escala natural "E_{vc}"; de la cimentación directa de losa y/o zapatas según el caso como soporte de la torre.

Por ej. el caso del edificio en torre del Pº de la Castellana, tiene una torre de 250m de alturas sobre rasante, y 22m de profundidad de sótano, diseñado con una losa de canto h= 5,0m, con presiones verticales máximas de pico $\sigma_{máx}$ ~ 1100 K Pa, apoya sobre el terreno natural muy consolidado de la zona Norte de Madrid, compuesto de arena tosquiza-tosco.

El proyecto limita la deformación de la losa por Norma constructiva, $S_{adm} \leq$ 5,0cm; y por especificaciones técnicas el asiento real no debía de superar S_R =1,5-2,0cm, bajo cargas para la torre singular con losa, y presiones de contacto elevadas σ_{ad} = 1.100 KPa sobre el suelo natural de arena tosquiza-tosco;

En el cap. 2 se describe las características del terreno y ensayos in situ especiales, y en cap.3 la auscultación geotécnica aplicada, mediante dos sondeos con extensómetros de anillos magnéticos, subyacente a la cota de cimentación, cada 2,0m en 30m en vertical.

2 CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO Y NIVEL FREÁTICO. APLICACIÓN DEL ENSAYO PRESIOMÉTRICO

2.1 *Propiedades Geotécnicas*.

Los Ensayos in situ de placa con carga ECP y presiométrico (Figs 1-2), realizados para la Torre del Pº de la Castellana, se resumen en las Tabla 1 y 2

2.2 *Experiencia y aplicaciones del ensayo presiométrico*

Los datos experimentales, con mas de 50 ensayos presiométricos en su mayoria tipo OYO, entre los años 2002 a 2016, fueron realizados durante la perforación de sondeos de investigación geotécnica en distintas parcelas de la zona de Madrid Norte capital: Tetúan, Fuencarral, Valdebebas, San Chinarro, y entorno de Alcobendas –S.S. de los Reyes

En tabla 3, se incluyen los resultados de Presión límite P_l y Módulo Presiométrico E_P, realizados en el perfil tipico de arcosas, se establecen rangos de profundidad de 0,00-5,00m; entre 5,00-10,00; y entre

10,00-20,00m, que se utiliza también para determinar la capacidad de carga de la cimentación a), y el asiento teorico asociado b)

Tabla 1. Ensayos Presiometricos en sondeo Nº B-1 Torre, en fondo de sótano y mayor profundidad

		Profundidad (m)			Observaciones
		25,00	30,00	36,00	N.F. 14,35 (nivel de agua) Apareció agua en las vetas arenosas de niveles intercalados de arena de miga, de carácter permeable Cuando aparece el símbolo “>” es por rotura de membrana
Naturaleza del terreno		Arena arcillosa(arena tosquiza)	Arcillla arenosa(tosco arenoso)	Arcilla C/ arena (tosco)	
Módulo presiométrico E_p (kg/cm^2)		4.700,11	2.854,22	2.934,02	
Presión de fluencia (Kg/cm^2)	Bruta Pf.	>33,00	>42,00	>42,00	
	Neta P_f^*	>32,03	>41,25	>41,52	
Presión Límite (Kg/cm^2)	1,7 P_f^*	>56,10	>71,4	>71,4	
	P_l f (v_l)	--	--	-	
	1,7 P_f^*	>54,44	>70,13	>70,58	
	P_l f (v_l)	--			

Tabla 2. Ensayos de Placa con carga ECP: Módulo E_{v2} y Coeficiente de balasto K_{60} asociado (fotos 1 y 2)

Ensayo nº	Módulos de Deformación		Presión “P” (kg/cm^2) Para deformación s=1,25mm en 2º ciclo = 0,125cm	$K_{60}= \frac{P}{s}$ (kg/cm^3)	Observaciones
	E_{1v} (kg/cm^2)	E_{2v} (kg/cm^2)			
1	518	1.944	5,0	48	P = presión asociada al asiento de placa 0,125cm (s) Valor medio K_{60}= 60 kg/cm^3 Dentro del entorno 22-100 kg/cm^3 (bibliografía experimental)
2	2.055	6.455	12,00	96	
3	464	1,156	4,5	36	

Nota: Para proyecto de losa se recomendó K_{s1}= 24 kg/cm^3 (paca 30*30) < 60 kg/cm^3 (verifica)

Tabla 3. Resultados de ensayos presiométricos en muestreo de 50 parcelas de Madrid Norte y Este, Valdebebas, San Chinarro

Profundidad (m)	Tipo de material	Ensayo presiométrico		Observaciones
		Presión límite P_l (Kg/cm^2)	Módulo Presiométrico E_P (Kg/cm^2)	
0,00-5,00	Arena tosquiza y arena de miga	Entre >17 (**) y >60	96(*) y 1150	(*)La excesiva deformación bajo carga del caracter arenosos en fuste de sondeo, incide desfavorablemente. Resulta representativo Presión límite P_L, a los efectos de capacidad de carga. 17 (**) Valor de presión límite adoptado con criterio conservador
5,00-10,00	Tosco arenoso-arena de miga	Entre >20 y >70	407(*) y 1550	
10,00-20,00	Tosco arenoso	Entre >50 y > 70	762(*) y 1500	

Figura 1. Excavación a cota inferior a - 22,00m de profundidad. Preparación ensayo carga con placa

Figura 2. Ensayo placa con carga. Placa Φ 60cm

Figura 3. Vista panorámica de la Torre sobre Pº Castellana (Madrid) y accesos subterráneos

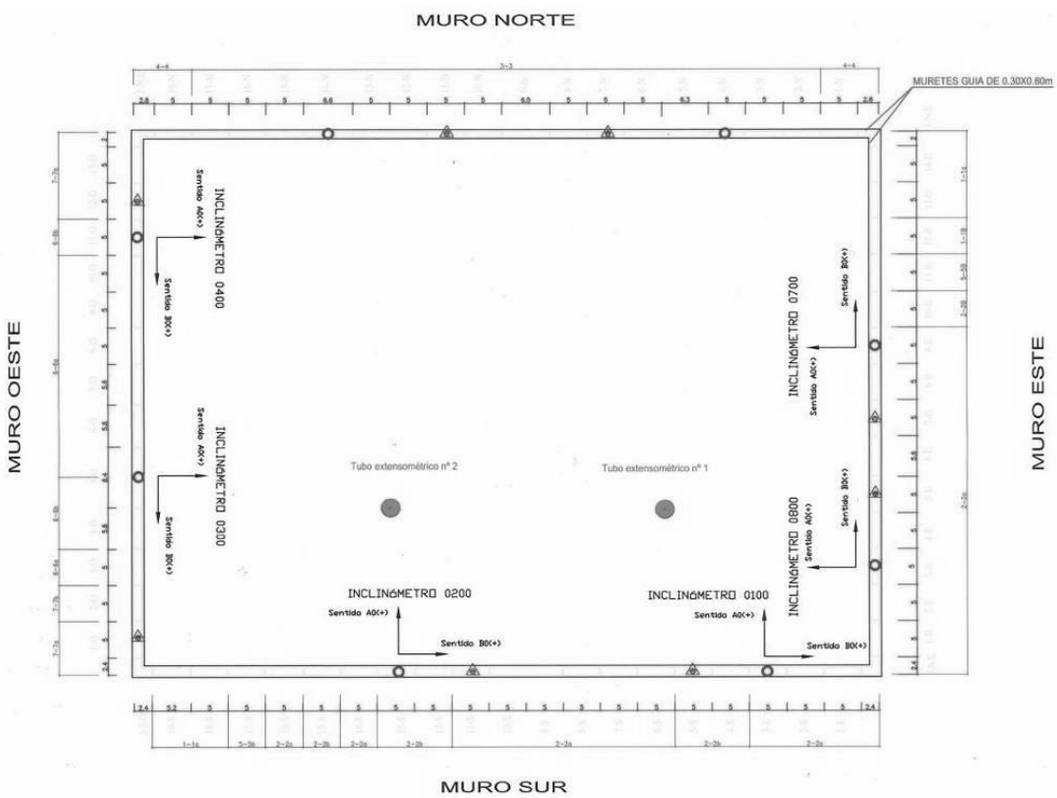


Figura 4. Plano de situación de los tubos extensómetricos nº1 y nº2

a) Capacidad de carga de cimentación directa con zapatas o de pilotes. Cálculo de asientos

Si se aplicará la formulación general del método presiométrico, Ec.(1).

$q_h - q_0 = K\,(P_l - P_0) \rightarrow q_h = -q_0 + K\,(P_l - P_0)$ (1)

$q_0 = \gamma * h$ (alivianamiento de vaciado del sótano)
P_0 (Presión al reposo) ≡ $E_0 = [\,\gamma * h\,]\,K_0$
Factores de carga K=coeficiente (Ábaco Menard, tipo de terreno y cimentación)
El coeficiente de seguridad resultante, será $F = q_h / \sigma_{ad}$ > "3" Norma constructiva
La capacidad de carga admisible o servicio, Q = (L*B)

b) Asiento
El asiento teórico "S" basado en la teoría de la elasticidad, por ej. con la siguiente expresión Ec (2):

$$\mathbf{S} = [(1-\nu^2)/E] \times [\pi \times B \times (\sigma_{ad} - \sigma_n) \times K \qquad (2)$$

Siendo: E= módulo de deformación vertical
ν = coeficiente de Poisson (0,3)
B = ancho de la cimentación
σ_{ad} = tensión admisible
K = factor de forma del cimiento

El aliviamiento de sótanos con el vaciado de tierras "h", por encima de la cota de apoyo, $\sigma_n = \gamma \times h$
Reemplazando en (2), se verificará **S** < S_{adm} valor admisible
Otro criterio mas realista seria minorar el asiento teórico "S" con la decompresión estimada +ΔS.
Para el cálculo de asiento del cimiento, en 1º aproximación de estudio, se utiliza parámetros deducidos de ensayos in situ y módulos presiométricos (Tablas 1 y 3). La 2º aproximación de control, es la que se realiza sobre el fondo de excavación, para obtener el valor de Módulo de deformación vertical, E_{v2} (2º ciclo), mediante ensayos de Carga con Placa con ECP, preferiblemente de Ø 60cm (Tabla 2).
La 3º estimación y más realista, mediante la auscultación del cimiento construido bajo carga (Tabla 4), y es la que le da forma y sentido al método observacional, con el control funcional bajo carga.

3 CONTROL Y AUSCULTACIÓN DEL CIMIENTO DEL EDIFICIO SINGULAR EN TORRE, CON SÓTANO PROFUNDO

3.1 *Tipo de edificación, sótano y cimentación*

El edificio de gran altura (figs. 1 y 3), apoya sobre losa apoyada en la cota inferior de excavación a -25 m bajo el nivel de cota +/-0,00, habiéndose realizado un vaciado de tierras de ~22m.
La cimentación directa de 45*90m, apoyada a -22,0m de profundidad con vaciado de tierras, se subdivide en 3 partes compartimentos de losas, separadas por juntas para independizar magnitudes de cargas diferenciadas: una losa central de ancho-largo 45,0 * 45,0m para la torre de 250,0m de altura sobre rasante, y las otras 2 losas de extremos de 45,0*22,5m con una tipología de sótanos.

3.2 *Ensayos y parámetros geotécnicos*

Con los ensayos presiométricos, se estimo en el nivel de apoyo la losa, un módulo de deformación presiométrico E_p ~ 150.000 K Pa; y con los ensayos de carga con Placa realizados sobre el fondo de sótano excavado, dieron para el 2º ciclo, un módulo de deformación E_{2v} ~ 200.000 K Pa, parámetro de uso para cálculo de asiento teórico S_T.
Según proyecto estructural, la presión máxima pico sobre losa $\sigma_{máx}$ ~ 1.100 K Pa.(tensión de contacto a verificar)

3.3 *Auscultación geotécnica del cimiento*

Los trabajos de auscultación en el subsuelo de losa, se efectuaron con 2 extensómetros con anillos electromagnéticos, convenientemente distribuidos verticalmente cada 2,0 m, hasta 30m de profundidad bajo fondo de excavación de sótano proyectado, situado Fig. 4.
Los anillos electromagnéticos próximos al fondo de excavación, y en cada tubería extensométrica, dieron una deformación vertical positiva con levantamiento entre +3,5 a +4,8cm, por esponjamiento-decompresión del terreno al vaciar sótanos. En las Fig. 5 y 6, se muestra la deformación evolutiva y total de puntos del tubo extensométrico nº1. En la tabla 4 adjunta, se resume los resultados de cálculo de asiento teórico S_T, y el contraste con el asiento real S_R.
Los registros de auscultación durante la obra, permitieron conocer, que dichos levantamientos fueron equilibrados, con el peso de la estructura durante la construcción, al alcanzar con la obra la altura de 160m sobre la rasante. Con la sobrecarga entre la parte de la estructura entre 160 a 250m, la losa de la torre principal, registro asientos de deformación de sobreconsolidación de ~-3,0cm (admisibles); dato válido para deducir el módulo de deformación vertical a escala natural del cimiento E_{vC} (tabla nº4).

4 MODULO DE DEFORMACIÓN A ESCALA NATURAL Y CLASIFICACIÓN DE RIGIDEZ

Los extensométros de anillos electromagnéticos, próximos a la superficie de apoyo de la losa de la torre, para la condición de estructura bajo carga, registraron asientos reales estabilizados S_R= 2,5-3,0cm, con una desviación mínima respecto el asiento admisible $S_{ad} \leq$ 1,5-2,0cm, considerándose el asiento del edificio singular, como verificado dentro del rango admisible por la tolerancia adicional; habida cuenta del asiento uniforme y gradual experimentado, prácticamente estabilizado al final de de la construcción de la torre. Se incluye la tabla 4, con el módulo de deformación a escala natural E_{vC} de la losa de torre gran altura.
Las presiones inducidas movilizadoras de la consolidación por asiento, queda amortiguada la presión de consolidación, a una profundidad H= B/2~25m bajo el fondo de sótano.

Tabla 4: Parámetros geotécnicos, datos de proyecto, y módulo de deformación a escala natural de la Losa de torre

Dimensión de losa (m*m)	Módulo de deformación teórico E_{vT} (K Pa)	Presión de contacto máxima , $\sigma_{máx}$ (K Pa)	Asiento Teórico S_T (cm)	Asiento Real de recompresión bajo carga S_R (cm)	Módulo de deformación del cimiento esc. Natural E_{vC} (K Pa)
Torre + sótanos = 45*45m (Fig.3)	150.000	1.100*0,5 coef. uso	S_R <-5,61 > S_{NC} (~ verifica)	2,5-3,0 ~ S_{ES} = 1,5/2,0 (verifica < S_T y ~ S_{ES})	280.500
sótanos 45*22,5m	150.000	500	0,84 (verifica)	....	.....
sótanos 45*22,5m	150.000	500	0,84 (verifica)	....	.....

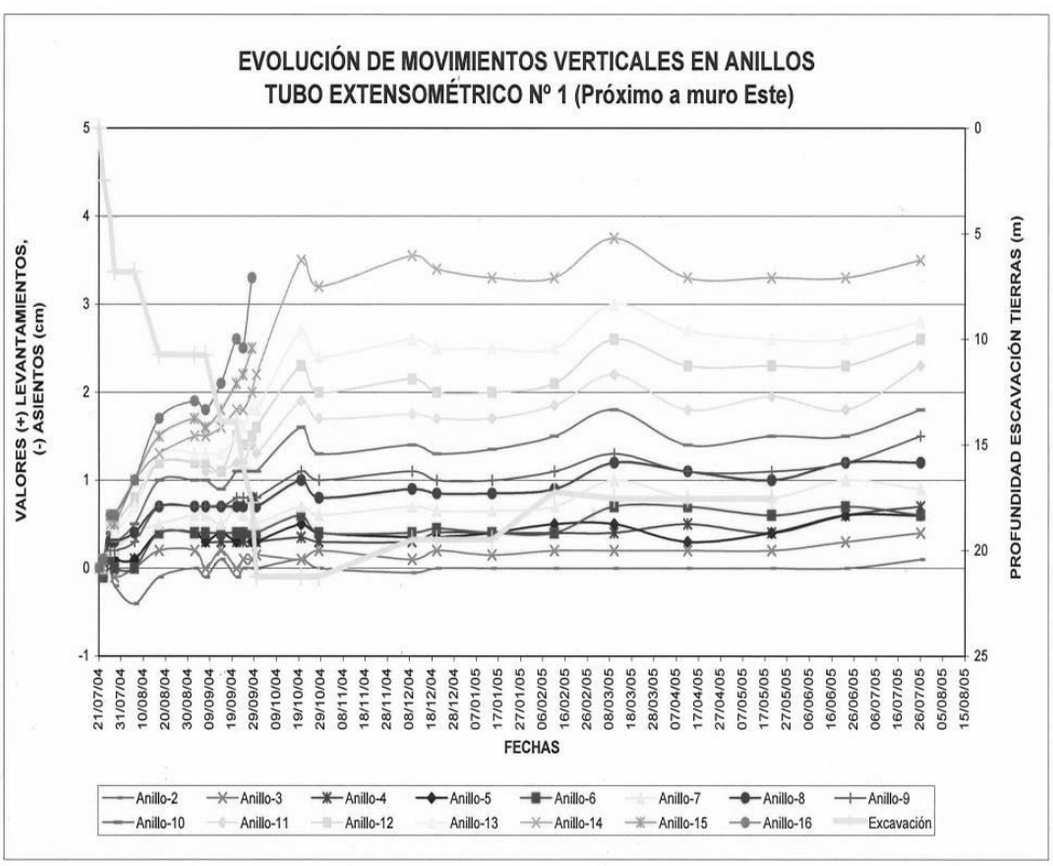
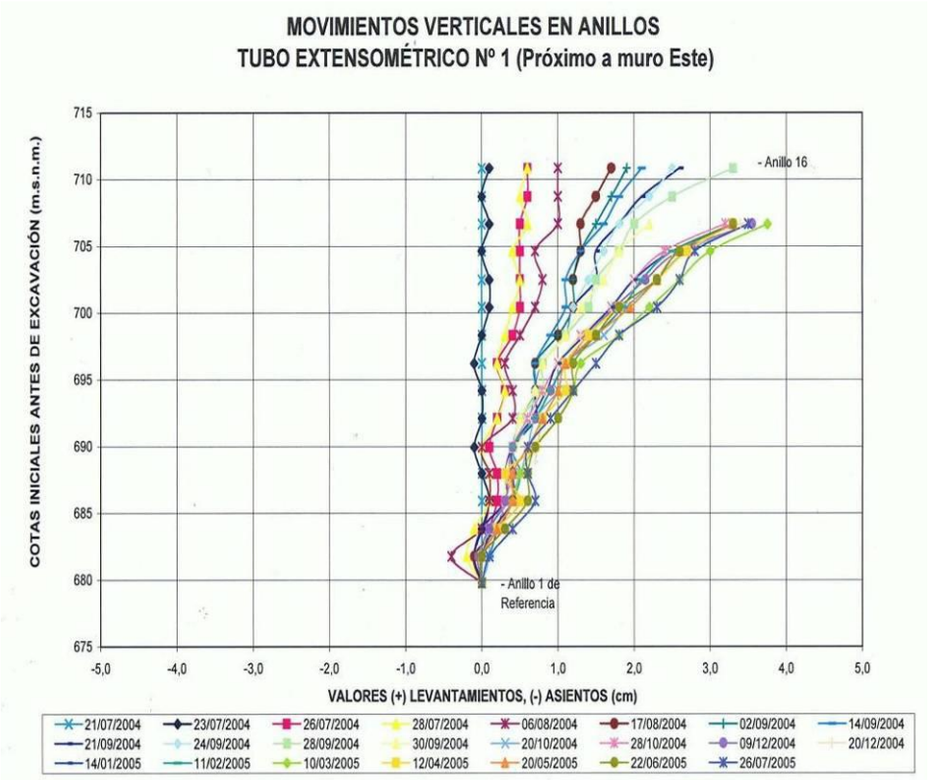


Figura 5. Deformación evolutiva de puntos del tubo extensométrico nº1, según vaciado de sótano



Figuras 6.Deformación evolutiva y total de puntos del tubo extensométrico nº1, en perfil vertical de puntos

5. CONCLUSIONES

Se han presentado varios casos de obras singulares, excavado profundamente sobre un terreno natural y con una cimentación directa de losa para la torre Cepsa, proyectada con losa y tensión máxima de trabajo en solicitación "pico", $\sigma_{t\ máx}$ ~ 1.100 K Pa, con una profundidad de excavación h=22,00m; y en otros dos casos Avda Pio XII para las tres torres de la Hermandad de Arquitectos, con $\sigma_{t\ máx}$ ~ 500 K Pa, y H= 7,0m; en C/ Sor Angel de la Cruz (metro Tetúan) Edificio Pruconsa, $\sigma_{t\ máx}$ ~ 500 K Pa con excavación h= 11,00m bajo rasante de calle.

Los ensayos presiométricos, determinan los parámetros de Tabla 5: Parámetros medios del ensayo presiométrico P_l y E_p, son mas representativos en sondeos, para caracterizar excavaciones profundas con h> 10m; respecto los ensayos dinámicos DPSH ó SPT, excepto (*) en niveles de arena de miga con pocos finos PT UNE0,08 < 10%, y niveles de agua, que favorecen la deformación de la membrana bajo carga hidrostática radial, y distorsiona minorando el parámetro de carga. El Módulo Presiométrico E_p ; se ha corroborado con los ensayos de carga con placa ECP con el Módulo de deformación del 2º ciclo E_{V2} , con valores 145.000 KPa (**) y de una media superior a 200.000 KPa (***).

Durante la fase de obra, con la auscultación geotécnica programada, se ha verificado el comportamiento, de la deformación del conjunto cimiento-subsuelo; con valores + por decomprensión de tierras +3,5 a +4,7cm, y con la auscultación bajo carga-2,5 a -3,0m, definir para medición de compresibilidad por asiento, un nuevo parámetro asociado, como lo es el Módulo de deformación de la cimentación "E_c".

Tabla 5. Parámetros medios del ensayo presiométrico P_l y E_p; y otros dinámicos DPSH y SPT

Profundidad de sondeo h (m)	Tipo de terreno	Ensayo presiométrico		Ensayo dinámico	
		Presión Límite P_l (K Pa)	Módulo Presiométrico E_p (K Pa)	DPSH N_{20}	SPT N_{30}
0,00-5,00	Arena tosquiza/arena de miga	~ 4.000 (*)	~ 110.000 (*)	15-20	30-45
5,00-10,00	Tosco arenoso/ arena de miga	~ 6.000 (*)	~ 135.000 (*) (**)	25-50	50-70
10,00-20,00	Tosco arenoso	≥ 7.000 (*)	≥ 150.000 (*) (***)	≥ 100 (R) en < 10cm	≥ 100 (R) en 1º ó 2º parcial 15cm

Para las obras de edificación con auscultación geotécnica estudiadas, se deduce y propone la siguiente clasificación, del Módulo de deformación a escala natural "E_c" en tabla 6, válida para caracterizar el comportamiento de la cimentación estructural controlada en todas sus fases de la construcción.
En síntesis se considera que, en las obras singulares con aplicación del método observacional, adoptando parámetros resistentes elevados σ_{ad} = 1.100 KPa sobre arena arcillosa, para el dimensionamiento y cálculo del cimiento; la seguridad estructural global se proporciona, con un trabajo de control de auscultación geotécnica de precisión, que refleje la deformación del cimiento en todas sus fases, proyecto y construcción, y su contraste de previsiones de proyecto con parámetros de deformación medidos en construcción, en un proceso de retroalimentación y verificación experimental.

Tabla 6. Módulo de deformación a escala del cimiento E_c , y clasificación de rigidez

Torre principal H= 250m sobre rasante Tipo de cimentación directa: losa, bajo cota inferior sótano, apoyo -22m Dimensión y canto: B-L-h (m)	Módulo de deformación a escala natural "E_c" (K Pa)	Tipo de comportamiento del cimiento-terreno de apoyo "rigidez" E_c (K Pa)	Contraste del asiento "S_R", respecto al umbral asiento admisible S_{ad} (cm)
losa : 45*45* 5,0 m	280.500 (Losa Edif. singular)	E_c > 100.000: rígido	$S_R < S_{ad}$ (S_{ES} = -1,5 a -2,0cm esp. Téc., y S_{NC} = -5,0cm por Norma Constructiva verifica"; S_R =-2,5 a -3,0 cm

REFERENCIAS
[1] Ensayos de Placa con Carga. Norma UNE 7391
[2] Ventura Escario- Lab. Geotecnia Cedex *"El Módulo de deformación del tosco de Madrid, según ensayos a escala natural y presiométricos."* - Boletín de la Soc. Esp. de Mec. del Suelo y Cimentaciones, nº 105/Ene-Feb.-Mar , (1992)

AGRADECIMIENTOS
Al compañero Ventura Escario, que fue un pionero en la auscultación para la caracterización de los suelos de Madrid (España), por sus consejos y enseñanzas recibidas.
Al equipo técnico de Alicia Aguilera y Manuel Nacher, por el asesoramiento de ensayos especiales de presiometros, realizados en el casco urbano de Madrid-capital.

Estimación preliminar de la susceptibilidad a la erosión del macizo rocoso ante la descarga del salto de esquí en la presa Portezuelo del Viento, provincia de Mendoza

Florencia E. FALCIONI

ffalcioni@orsep.gob.ar
Organismo Regulador de Seguridad de Presas / Universidad de Buenos Aires – Facultad de Ingeniería

Alejandro E. CELLI

acelli@orsep.gob.ar
Organismo Regulador de Seguridad de Presas / Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional Buenos Aires

RESUMEN

La caracterización de los parámetros geomecánicos de un macizo rocoso, permite estimar su comportamiento ante los esfuerzos generados por diversas obras de ingeniería, como presas, túneles, excavaciones, entre otras. En este caso se plantea un análisis preliminar y expeditivo de la susceptibilidad a la erosión del macizo rocoso ante el impacto de una masa de agua impulsada por un salto de esquí.

Este trabajo integra interpretación geológica y ensayos de campo y laboratorio, tendientes a establecer una caracterización geomecánica preliminar del macizo rocoso del Grupo Choiyoi, emplazado en la zona de Portezuelo del Viento (35º49’S 70º00’O), provincia de Mendoza.

Previa recopilación y análisis de antecedentes bibliográficos, imágenes satelitales, ensayos de laboratorio (Ref. [1]) y modelos físicos (Ref. [2] y [3]), se llevó a cabo un relevamiento expeditivo de campo sobre el macizo rocoso, a fin de evaluar las características geomecánicas, siguiendo las metodologías propuestas por Bieniawski (Ref. [4]), Marinos y Hoek (Ref. [5]) y las recomendaciones de la International Society for Rock Mechanics (Ref. [6]).

Considerando las particularidades del macizo rocoso en la zona de descarga del salto de esquí, y teniendo en cuenta el efecto escala, se estimó la resistencia global del macizo rocoso, tanto a la compresión como a la tracción, siguiendo el Criterio de Rotura Generalizado de Hoek y Brown (Ref. [7]).

Por otra parte, se estimó la presión ejercida por el impacto del chorro de agua proveniente del salto de esquí, a partir de un balance energético simplificado, que no considera las diferentes pérdidas de carga. Esto permitió arribar a consideraciones de proyecto conservadoras en cuanto al potencial grado de erosión del macizo rocoso.

Palabras clave: MACIZO ROCOSO – GEOTECNIA – EROSIONABILIDAD - GRUPO CHOIYOI – SALTO DE ESQUÍ

INTRODUCCIÓN

La presa bajo estudio forma parte del Aprovechamiento Integral del Río Grande. Está ubicada en el departamento de Malargüe, a 110 km aguas abajo de la confluencia de los ríos Cobre y Tordillo, en un cierre natural del río Grande, conocido como Portezuelo del Viento.

El proyecto consiste en una presa de hormigón compactado a rodillo (HCR), con una cota de coronamiento de 1633 msnm, y un vertedero en salto de esquí. Posee un descargador de fondo, y una central para la generación de energía hidroeléctrica (Ref. [1]).

El Laboratorio de Hidráulica (LHA) del Instituto Nacional del Agua (INA), a través de un acuerdo firmado con el Organismo Regulador de Seguridad de Presas (ORSEP), se encuentra desarrollando los estudios sobre modelos físicos, destinados a evaluar el comportamiento hidráulico de las principales estructuras de evacuación, vertedero de alivio y descargador de fondo, así como las condiciones de funcionamiento en la etapa de desvío del río.

La motivación del presente trabajo nace como respuesta a incertidumbres surgidas durante la construcción de los modelos físicos, vinculadas a la caracterización del macizo rocoso y su susceptibilidad a la erosión. El objetivo se centra en la evaluación de la aptitud geomecánica del macizo rocoso ante la potencial erosión generada por el impacto del agua en la zona de descarga del salto de esquí.

Para este cometido, se llevó a cabo un relevamiento geomecánico de los distintos tipos de materiales presentes en superficie, en la zona de descarga del vertedero, en coincidencia con la caída del salto de esquí, así como en el sector de emplazamiento de la central hidroeléctrica, a fin de determinar su potencial erosión.

Posteriormente, y de manera preliminar, se llevó a cabo una estimación de las tensiones ejercidas sobre el macizo rocoso por el agua proveniente de la descarga del salto de esquí. Para ello, se asumieron una serie de simplificaciones conservadoras, de manera que los resultados se encuentran del lado de la seguridad.

CARACTERIZACIÓN GEOLOGICA REGIONAL PORTEZUELO DE VIENTO

La zona bajo estudio se ubica en el sector norte de la Cuenca Neuquina-Sudmendocina que, por su geometría estructural, se denomina Faja Plegada y Corrida de Malargüe. El área del proyecto forma parte del sector estructural Sierra Azul, que comprende a una región sobreelevada, tanto topográfica como estructuralmente, en la cual se destacan cuatro estructuras braquianticlinales principales: Portezuelo del Viento, Bardas Blancas, Cerro Lululén y Sierra Azul (Ref. [1]).

La zona del Portezuelo del Viento constituye un anticlinal de eje rumbo NE-SW, con núcleo en el Grupo Choiyoi, el cual ha sido bisectado completamente por el río Grande. En el lugar, el Choiyoi está constituido principalmente por brechas dacíticas de color gris, pórfiros riolíticos-graníticos rosados y andesitas oscuras. Todo el conjunto se encuentra atravesado por numerosos diques de lamprófiro verde oscuro (Ref. [8]).

En el área donde se proyecta la presa, se distinguen tres unidades: vulcanitas, depósitos aluvionales y depósitos de acarreo. Afloran riolitas, andesitas y brechas del Grupo Choiyoi, que cubren un 80% del área del proyecto, constituyendo la roca principal de fundación. La principal litología en este sector, corresponde a un aglomerado volcánico estratificado en bancos de 5 a 10 m de espesor, cementado por un pórfiro dacítico (Ref. [8]) y se presentan hasta la cota 1700 msnm, en la margen derecha, y hasta los 1500 msnm aproximadamente, en la margen izquierda (Ref. [1]).

Debido a los planos de corrimiento en el sector, en algunas zonas de las laderas se presentan niveles sedimentarios de la Formación Remoredo, en una menor proporción que las rocas del Grupo Choiyoi. (Ref. [8]).

En la zona del cauce se identifican depósitos aluviales, constituido por grandes bloques, rodados, gravilla fina, una matriz arenosa de grano grueso a mediano y algunos bancos limoarenosos, mientras que sobre las laderas se distinguen depósitos de acarreo, todos de edad holocena.

CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA DEL ÁREA DE INTERÉS

Margen derecha

El macizo rocoso emplazado sobre la margen derecha de la zona de cierre de la futura presa, se define como una brecha volcánica bien consolidada, de elevada resistencia, con una decoloración rojiza, y presencia de discontinuidades en general cerradas. A lo largo de la Ruta Nacional 145, se observan cortes por voladuras, que dejan expuesto un macizo rocoso de buena calidad geotécnica (Figura 1).

Figura 1. Macizo rocoso fisurado, compuesto por brechas volcánicas con escasa fracturación y alteración, expuestos a partir de voladuras ejecutadas durante la construcción de la RN 145.

En la misma margen, entre la ruta y el río, se observa una cubierta de bloques caídos que tapiza el macizo rocoso. El volumen de este material equivale en forma aproximada al volumen faltante, que ha sido excavado mediante las voladuras efectuadas sobre la ruta. El espesor observado varía entre 1 y 3 m (Figura 2).

Figura 2. Material de derrubio proveniente mayormente de las voladuras efectuadas durante la construcción de la ruta.

Margen izquierda

Sobre la margen izquierda se reconocen afloramientos de un macizo rocoso correspondiente a una brecha volcánica, con características geológicas y geomecánicas similares a las del macizo presente en la margen derecha.
En la zona del cierre, se distinguen depósitos aluvionales con rasgos morfológicos que podrían indicar la presencia de un paleocauce (Figura 3).

Figura 3. Rasgo geomorfológico compatible con un paleocauce, sobre la margen izquierda del río.

En el sector de fundación de la central, se distingue una serie de fracturas originadas por relajamiento del macizo rocoso, de rumbo cambiante, paralelo al talud (Figura 4), de entre 130º y 160º e inclinación 70° hacia el río (sudoeste).

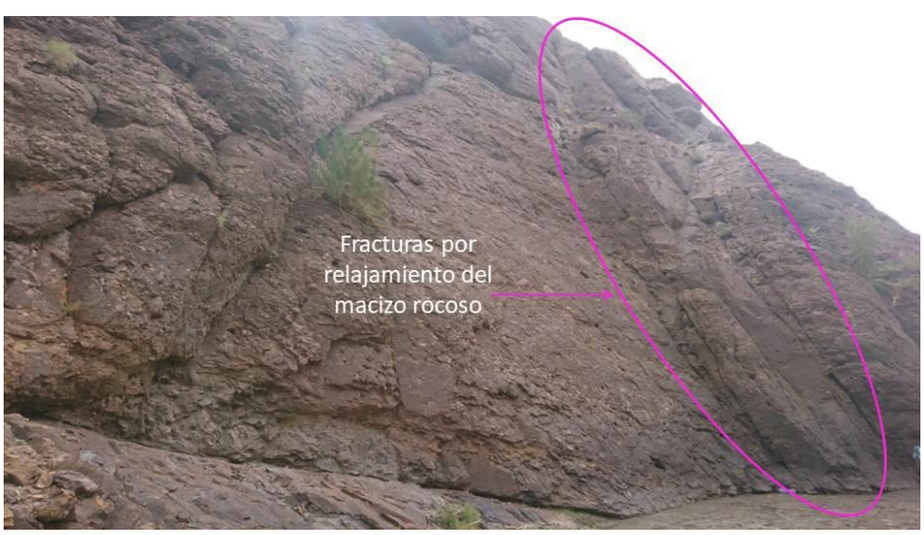


Figura 4. Detalle de fracturas de relajación, paralelas al talud en la zona de la futura central.

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LA ZONA DE IMPACTO DEL SALTO DE ESQUÍ

Aguas abajo del eje de la presa, en la zona correspondiente a la salida del desvío y la caída del salto de esquí, se llevó a cabo un relevamiento geomecánico expeditivo del macizo rocoso, en tres afloramientos sobre la margen derecha del río (Figura 5). La litología corresponde a una brecha volcánica, por sectores "conglomerádica". Se calculó la resistencia de campo, siguiendo los lineamientos de la ISRM (Ref. [6]), junto con el índice RQD, a partir del algoritmo de Palmström (Ref. [9]). A su vez, se caracterizó el macizo rocoso mediante las clasificaciones geomecánicas RMR (Ref. [4]) y GSI (Ref. [5]).

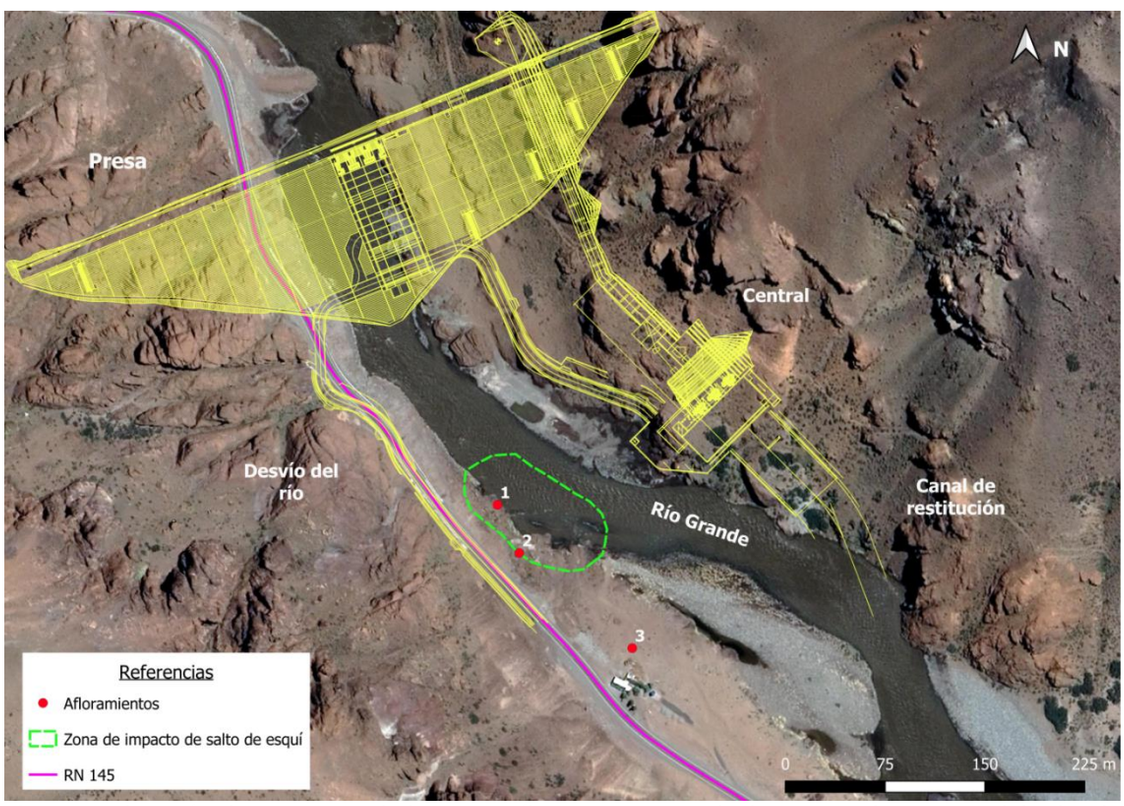


Figura 5. Ubicación de estructura de la presa, afloramientos estudiados y zona de impacto del salto de esquí. Planta extraída del plano PE-PSA-GEN-002, Planimetría general de la obras (Ref. [10]).

En términos generales, el macizo se encuentra poco fracturado, formando bloques mayores a 5 m^3. Las discontinuidades principales se agrupan en cuatro familias, de las cuales tres son subverticales y una subhorizontal (Tabla 1). La persistencia de estas estructuras es variable, presentando por sectores una continuidad de unos pocos metros, mientras que algunas se desarrollan a lo largo de cientos de metros (Figura 6). En el siguiente apartado, se detallan los resultados del relevamiento geomecánico correspondiente a cada afloramiento.

Descripción de discontinuidades en cada afloramiento								
Afloramiento	1			2		3		
Familia de discontinuidades	a	b	c	a	b	a	b	c
Azimut [º]	15	330	105	90	0	0	0	310
Inclinación [º]	Subvertical	Subvertical	70 S	Subvertical	Subvertical	Subvertical	15 E	Subvertical
Resistencia [MPa]	250	250	250	250	250	250	250	250
RQD [%]	100	100	100	100	100	100	100	100
Tamaño de bloques [m^3]	> 5	> 5	> 5	> 10	5 a 10	> 5	> 10	> 5
Espaciamiento [m]	2,5	1,25	1	5	5	2,5	5	1,25
Persistencia [m]	10	10	10	100	10	10	10	10
Abertura [mm]	Cerrada	Cerrada	2,5 a 4	Cerrada	1 a 2,5	2,5 a 10	2,5 a 10	2,5 a 10
Rugosidad [JRC]	8 - 10	8 - 10	8 - 10	8 - 10	8 - 10	8 - 10	8 - 10	8 - 10
Relleno	Sin relleno	Sin relleno	Calcita	Sin relleno	Sin relleno	Sin relleno	Sin relleno	Sin relleno
Alteración	Ligeramente alterada	Ligeramente alterada	Ligeramente alterada	Ligeramente alterada	Ligeramente alterada	Ligeramente alterada	Ligeramente alterada	Ligeramente alterada

Tabla 1. Descripción de discontinuidades presentes en los afloramientos estudiados.

Figura 6. Afloramiento rocoso sobre margen derecha. Se indica en amarillo una discontinuidad altamente persistente.

CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA

Rock Mass Rating (RMR)

A partir de los relevamientos efectuados sobre el macizo rocoso, se determinó el índice RMR, en su última actualización (Ref. [4]), teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:
La resistencia a la compresión uniaxial se estimó a partir de los valores obtenidos mediante índices de campo (Ref. [6]). El macizo rocoso pertenece a la clase R6, correlacionable con una resistencia a la compresión uniaxial superior a los 250 MPa.
El índice RQD se estimó mediante la aplicación del algoritmo de Palmström (Ref. [9]), arrojando un valor de 100.
Se considera al macizo rocoso en estado seco, ya que este sector se encontrará por encima del nivel fluvial.
Sobre la base de estas determinaciones, sumadas a otras mediciones sintetizadas en la Tabla 1, se calculó el índice RMR_{base} del macizo rocoso, obteniéndose una calidad muy buena, correspondiente a la clase I.

Puntuación de parámetros de clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989)								
Afloramiento	1			2		3		
Juego de discontinuidades	a	b	c	a	b	a	b	c
Resistencia [MPa]	15	15	15	15	15	15	15	15
RQD [%]	20	20	20	20	20	20	20	20
Espaciamiento [m]	20	15	15	20	20	20	20	15
Longitud de las discontinuidades [m]	6	6	6	6	6	6	6	6
Abertura [mm]	6	6	1	6	2	0	0	0
Rugosidad	1	1	1	1	1	1	1	1
Relleno	6	6	2	6	6	6	6	6
Alteración	5	5	5	5	5	5	5	5
Condición hidrológica	15	15	15	15	15	15	15	15
RMR_{base}	94	89	80	94	90	88	88	83

Tabla 2. Clasificación geomecánica RMR (Ref. [4]) de los afloramientos analizados.

Geological Strenght Index (GSI)

En base a la metodología propuesta por Marinos y Hoek (Ref. [5]), se estimó el valor del índice GSI. El macizo rocoso se encuentra moderadamente fracturado, con discontinuidades ligeramente rugosas, con un bajo grado de alteración y mayormente carentes de relleno, por lo que se le ha asignado un valor de GSI de 70 a 75.

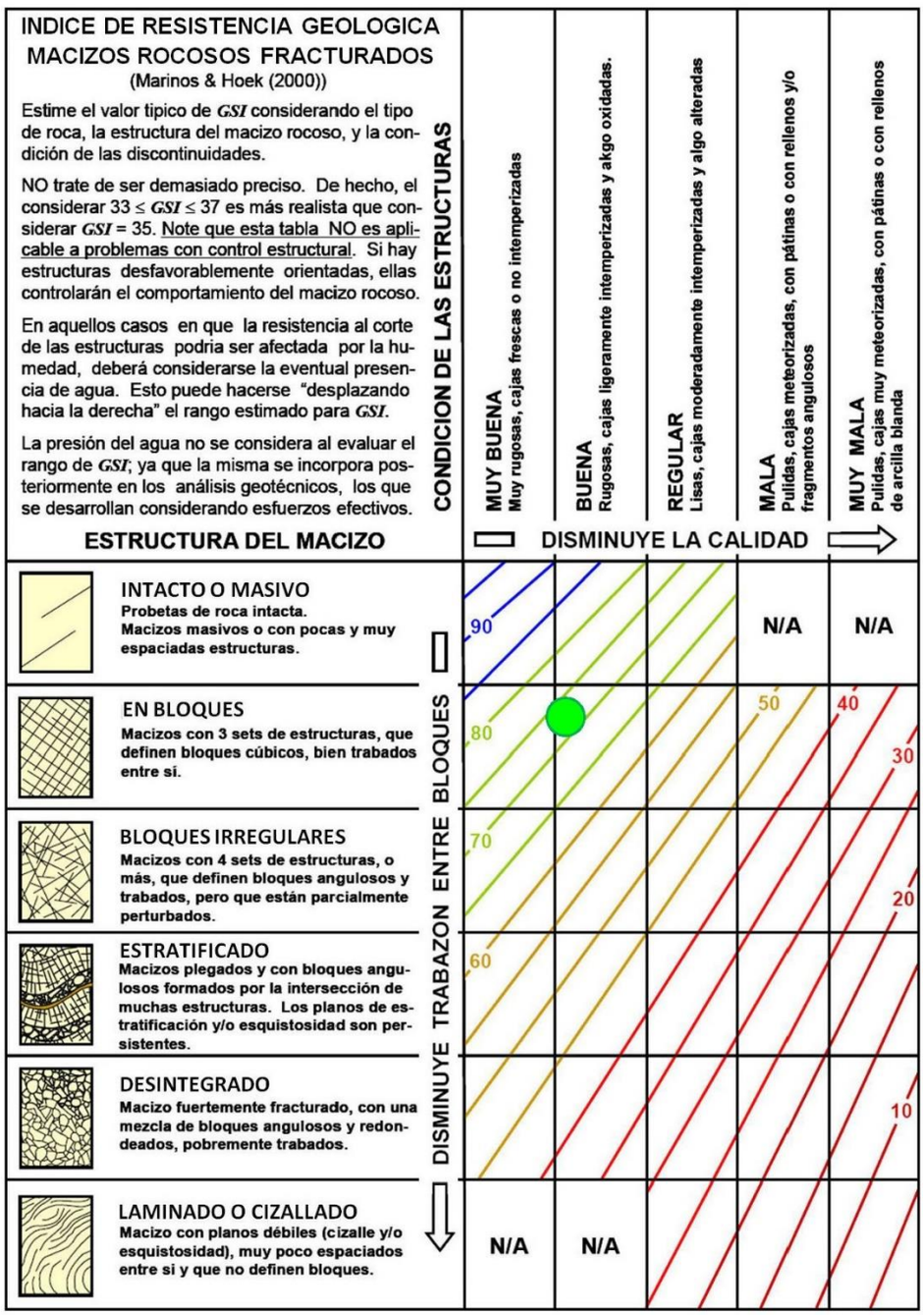


Figura 7. Clasificación geomecánica GSI (Ref. [5]) de los afloramientos analizados.

PARÁMETROS GEOMECÁNICOS

Criterio de Rotura Generalizado de Hoek y Brown

El criterio de rotura propuesto por Hoek y Brown (Ref. [7]) es un criterio empírico de rotura no lineal, válido para evaluar la resistencia de la matriz rocosa isótropa en condiciones triaxiales. En este trabajo se considera al macizo rocoso como isótropo, debido a la configuración de su red de discontinuidades, la naturaleza de la matriz rocosa y la escala de la obra en cuestión.

Resistencia a la compresión simple global del macizo rocoso

La resistencia a la compresión simple global del macizo rocoso (σ_{cm}) se expresa mediante la ecuación propuesta por Hoek et al (Ref. [7]), la cual se basa en la relación de Mohr-Coulomb.

$$\sigma_{cm} = \frac{[m_b+4s-a(m_b-8s)](\frac{m_b}{4}+s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}\,\sigma_{lab} \qquad (1)$$

Ecuación 1. Resistencia a la compresion simple global (Ref. [7]).

Donde σ_{lab} corresponde a la resistencia a la compresión uniaxial calculada en laboratorio, a la cual se asigna un valor de 196 MPa, sobre la base de seis ensayos de compresión simple ejecutados sobre muestras obtenidas a profundidades de entre 1,8 m y 10,3 m, asociadas a las perforaciones SPDV-3 y SPVD-5, sobre la margen derecha del río, en la zona de cierre de la presa (Ref. [11]).
Por su parte, m_b, s y a son constantes del macizo rocoso definidas por las siguientes expresiones:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \qquad (2)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \qquad (3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left[e^{\left(\frac{-GSI}{15}\right)} - e^{\left(\frac{-20}{3}\right)}\right] \qquad (4)$$

Ecuaciones 2, 3 y 4. Cálculo de las constantes m_b, s, y a (Ref. [7]).

Donde m_i es una constante que depende del tipo de material. Se utilizará el valor empírico propuesto por Hoek et al (Ref. [7]), asociado a brechas, m_i = 18. D, es un factor que depende del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de voladuras, excavaciones o relajación de esfuerzos; varía entre 0, para macizos inalterados, y 1, para macizos muy alterados (Ref. [12]). Los afloramientos estudiados se encuentran inalterados, adoptando un valor de D = 0. Como se explica en el apartado anterior, el índice GSI para el macizo rocoso estudiado oscila entre 70 a 75 puntos, por lo que se tomará un valor de GSI=73.
Aplicando la fórmula para el cálculo de la resistencia a la compresión simple global antes mencionada, y teniendo en cuenta todas las consideraciones expresadas anteriormente, obtenemos una resistencia a la compresión simple global para el caso de estudio de 75 MPa.

Resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción es definida por Hoek et al. (Ref. [7]), mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_t = \frac{-s\,\sigma_{lab}}{mb} \qquad (5)$$

Ecuación 5. Resistencia a la tracción (Ref. [7]).

Aplicando la ecuación anterior, se asume un valor de resistencia a la tracción del macizo rocoso de -1,4 MPa.

PARÁMETROS HIDRÁULICOS

Con el fin de analizar la competencia del macizo rocoso ante el impacto del chorro de agua asociado al salto de esquí, se estimó en forma preliminar y conservadora, la presión que ejercería una celda de agua de 1m x 1m x 1m, sobre el macizo rocoso, para luego comparar dicho valor con la resistencia a la compresión simple global y la resistencia a la tracción antes calculadas.
Aplicando el principio de conservación de la energía, se podría asumir que la energía mecánica (Em) será igual en el punto A que en el punto B. En el presente trabajo, se adopta el principio precautorio, despreciando toda fuerza de rozamiento, por lo cual se calculará la energía mecánica en el punto A y se la proyectará al punto B (Figura 8). De esta manera, se asumen valores energéticos mayorados, lo que permite arribar a estimaciones preliminares sobre el grado de erosión del macizo rocoso, volcadas hacia el lado de la seguridad.

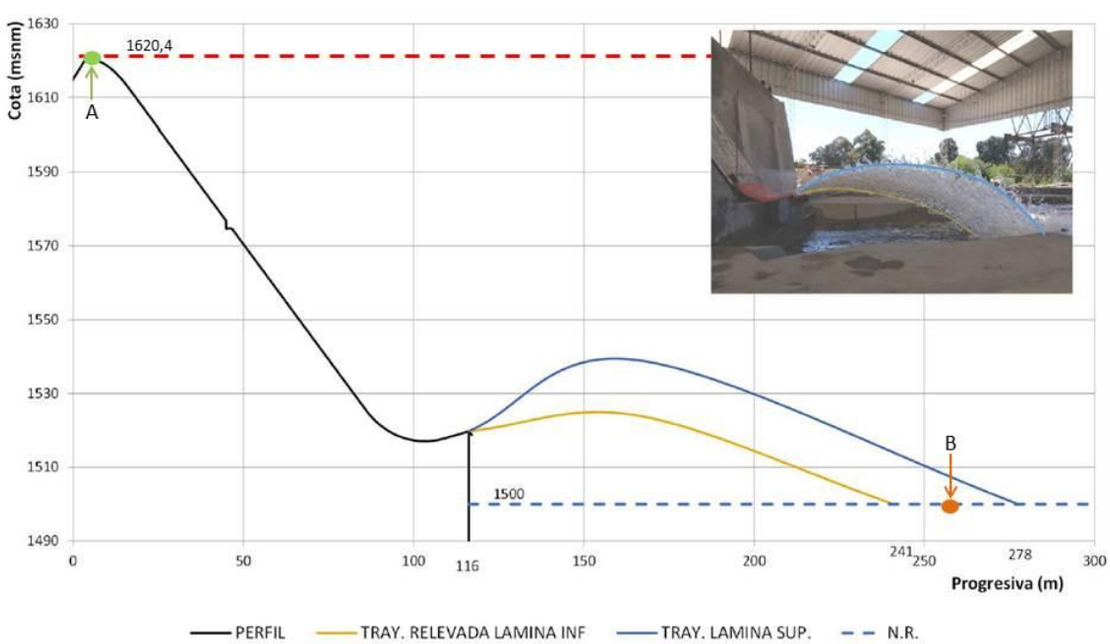


Figura 8. Trayecto del salto de esquí. Modificado de INA (Ref. [13]).

La energía mecánica en un punto se define como la sumatoria de la energía cinética y la potencial en dicho punto, con respecto a un plano de comparación. A continuación, se desarrolla la ecuación de la energía mecánica correspondiente al punto A, donde m es la masa, v la velocidad, g la aceleración gravitatoria y h la altura del punto considerado con respecto al plano de referencia (Ecuación 6).

$$Em = \frac{1}{2}mv^2 + mgh \quad (6)$$

Ecuación 6. Cálculo de la energía mecánica

La masa en el punto A se determinó a partir de la relación con la densidad (δ_{h2o}) y el volumen (Vol) del agua. Para el presente caso de estudio, se considera una celda con un volumen de 1 m^3 y una densidad del agua es de 997 kg/m^3. La masa asociada a la celda es de 997 kg.
La estructura del vertedero está compuesta por 3 vanos de 9,5 m de ancho por 11,7 m de alto cada uno (Ref. [3]). La velocidad de escurrimiento se halló a partir de la relación del caudal de diseño (Q) y la sección vertedora (A) (Ecuación 7). El caudal de diseño corresponde al caudal máximo erogado, 2.060 m^3/s ((Ref. [3]), el cual se distribuye en 687 m^3/s para cada vano. La sección de escurrimiento en cada vano, se calcula mediante el producto del ancho libre del vano por el tirante hidráulico correspondiente al paso de la crecida de diseño, arrojando un valor de 111,2 m^2. Finalmente, la velocidad del agua es de 6,2 m/s.

$$v = Q/A \quad (7)$$

Ecuación 7. Cálculo de la velocidad del agua fluyendo por el vertedero.

Adoptando el nivel del punto B como plano de comparación, la altura del punto A se determinó a partir de la diferencia de cotas entre el punto A (nivel de cresta del vertedero) y el punto B (zona de impacto del salto de esquí) (Figura 8). Dichas cotas fueron informadas por INA (Ref. [2]). La altura corresponde a 120,4 m. Por su parte la aceleración gravitatoria se la consideró como 9,8 m/s^2.
Aplicando a la Ecuación 6 todas las variables anteriormente detalladas, se obtiene que la Em^A es de 1,2 MJ o 1,2 MNm. Por principio de conservación de la energía la Em^B es igual a 1,2 MNm.
La energía mecánica es equivalente al trabajo de la fuerza (F) al desplazarse una distancia unitaria. Por lo tanto, la fuerza se puede determinar como la energía sobre la distancia. En el caso de estudio, la fuerza se considera distribuida uniformemente en una celda unitaria, arrojando un valor de 1,2 MN, por lo que se asume una presión ejercida sobre el macizo rocoso de 1,2 MN/m^2, o 1,2 MPa.

DISCUSIÓN

El valor de la acción ejercida por el agua sobre el macizo rocoso, de 1,2 MPa, es marcadamente inferior a la resistencia a la compresión del macizo rocoso (75 MPa), y levemente inferior a su resistencia a la tracción (1,4 MPa), por lo que no se esperan erosiones significativas durante la operación del salto de esquí, más allá del primer metro de espesor del macizo.
Por su parte, la estructura del salto de esquí prevé la colocación de tres deflectores, ubicados en cada uno de los vanos. Según Pardo Gómez (Ref [14]), este tipo de estructura disminuye la energía en un 30% respecto a las rápidas sin deflectores.
Si se considera a su vez la fuerza de rozamiento del agua con la rápida y con el aire, se pude afirmar que el valor final de la acción ejercida por el chorro de agua sobre el macizo rocoso será sensiblemente menor a la aquí analizada.
Por estos motivos, podría esperarse algún desprendimiento aislado de bloques de roca durante las primeras evacuaciones del vertedero, pero no una erosión generalizada.

CONCLUSIONES

- El macizo rocoso sobre la cual se fundará la presa y sus obras complementarias es una brecha volcánica bien consolidada, de elevada resistencia, tanto a la compresión como a la tracción.
- Mediante la clasificación geomecánica RMR, propuesta por Bieniawski (Ref. [4]), se analizaron las familias de discontinuidades, y se determinó que el macizo rocoso presenta una calidad muy buena, considerado como de clase I.
- Las discontinuidades principales presentes en el macizo se agrupan en 4 familias, de las cuales tres son subverticales y una subhorizontal. La persistencia de estas estructuras es variable, presentando por sectores una continuidad de unos pocos metros, mientras que algunas se desarrollan a lo largo de cientos de metros.
- El sector con presencia de derrubio sobre la margen derecha, presenta un espesor de cobertura de 1 a 3 metros, en coincidencia con el volumen excavado mediante voladuras, por debajo de los cuales se emplaza el macizo rocoso no erosionable.
- Se ha identificado la presencia de un posible paleocauce sobre la margen izquierda, en el eje de la presa, el cual se recomienda estudiar en una próxima etapa, por medio de calicatas mecánicas y/o tomografías eléctricas, a fin de determinar la profundidad y el volumen de material de cobertura, así como estimar su permeabilidad.
- Respecto al impacto del salto de esquí del vertedero, se considera que el macizo rocoso es competente y no sufriría erosión significativa más allá del primer metro de profundidad, debido a que la acción que ejercería el chorro de agua es inferior a la resistencia a la compresión y la resistencia a la tracción del macizo.
- El diseño previsto para el vertedero asegura una significativa pérdida de energía del chorro de agua, lo que favorece aún más la seguridad del macizo rocoso, minimizando las potenciales erosiones localizadas.
- Se recomienda estudiar en detalle la estabilidad del talud en la zona de fundación de la central y el canal de restitución, a fin de cuantificar los sostenimientos, en base a la disposición de las discontinuidades presentes.

REFERENCIAS

- [1] UTE (INGETEC – INCONAS – LANDE). Informe con resultados de estudios básicos. Documento Nº PV-IC-008. Revisión final. 2011 (Inédito), Mendoza.
- [2] Instituto Nacional del Agua (INA). Laboratorio de Hidráulica. Presa Portezuelo del Viento provincia de Mendoza, Modelo físico de las obras de descarga. Adelanto de información 01. Análisis preliminar del funcionamiento del vertedero. Documento PPdelV-MF-ADI-01. 2018 (inédito), Buenos Aires.
- [3] Instituto Nacional del Agua (INA). Laboratorio de Hidráulica. Modelo físico Portezuelo del Viento, provincia de Mendoza. Modelo físico de las obras de descarga. Informe de optimización inicial de la obra de alivio. Documento PPdelV-MF-INF-03-Informe de Optimización. 2019 (Inédito), Buenos Aires
- [4] Bieniawski, Z. *Engineering rock mass classification: A complete manual for engineers and geologist in mining, civil and petroleum engineering*. Wiley - Interscience. 1989, 251 pp.
- [5] Marinos, P. y E. Hoek. GSI: A geologically friendly tool for rock mass strenght estimation. Proceedings of the GeoEng2000, International Conference on Geotechnical Engineering, 2000: 1422-1446. Melbourne.

- [6] ISRM (International Society for Rock Mechanics). Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. ISRM Suggested methods. Ed. E.T. Brown, 1981, Reino Unido.
- [7] Hoek, E., Carranza Torres, C., y Corkum, B. Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition. Mining and Tunnelling Innovation and Opportunity. Proceedings of the V° North American Rock Mechanics Symposium, 2000 (1): 267-273, Canadá.
- [8] Nullo, F E., Stephens, G., Combina, A., Dimieri, L., Baldauf, P., Bouza, P., Zanettini, J C M., y Leanza, H. Hoja Geológica 3569-III/3572-IV. Malargüe (1:250.000). Provincia de Mendoza. Programa Nacional de Cartas Geológicas de la República Argentina. Servicio Geológico Minero Argentino. Instituto de geología y recursos minerales. Boletín Nº 346, 2005, Buenos Aires.
- [9] Palmström, A. Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD). Tunnels and Underground Space Technology, 20, 2005: 362-377.
- [10] UTE (INGETEC – INCONAS – LANDE). Aprovechamiento integral del Río Grande presa y central hidroeléctrica Portezuelo del Viento. Proyecto licitatorio. Planimetría general de las Obras. Documento PE-PSA-GEN-002, plano Nº 90, 2012, (Inédito), Mendoza.
- [11] UTE (INGETEC – INCONAS – LANDE). Geotecnia del macizo rocoso del emplazamiento del proyecto hidroeléctrico Portezuelo del Viento. Documento Nº PV-IT-063. Revisión Final, 2010, (Inédito), Mendoza.
- [12] Hoek, E, Diederichs, M.S., Empirical estimation of rock mass modulus, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. 2006.
- [13] Instituto Nacional del Agua (INA). Laboratorio de Hidráulica. Modelo físico Portezuelo del Viento, provincia de Mendoza. Modelo físico de las obras de descarga. Análisis preliminar del funcionamiento del vertedero. Documento PPdelV-MF-ADI-01-V0. Adelanto de información 01. P.39. 2018 (Inédito), Buenos Aires
- [14] Pardo Gómez, R. Disipadores de energía - parte VII: trampolín o salto en esquí. Ingeniería Hidráulica y Ambiental, VOL. XL, No. 2, 2019: 10-24.

Análisis de Los Efectos Del Desembalse Rápido de Presas Mediante Un Análisis Probabilístico

T.F.P Sousa, A.L.B. Cavalcante y L.C.S.M. Ozelim

Thiagofreitas.civil@gmail.com; abrasil@unb.br; ozelim@unb.br
Universidad de Brasília

RESUMEN: Los taludes son elementos de ingeniería de gran importancia y están presentes en los más diversos tipos de proyectos geotécnicos. Estos proyectos contemplan muchas inexactitudes e incertidumbres. Las incertidumbres surgen debido a la gran variabilidad de los materiales, sumada a la insuficiencia de datos representativos, las dificultades de los ensayos y la dificultad de obtener un modelo fiel al problema real. Aunque el indicador utilizado para medir la seguridad del diseño de taludes sea el factor de seguridad, es necesario incorporar tales incertidumbres en las consideraciones de diseño. En este sentido, aparece el análisis probabilístico, cuyo uso se ha expandido en el entorno profesional. Este enfoque tiene como objetivo evaluar la probabilidad de falla, que en estabilidad de taludes es la probabilidad de que el factor de seguridad tenga un valor menor o igual a uno. Asociado al enfoque probabilístico, un factor muy importante que considerar en el análisis de estabilidad de la presa es, su seguridad en condiciones de desembalse rápido. Por lo tanto, esta investigación tiene como objetivo combinar el análisis de estabilidad durante esta condición extrema de operación con un enfoque probabilístico utilizando el Método Monte Carlo. Para ilustrar la metodología, una presa teórica fue estudiada. Los resultados muestran que, durante el desembalse rápido, el factor de seguridad promedio disminuye casi 16%, mientras que la probabilidad de falla aumenta casi 118%. Así, es importante reconocer el efecto desproporcional que condiciones críticas de operación de las presas tienen sobre sus indicadores de seguridad.

Palabras clave: ESTABILIDAD – TALUD – MONTE CARLO – ANÁLISIS PROBABILÍSTICO – DESEMBALSE RÁPIDO

1 INTRODUCCIÓN

1.1 *Aspectos generales sobre las presas*

Las presas se pueden clasificar en dos grandes grupos según el propósito para el que se construyen: regularización y contención. Dependiendo del propósito específico de la regularización, se puede buscar aumentar el volumen de un rio, elevar su nivel del agua o simplemente crear lagos. El aumento en el volumen de agua se utiliza con fines de abastecimiento industriales o domésticos y de riego. El aumento del nivel del agua, es decir, el aumento de la diferencia de los niveles antes y después de la presa, está destinado a la generación de energía eléctrica y al mejoramiento de las condiciones de navegación fluvial. La creación de lagos se utiliza para el turismo.

Las presas de contención, en el caso de retención de agua, tienen la función de amortiguar el flujo en casos de crecida para evitar inundaciones aguas abajo. Sin embargo, si el objetivo es la retención de carga sólida o mixta, buscan evitar que los sedimentos dañen el lecho de los cursos de agua aguas abajo, tanto físicamente por sedimentación, como químicamente cuando los materiales retenidos contienen carga tóxica o contaminantes [1].

También se pueden clasificar según el tipo de material de construcción utilizado. Otros autores afirman que se puede hacer una clasificación inicial en dos grupos genéricos [2]: presas de vertedero, que se construyen con tierra y / o roca, cuyas inclinaciones de las caras aguas arriba y aguas abajo son similares y de ángulo moderado, proporcionando una amplia sección y un alto volumen de construcción en relación a la altura; y presas de hormigón, que se construyen con hormigón macizo y cuyas vertientes de cara son diferentes, generalmente empinadas aguas abajo y casi verticales aguas arriba, con perfiles relativamente delgados, según el tipo.

La literatura indica [3] que los deslizamientos de taludes de presas se producen debido a que el peso de la masa de suelo es mayor que su propia resistencia a cortante en una superficie de corte y suelen considerarse divididas en tres tipos principales: las fallas al final de la construcción, las fallas durante la operación y las fallas luego de un desembalse rápido. Todas las fallas de importancia reportadas por deslizamientos del talud aguas arriba han ocurrido como consecuencia de un desembalse rápido y, aunque no han causado el colapso de la presa o la pérdida de agua en el almacenamiento, sí provocan situaciones de peligro al tapar conductos y galerías. Así, el estudio del efecto que un desembalse rápido tiene en la seguridad de las presas se muestra como importante.

1.2 *Incertidumbres, Riesgo y la Probabilidad de Falla*

Independientemente del tipo, todos los proyectos de presas contemplan muchas inexactitudes e incertidumbres. Las incertidumbres surgen debido a la gran variabilidad de los materiales, sumada a la insuficiencia de datos representativos, las dificultades de los ensayos y la dificultad de obtener un modelo fiel al problema real.

Los suelos y las rocas se encuentran entre los materiales de ingeniería sujetos a mayor variabilidad, los cuales son altamente susceptibles al tratamiento probabilístico [4].

Las estimaciones de propiedades implican una serie de incertidumbres que surgen de cada etapa del proceso de investigación de materiales geotécnicos. Según Phoon y Kulhawy [5], estas incertidumbres están implícitas en la naturaleza del suelo, en las pruebas de campo, en la elección y en la transformación en un modelo que represente el problema real y en la estimación de los parámetros, como se muestra en la Figura 1.

Cuando incertidumbres están presentes, el concepto de riesgo se muestra importante para cuantificar la adecuación de un proyecto. Según la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica [6], el riesgo es la probabilidad y gravedad de un efecto adverso sobre, la vida, la salud, la propiedad o el medio ambiente. Así, se puede notar que la severidad de las consecuencias contribuye de

manera decisiva al riesgo de construcción de un proyecto. Entonces es posible cuantificar el valor de este riesgo cuantitativamente como el desempeño combinado con el valor de pérdida potencial, esto es representado por Einstein [7] como:

Riesgo = R = P (Rendimiento) × Potencial de pérdida (1)

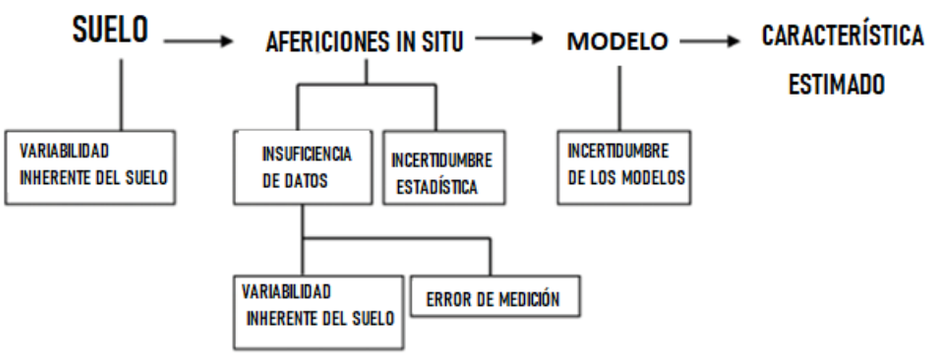


Figura 1. Incertidumbres en la estimación de propiedades del suelo (modificado de [5])

Cuando se puede asumir que el desempeño se mide por la probabilidad de falla y que el potencial de pérdidas es representable por las consecuencias, la ecuación (1) se reescribe como:

Riesgo = R = Probabilidad de falla × Costo de las consecuencias (2)

La falla del talud se define como la obtención de un factor de seguridad menor que uno, que es el factor de seguridad crítico a superar para garantizar la estabilidad. Sin embargo, incluso al calcular el factor de seguridad con un valor superior a 1, independientemente del valor que se encuentre, siempre existe alguna posibilidad de falla [8]. Así, la probabilidad de falla se puede entender como:

P_f _taludes = P (FS <1) (3)

El factor de seguridad deja de ser un valor fijo y comienza a analizarse como una distribución probabilística (obtenida mediante un método probabilístico). La probabilidad de falla corresponde al área bajo la curva de probabilidad hasta el valor FS igual a 1, como se muestra en la Figura 2.
Tener el mayor factor de seguridad y la menor probabilidad de falla no son necesariamente verdades mutuas. Este hecho se puede ejemplificar en la Figura 3, donde dos taludes ficticios, con diferentes factores de seguridad medios y desviaciones estándar, tienen diferentes probabilidades de falla. Se puede observar que, aunque el talud A tenga un factor de seguridad medio mayor que el del talud B, él también tiene una mayor desviación estándar (indicando una mayor dispersión de los valores en relación a la media) y una mayor área bajo la curva hasta el factor de seguridad igual a uno, indicando una mayor probabilidad de falla en relación al B.
Considerando los hechos discutidos, esta investigación tiene como objetivo combinar el análisis de estabilidad durante un desembalse rápido con un enfoque probabilístico utilizando el Método Monte Carlo para calcular la probabilidad de falla. Para ilustrar la metodología, una presa teórica va a ser estudiada.

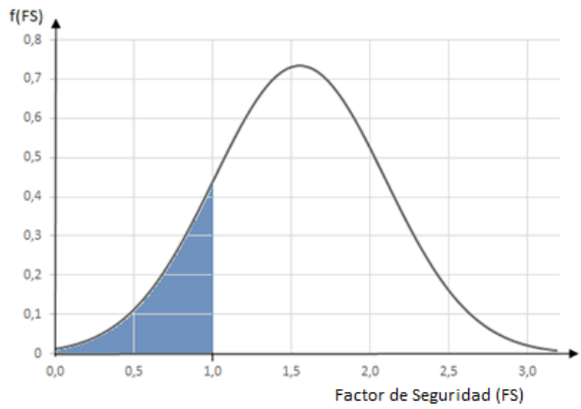


Figura 2. Distribución probabilística del factor de seguridad y el concepto de probabilidad de falla (Autoría propia)

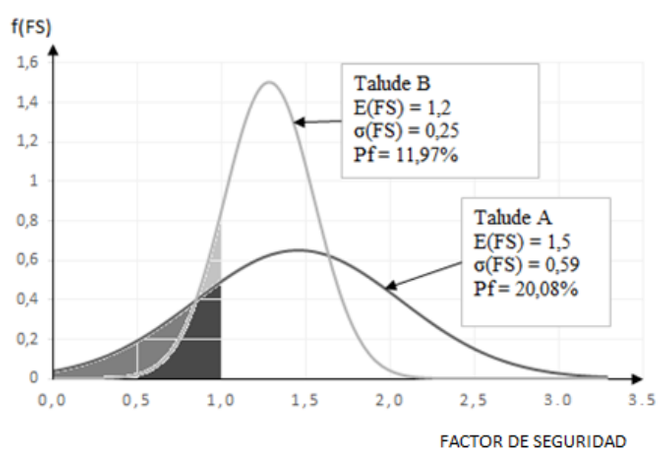


Figura 3. Comparación de la probabilidad de falla en dos taludes con diferente FS promedio.

2 METODOLOGÍA Y ESTUDIO DE CASO

Como ya discutido, asociado al enfoque probabilístico, un factor muy importante a considerar en el análisis de estabilidad de la presa es su seguridad en condiciones de desembalse rápido. El análisis de estabilidad durante esta condición extrema de operación es importante. Así, para demostrar los efectos de esta condición de operación crítica, una presa teórica será estudiada.

2.1 *Geometría de la presa*

Como muestra la Figura 4, la presa estudiada está compuesta por 3 materiales distintos:

- Escombros: en verde;
- Arcilla: en amarillo;
- Arena compacta en la zona del filtro: en amarillo oscuro.

La presa tiene 40 metros de altura, con un borde libre de 5 metros. La cimentación termina a una altura de 960 metros sobre el nivel del mar. La Figura 4 demuestra además que, hasta llegar a la pequeña roca sana y fracturada (azul), hay un lecho de roca muy fracturada de 20 metros de espesor (verde claro).

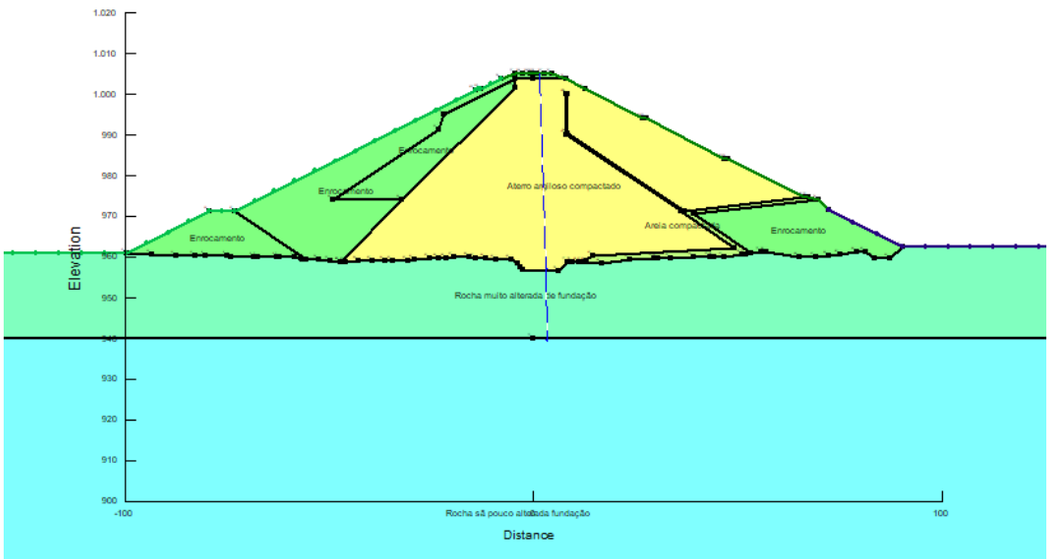


Figura 4. Geometría de la presa

Para definir las redes de flujo, se adoptaron los siguientes parámetros teóricos:

• Arena compacta: k = 1 m / s;
• Escombros: k = 10 m / s;
• Roca muy fracturada: k = 0,5 m / s;
• Roca poco fracturada: k = 0,005 m / s;
• Arcilla del núcleo: Se consideró la permeabilidad variable con la humedad. Lo que es más real, dada la naturaleza del material. Los datos utilizados para obtener la curva característica y la función de conductividad hidráulica están en la Figura 5.

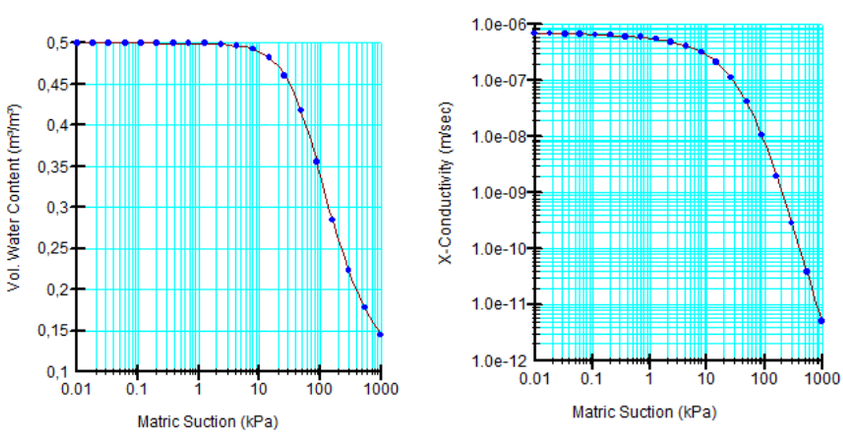


Figura 5. Curva característica (izquierda) y función de conductividad hidráulica (derecha) para la arcilla.

Una vez establecido el nivel freático durante el caudal o el flujo permanente, fueron adoptados los parámetros con los que se analizó la variación del nivel piezométrico y el grado de saturación del núcleo arcilloso con el descenso del embalse aguas arriba de la presa.
Como es sabido, la velocidad de este descenso en una presa depende de varios factores: caudal máximo del aliviadero, caudal a través de las turbinas, caudal de las compuertas de fondo y otros.
Para la presa estudiada, se adoptó, con base en estudios hidráulicos, que el tiempo más rápido posible para bajar el embalse sería en diez días. El descenso se realizó desde el nivel máximo del embalse: 1000,4m hasta el nivel mínimo de 970m. Es decir, un descenso de 30 m. Así, el embalse pasaría de una profundidad de 40 m a 10 m.
Para todos los análisis de estabilidad de taludes, tanto aguas arriba como aguas abajo, se utilizó la metodología Morgestern-Price con la elección de cortes en base a una cuadrícula especificada y con el radio determinado.
Con esta propuesta, con el fin de obtener la mayor probabilidad de falla posible, lo que se hizo fue permitir sacar los valores de los parámetros que estuvieran distantes de la media hasta 8 desviaciones estándar. Sin embargo, solo valores positivos, ya que no hay un sentido físico para los valores negativos.
Como el deslizamiento ocurre por falla a cortante, pensando en la resistencia de Mohr-Columb, los parámetros que podrían cambiar serian la cohesión y el ángulo de fricción. Un análisis expedito indica que la rotura se observa, en el caso estudiado, con material con cohesión admitida como nula (escombro). Así, solo se cambió el valor del ángulo de fricción de los escombros.
En la Figura 5 se puede ver el offset del ángulo de fricción. El valor medio es de 40 grados. Los valores utilizados por el software son de la suma del offset y del valor medio.

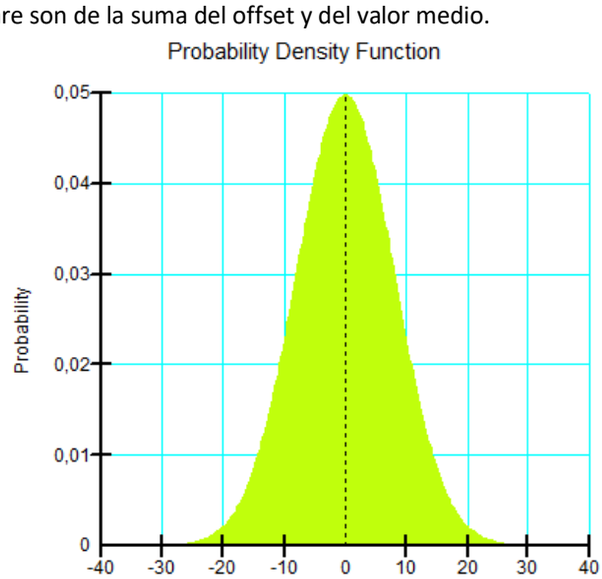


Figura 5. Función de densidad de probabilidad del offset del ángulo de fricción utilizado en los análisis realizados.

3 RESULTADOS Y ANÁLISIS

En este contexto, la Figura 6 muestra cómo se desarrolla el caudal en la presa en régimen de operación permanente: es decir, considerando que el embalse permanece ininterrumpidamente en el nivel máximo del embalse. La Figura 6 también muestra cómo se desarrollan las tensiones totales dentro dela presa, considerando la carga de agua en el embalse.

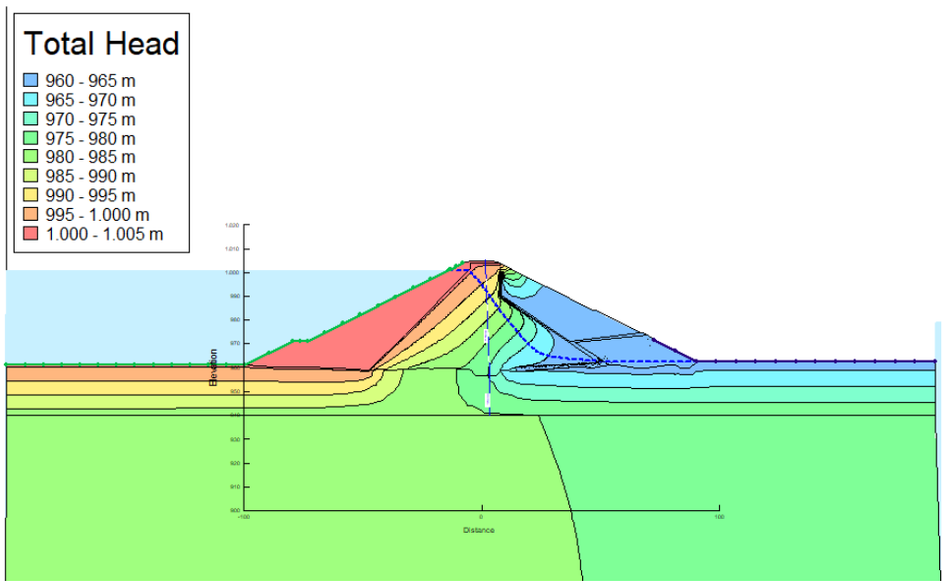


Figura 6. Régimen permanente de la presa en funcionamiento

Con el fin de reducir el número de análisis, los análisis probabilísticos se realizaron con un embalse lleno (inicio de la reducción), un tercio de la cota ya rebajada (3,33 días después del inicio de la reducción), dos tercios de la cota ya rebajada (6,66 días después del inicio de la reducción) y después en la cota mínima (después de los 10 días de reducción).
Los resultados de la disminución de los valores de seguridad durante el desembalse se pueden ver en la Figura 7. En la Figura, además de los valores calculados con el análisis probabilístico, otros fueron calculados deterministamente con los valores medios.

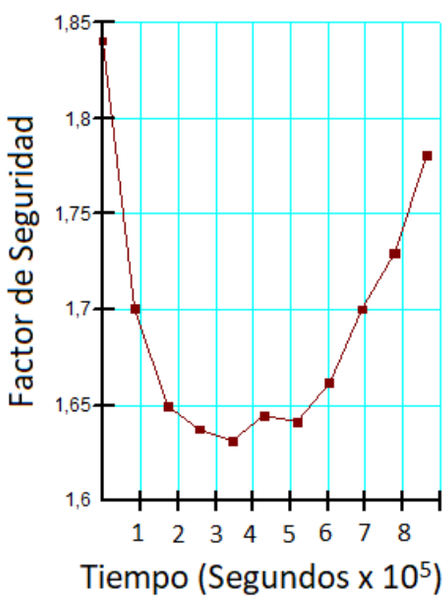


Figura 7. Variación del factor de seguridad durante el descenso del embalse.

La Figura 7 indica que es posible percibir un valor de Factor de Seguridad crítico, que es el valor más bajo a lo largo del tiempo. Es importante señalar que este valor no está en el último día de descenso, porque lo que más importa es tener una zona susceptible de rotura, sin el peso del agua que sería un efecto contrario a la rotura, pero aún con grandes presiones neutras.
Cabe señalar, además, que a pesar de que el descenso rápido es un fenómeno muy crítico para la seguridad de la presa, el talud analizado no se rompería bajo este fenómeno frente a lo establecido por los manuales de seguridad de presas, que solicitan un Factor de Seguridad mayor a 1 para presas que tengan un posible desembalse rápido. Estos valores de FS en la Figura 7 están definidos para la velocidad de descenso determinada en la metodología, para la cual se baja de la cota máxima a la cota mínima en diez días. Obviamente, cuanto más rápido se permitiera descender el depósito, más crítica sería la condición de estabilidad del talud.
La Tabla 1 muestra un resumen de los informes emitidos después de los análisis de Monte Carlo en las 100,000 iteraciones para cada escenario de análisis.

Tabla 1. Resumen de los informes de los análisis de estabilidad realizados

Cota de embalse	FS Medio	Mínimo FS calculado	Máximo FS Calculado	desviación estándar	Probabilidad de falla estimada
Maximorum	1,9	0,1	7,2	0,557	2,32%
2/3 cota máxima	1,6	0,1	10,2	0,502	5,05%
1/3 cota máxima	1,7	0,1	10,5	0,513	4,53%
cota mínima	1,8	0,1	6,5	0,507	4,75%

Con los valores presentados en la Tabla 1, uno puede tener la percepción de que la influencia de la reducción rápida es mucho más significativa en la probabilidad de falla que en el Factor de Seguridad. Aunque este fenómeno sea crítico y provoque una gran reducción en el valor de FS, la sensibilidad en términos de probabilidad de falla es más notoria ya que ella se duplica a lo largo del desembalse. Estos valores demuestran que un análisis probabilístico es esencial para complementar el enfoque determinista cuando la presa está sujeta a reducciones rápidas en el nivel del embalse.

4 CONCLUSIONES

Teóricamente, al considerar el desembalse instantáneo y gradual, cuando el descenso del nivel del agua se considera inmediato, no se toma en cuenta la disipación de la presión neutra y se calcula como si ya no existía la acción del embalse contraria al movimiento deslizante del talud. De manera más realista, al inicio del descenso gradual, el factor de seguridad es mayor y disminuye progresivamente hasta el momento en que el depósito alcanza su nivel mínimo, normalmente definido por la toma de agua. Esto se debe a la disipación gradual de la presión neutra y a la pérdida de la fuerza estabilizadora del agua en el embalse. Cuando el desembalse es rápido, la presión neutra no se disipa en la misma velocidad, lo que disminuye la resistencia a cortante y el factor de seguridad.

En este trabajo, se demuestra la importancia de abordar la estabilidad de los taludes de manera probabilística cuando son sometidos a desembalse rápido. Un estudio para una presa teórica indica que durante este tipo de operación crítica de la presa, la disminución en los valores del FS puede no ser significativos para activar un plan de evacuación o un nivel de alerta por rotura. Sin embargo, a nivel gerencial, el análisis probabilístico permite una mejor evaluación de los criterios de minimización de riesgos. Los resultados muestran que, durante el desembalse rápido, el factor de seguridad medio disminuye casi 16%, mientras que la probabilidad de falla aumenta casi 118%. Así, es importante reconocer el efecto desproporcional que condiciones críticas de operación de las presas tienen sobre sus indicadores de seguridad.

5 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo brindado por las siguientes instituciones para la financiación de esta investigación: Consejo Nacional de Desarrollo Científico y Tecnológico - Brasil (Beca CNPq 304721 / 2017-4), Fundación de Apoyo a la Investigación del Distrito Federal – Brasil (Becas FAP-DF 0193.001563 / 2017 y 0193.002014 / 2017-68), Coordinación de Perfeccionamiento del Personal de Nivel Superior - Brasil (CAPES), Compañía Energética de Brasilia - CEB (PD-05160-1904/2019, CT 782/2019 - Software AINOA - Sistema de Monitoreo de Patologías Internas en Presas de Tierra y Enrocado basado en Inteligencia Artificial e Internet de las Cosas: Caso de Estudio de la Presa Paranoá) y Universidad de Brasilia (UnB).

6 REFERENCIAS

[1] COSTA, WALTER DUARTE. GEOLOGIA DE BARRAGENS. OFICINA DE TEXTOS, SÃO PAULO, 2012.

[2] NOVAK P., MOFFAT, A.I.B., NALLURI, C., NARAYANAN. HYDRAULIC STRUCTURES. 4 ED., TAYLOR & FRANCIS, OXON, 2017.

[3] BERENGUER, I. F., TRISTÁ, J. G. & H A R A M B O U R E, Y. G. (2020) ESTABILIDAD DE TALUDES DURANTE UN DESEMBALSE RÁPIDO EN PRESAS DE TIERRA CON SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS. INGENIARIA Y DESARROLLO, 38(1): 15-31.

[4] GRIFFITHS, D. V. E GORDON, A. F. (2007). PROBABILISTIC METHODS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING. INTERNATIONAL CENTRE FOR MECHANICAL SCIENCES, COURSES AND LECTURES, NO. 491, SPRINGER WIEN NEW YORK, 126 P.

[5] PHOON, K. K., KULHAWY, F. H. & GRIGORIU, M. D. (2003). MULTIPLE RESISTANCE FACTOR DESIGN FOR SHALLOW TRANSMISSION LINE STRUCTURES FOUNDATIONS. JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, 129 (9): 807-818.

[6] INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING (2004). GLOSSARY OF RISK ASSESSMENT TERMS. DISPONÍVEL EM: HTTP://ENGMATH.DAL.CA/TC32/2004GLOSSARY_DRAFT1,PDF. (ACESSADO EM MAIO DE 2017).

[7] EINSTEIN, H. H. (1996). RISK AND RISK ANALYSIS IN ROCK ENGINEERING. TUNNELLING AND UNDERGROUND SPACE TECHNOLOGY, 11 (2): 141–155

[8] SAHIS, M. K. E BISWAS, P. P. (2017). COMPARATIVE DETERMINISTIC AND PROBABILISTIC ANALYSIS OF TWO UNSATURATED SOIL SLOPE MODELS AFTER RAINFALL INFILTRATION. JORDAN JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, 11 (1), P. 7.

Análisis de estabilidad de un talud rocoso mediante el criterio de Hoek & Brown considerando un mecanismo de falla no circular

F. García y Adriana de la R.

francisco_50@hotmail.com; adrianadelar@hotmail.com
Tecnología y Sistemas, S.A.

RESUMEN. Una problemática en la estabilidad de taludes en macizos rocosos en donde se presenta un mecanismo de falla circular es que dentro de su solución consideran el criterio de rotura lineal de Mohr – Coulomb y, en ciertos casos, el criterio empírico de rotura no lineal de Hoek & Brown, generalmente anteponiendo la ley de fluencia asociada. La obtención de un Factor de Seguridad (FS) a través de un método determinístico en donde se toman en cuenta condiciones que afectan directamente a la estabilidad, queda sobreestimada cuando se hace uso de la hipótesis de la ley de fluencia asociada bajo un criterio de rotura tanto lineal, como no lineal. En este trabajo se presenta la evaluación de estabilidad considerando diferentes pendientes, así como bermas para disminuir el potencial círculo de falla y la determinación de soporte mediante anclajes de fricción, se exponen los resultados con la finalidad de establecer diferencias entre sus comportamientos. Finalmente, a través del uso de modelos numéricos, enfocados a reproducir los desplazamientos del macizo rocoso, se presenta gráficamente la variación de las deformaciones obtenidas a partir de cada una de las propuestas de estabilización planteadas, permitiéndonos concluir de manera general y particular el caso expuesto.

Palabras clave: Talud – Falla No Circular – Hoek & Brown – Factor de seguridad

1.INTRODUCCIÓN

La construcción de infraestructura carretera representa un eje vertical en el desarrollo de la sociedad, se presenta como un recurso imprescindible para la economía y el bienestar social. Los cortes carreteros que forman parte de esta infraestructura, así como los análisis de estabilidad toman una importancia de primer orden en las obras ingenieriles. Los factores asociados a la inestabilidad de cortes carreteros son: la geometría del corte, la geomorfología local y regional, la litología y las propiedades de esta, las estructuras, las características de las discontinuidades Ref. [1].

Previo a la etapa de construcción de la autopista en estudio, se ejecutó una campaña para la revisión y evaluación de la estabilidad de todos los taludes que lo conforman Ref. [2],en donde resalto la relevancia de la existencia del mecanismo de falla de tipo Circular y No Circular que varios cortes presentaron, este último por las características y condiciones de los materiales, principalmente del macizo rocoso; presentándose la problemática en la determinación de los parámetros de resistencia.

La funcionalidad de los criterios o modelos constitutivos existentes dentro de la Geotecnia y que son aplicables en campo, dentro de ellos los empleados en este trabajo; Barton y Bandis, y Hoek-Brown, fueron los que mejor se adecuaron a las solicitaciones exigidas para la simulación de las condiciones reales del corte, presentándose las mejores aproximaciones de resultados en cada uno de los criterios utilizados.

2.GENERALIDADES DEL SITIO Y DEL PROYECTO

2.1 Antecedentes

El estado de Oaxaca, al sureste de la República Mexicana con 93,952 Km^2 de superficie Ref. [3] ocupa el quinto lugar respecto a su extensión territorial, es uno de los estados con mayor actividad turística y

comercial, esta última relacionada en gran medida por la presencia de puertos comerciales como el de Salina Cruz.

La construcción de la Autopista Mitla-Tehuantepec inició en 1999, proyectada con 288 kilómetros que unirán la Ciudad de Oaxaca capital con el Istmo de Tehuantepec y el puerto de Salina Cruz, reduciendo a la mitad el tiempo de traslado entre ambos puntos. La Autopista se encuentra sobre el margen del Río Tehuantepec que consta de 240 km de longitud. En el tramo Santa María Albarradas-Santiago Lachiguiri que se encuentra actualmente en construcción se han detectado cortes con susceptibilidad a falla que requieren un análisis de estabilidad para dictaminar los tratamientos necesarios para el correcto funcionamiento de la Autopista.

2.2 Localización del sitio

La zona de estudio se ubica al sureste del estado de Oaxaca, en las coordenadas 16°42'36.99"N, 95°41'53.71"O a 371 m.s.n.m., dentro del municipio de Nejapa de Madero, entre las poblaciones de Agua Blanca y San Juan Lachixila. Ver Fig. 1.

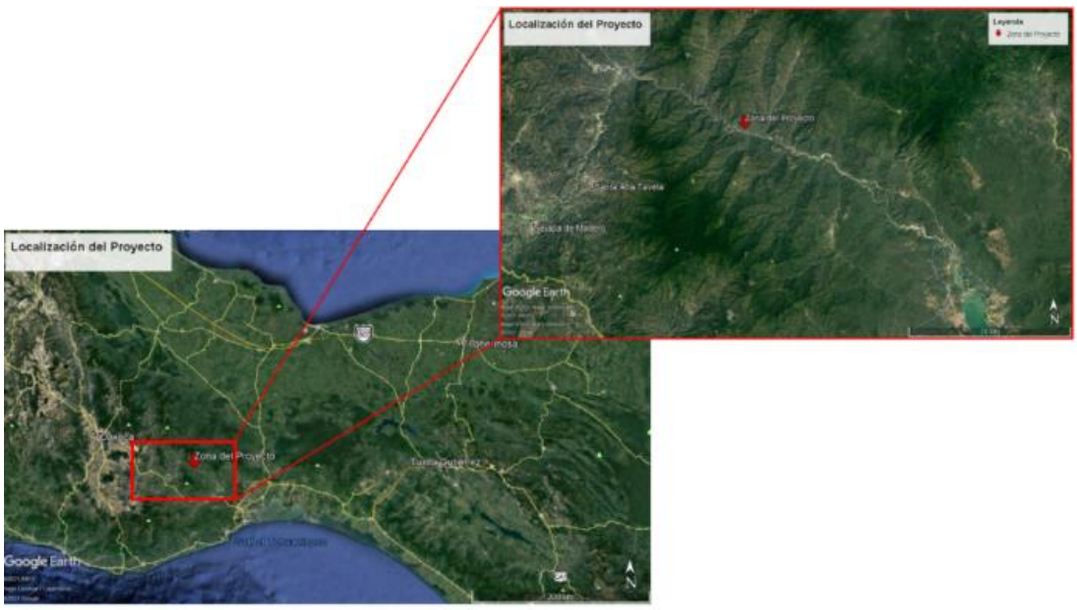


Figura 1. Localización del proyecto

Se encuentra en la provincia fisiográfica de la Sierra Madre del Sur que se extiende desde Punta Mita en Nayarit hasta el Istmo de Tehuantepec en Oaxaca, es considerada la región más compleja y menos conocida de México, debido a que sus rasgos son consecuencia de la interacción de la Placa Norteamericana con la Placa de Cocos Ref. [4]. De la misma manera corresponde a la subprovincia de Sierras Orientales que conforma los estados de Puebla, Veracruz, hasta las proximidades de Santo Domingo Tehuantepec en Oaxaca. Ref. [5], la parte sur de esta subprovincia está orientada en conformidad con los lineamientos principales de la Sierra Madre del Sur. Ver Fig. 2.

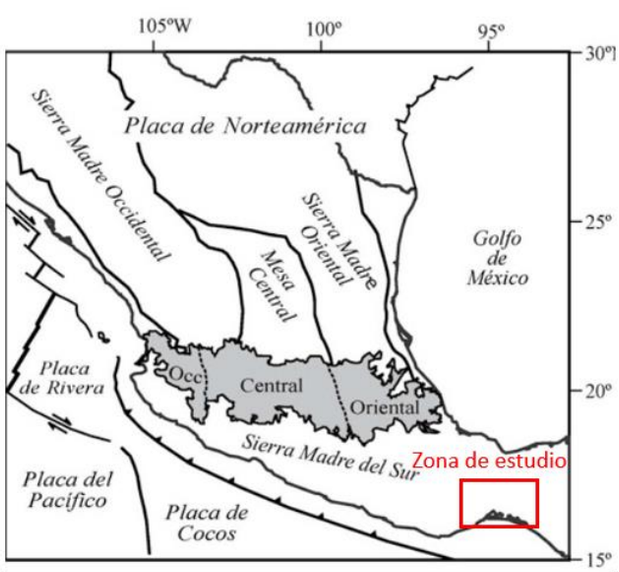


Figura 2. Características fisiográficas de la zona de estudio

2.3 Características del corte

El corte tiene una longitud de 260 m, del Km 149+860 al Km 150+100, presenta una altura máxima de 50 m aproximadamente en el cadenamiento del Km 149+920, la inclinación del corte en la sección de proyecto no objetada corresponde a 63°, a partir del Km 149+950 el corte tiene un cambio de altura donde el promedio es de 10 m a 12 m. Ver Fig. 3.

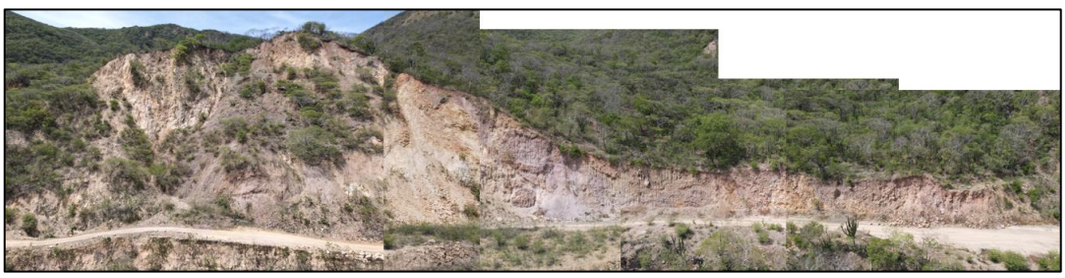


Figura 3. Mosaico del corte en estudio

3. GEOLOGÍA

3.1 *Geología regional de la zona de estudio*

La geología representativa del área de estudio se caracteriza principalmente por un evento volcánico y otro magmático; el primero consiste, de manera particular, en depósitos piroclásticos riolítico-andesíticos de toba andesítica-dacítica, andesita, brecha volcánica y caliza lacustre de la Formación Laollaga, distribuida en porciones noroccidentales a suroccidentales Ref. [6] como lo ilustra la Fig. 4.
El evento magmático consiste en cuerpos intrusivos de composición granítica y granodiorítica, expuestos en porciones noroccidentales a suroccidentales, occidentales y en el sur, igualmente, consiste en pórfidos dacíticos, andesíticos y cuarzolíticos del Mioceno, que afloran en pequeños cuerpos semicirculares, esta litología se encuentra de manera predominante en el área de estudio Ref. [7].

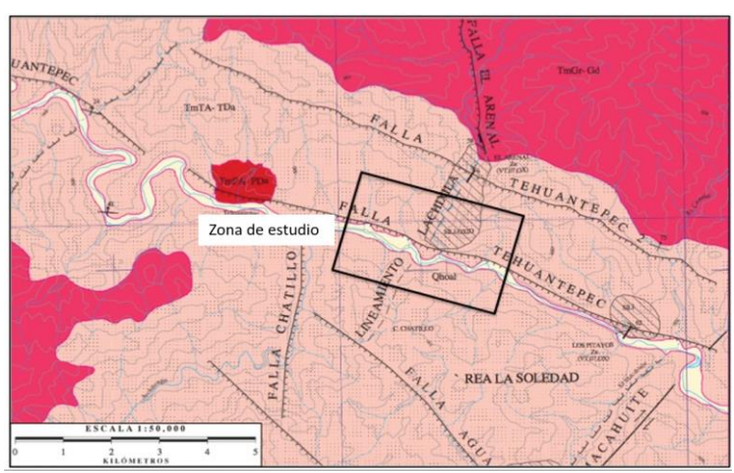


Figura 4. Mapa geológico de la zona de estudio

3.2 Geología local de la zona de estudio

La zona en la cual se encuentra situado el corte está conformada por la Formación Laollaga, se observa un macizo rocoso de origen ígneo, composición andesítica y textura porfídica, presenta zonas con un alto grado de fracturamiento y zonas donde se presenta con una estructura predominantemente masiva. La unidad que le sobre yace corresponde a un depósito compuesto por suelo residual que contiene fragmentos de la roca madre y una matriz arenosa. Ver Fig. 5.

Figura 5. Delimitación geológica de la zona de estudio

El levantamiento geológico de campo reflejó la alta susceptibilidad a falla rotacional; el material derrumbado al pie del corte alcanzó registros de hasta 6 metros de altura promedio por 3 metros de profundidad. La calidad del macizo rocoso es mala predominantemente en la zona de mayor altura donde se encuentra la Andesita altamente alterada a suelo residual. Ver Fig. 6.

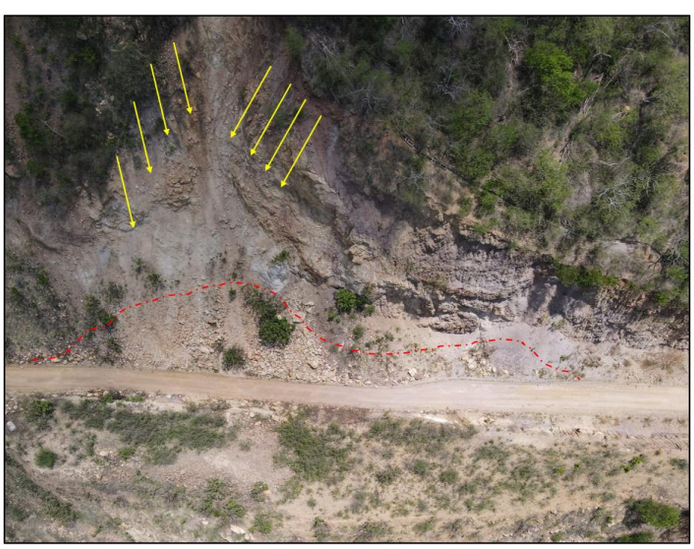


Figura 6. Zona altamente susceptible a falla

4. DATOS GEOTÉCNICOS NECESARIOS PARA EL DESARROLLO DE LOS ANÁLISIS O MODELO GEOLÓGICO-GEOFÍSICO-GEOTÉCNICO

Con la finalidad de realizar un modelo geológico-geofísico-geotécnico se realizaron estudios de exploración geofísica que alcanzaron profundidades máximas de prospección del orden de 20 a 30 m en los tendidos sobre la corona del talud y entre 9 a 15 m en la cara del talud; se realizaron cuatro tendidos TRS para obtener información en el sitio de estudio. La interpretación se realizó a través de gráficas en donde se analizan los contrastes de velocidad sísmica aparentes, las cuales corresponden a las condiciones naturales de los materiales del subsuelo, posteriormente se obtuvieron las velocidades reales y los espesores de cada una de las capas detectadas para formar un modelo Geosísmico del sitio Ref. [8]. Ver Fig. 7.

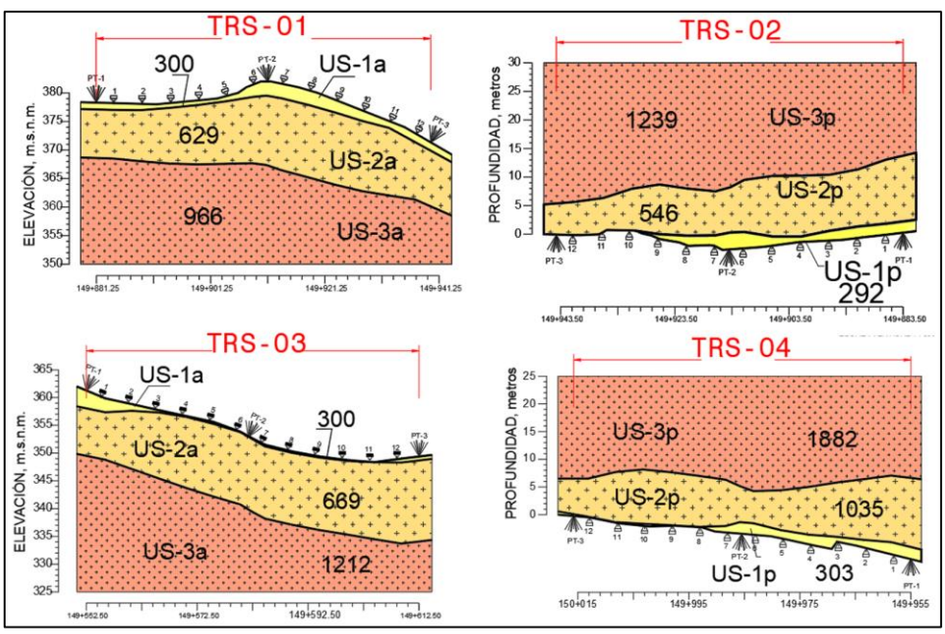


Figura 7. Secciones de los TRS en la corona del corte
(TRS-23, TRS-25), sobre la cara del corte (TRS-24, TRS-26)

El TRS-23 se colocó en la zona con mayor susceptibilidad a falla, dicho tendido arrojó valores que confirmar la existencia de material relajado a lo largo del corte, de la misma manera, como se puede observar de las secciones, las velocidades sísmicas corresponden a materiales muy alterados, dato que se tomará en consideración para la propuesta de estabilización del corte. Adicional a los estudios previamente comentados, se realizaron estudios de fotogeología Ref. [9], donde se observa la geomorfología de la zona del corte; como lo ilustra la Figura 8, la zona presenta fallas circulares previas, de la misma manera se observan rasgos de posibles fallas próximas.

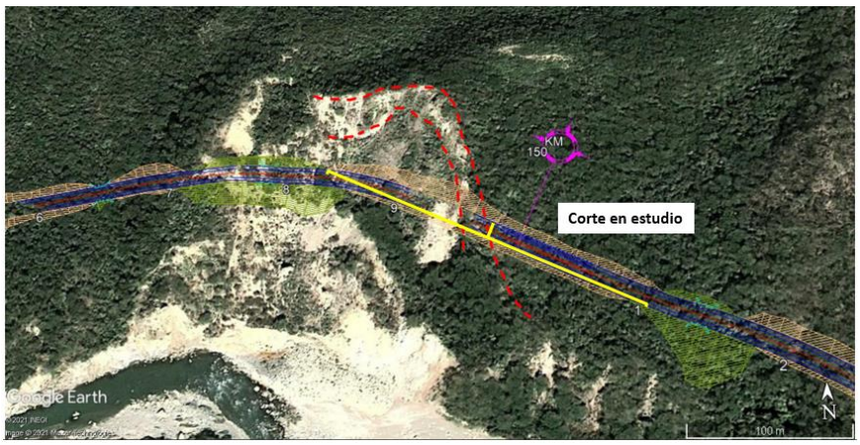


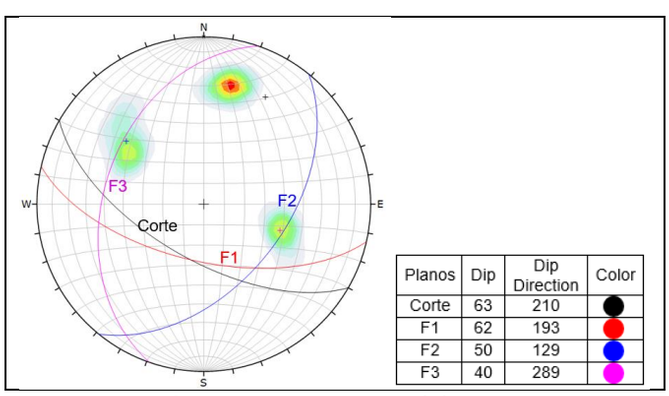
Figura 8. Fotogeología del corte. Se observa el corte (amarillo) y la susceptibilidad a falla rotacional (rojo)

5. ANÁLISIS Y ESTABILIDAD DEL TALUD, DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD

Para determinar los factores de seguridad de estabilidad del talud en condiciones actuales se realizaron análisis de resistencia al esfuerzo cortante (falla rotacional) y análisis estructural.

5.1 Análisis estructural

A partir de un análisis estereográfico y de las observaciones físicas realizadas in situ para verificar las condiciones de alteración y las características de las discontinuidades, se verificó el potencial mecanismo de falla que pudiera presentarse en el talud, principalmente en las zonas de afloramiento del macizo rocoso alterado. En el estereograma se indica el rumbo azimutal de la máxima inclinación de la cara del talud y el rumbo y dirección azimutal de las discontinuidades existentes como se observa en la Figura 9.



Planos	Dip	Dip Direction	Color
Corte	63	210	
F1	62	193	
F2	50	129	
F3	40	289	

Figura 9. Estereograma del corte

Identificados los diferentes bloques que presentaron posibilidades cinemáticas de movimiento, esto con ayuda de estereograma, se procedió a realizar el análisis en condiciones de equilibrio limite, haciendo uso del análisis cinemático por estereografía, el cual nos permite analizar la estabilidad del terreno por deslizamiento a través de sus debilidades estructurales, ya sean fracturas, planos de estratificación, planos de flujos y fallas existentes. Con este método se analizan los modos de falla del modelo geológico que son las fallas estructurales por cuñas, volteo y planar. Para llevar a cabo este análisis, además de los datos conocidos de las orientaciones de las discontinuidades se hizo uso del ángulo de fricción estimado con el programa RocData, haciendo uso del criterio de Barton-Bandis Ref. [10]; los valores obtenidos del ángulo de fricción fueron de 45º para la andesita y de 46º para la andesita oxidada.

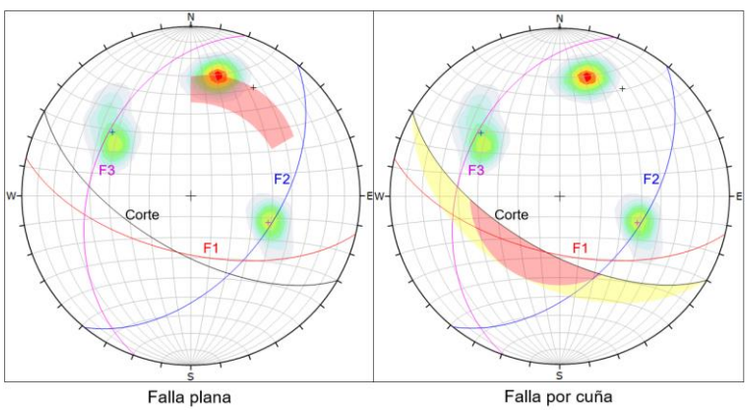


Figura 10. Análisis cinemático

Los mecanismos más probables de falla por mecanismo estructural de falla plana pueden presentarse en la zona fracturada por un plano de deslizamiento que tiene un rumbo azimutal de dirección del echado y echado de 193°/62° el cual tiene una dirección del echado similar a la del corte. También se aprecia el mecanismo de falla en cuña formado por las combinaciones de las familias con orientación de rumbo de echado y echado de 193°/62° y 289°/740°, así como las familias 129°/50° y 289°/40°.

La sección de análisis fue la del Km 150+030, debido a que en este cadenamiento aflora el macizo rocoso con una altura de 12 m, aproximadamente. El dimensionamiento del bloque máximo se hizo a partir del reconocimiento en campo el cual ronda en los 0.8 m para ambos mecanismos. Para llevar a cabo los análisis pertinentes, se hizo uso de los softwares Swedge Ref. [11] y RocPlane Ref. [12] de Rocscience, versión 4.0 y 2.0 respectivamente. La Figura 11 muestra la zona del macizo rocoso, así como la geometría de los bloques analizados.

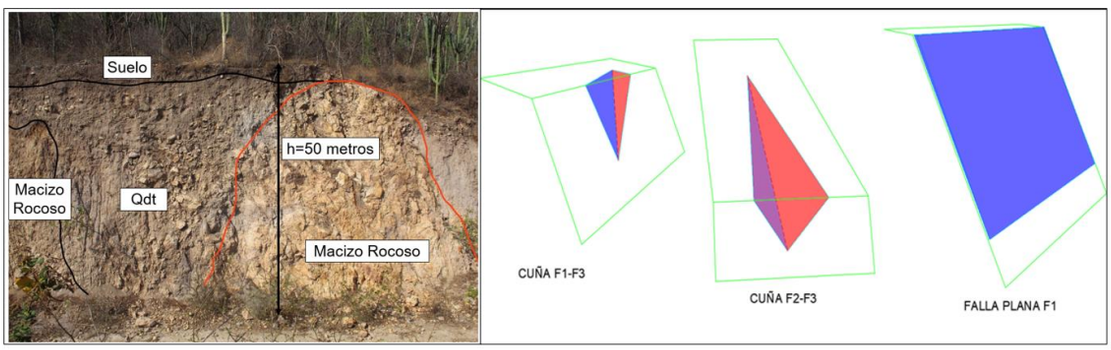


Figura 11. Zona donde aflora el macizo rocoso y la geometría de los bloques analizados por mecanismos de falla estructural

Finalmente, las condiciones del análisis de equilibrio limite se realizaron para las condiciones estáticas, dinámicas y saturada, esta última evaluada al 50%. En la Tabla 1 se observan los resultados obtenidos.

Tabla 1. Resultados del análisis por mecanismo estructural

Tipo de falla	Cara del talud	Hombro del talud	Familias	Fractura o falla		FS sin soporte		
				Familia F1	Familia F2	Estático	Dinámico	Saturado
Cuña	210°/63°	210°/5°	F1-F3	193°/62°	289°/40°	1.6	1.3	1.4
			F2-F3	129°/50°	289°/40°	8.1	4.6	7.7
Plana	210°/63°	220°/5°	F1	193°/62°		0.5	0.4	0.0

5.2 Análisis por falla rotacional

Derivado del fracturamiento del macizo rocoso del talud, y que además se localiza una zona de depósito de talud, para realizar el análisis se consideró una masa homogénea que falla de forma rotacional circular y no circular; la primera para la zona del depósito de talud y la segunda para el macizo rocoso fracturado. Para llevar a cabo los análisis, se hizo uso del software Slide 6.0 Ref. [13], utilizando el método de Bishop simplificado para la condición estática, dinámica (Cs = 0.13) y saturada; además de hacer uso de la herramienta Simulated Annealing, con la condición de falla de tipo No Circular con el cual se procedió a determinar la superficie de falla correspondiente al contacto del suelo, depósito de talud, así como de la roca andesítica, calibrando a la par los parámetros Geomecánicos de ambas unidades.
Las secciones utilizadas para realizar el análisis de estabilidad corresponden a las obtenidas en el desarrollo de la geología de detalle y la exploración indirecta a través de la geofísica realizada en el sitio; estas secciones son las siguientes:

- Km 149+920, debido a que corresponde a la sección de mayor altura del corte y parte central de la zona donde se observa la existencia de Falla Rotacional.
- Km 149+960 debido a que, en esta, el depósito de talud se encuentra por debajo de la roca alterada a suelo residual, dando pie a la posibilidad de falla circular.

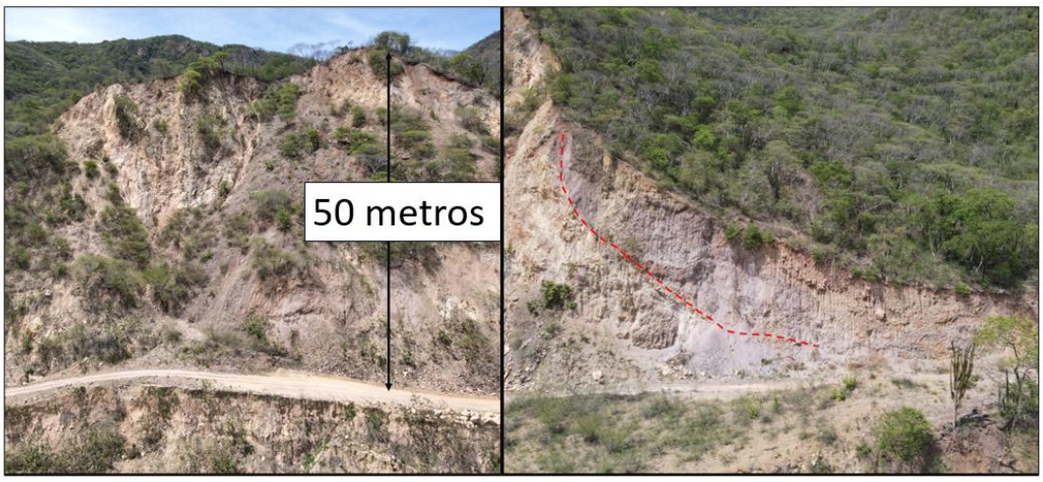


Figura 12. Zonas donde se realizó el análisis por falla rotacional

Definido el modelo numérico y las secciones de análisis, la metodología seguida consistió en modelar ambas secciones bajo las 3 condiciones de fuerzas actuantes para obtener el factor de seguridad del talud, considerando, además, el evaluar la falla Circular desde la corona del talud hasta el pie de este. La Figura 13 muestra el análisis realizado para la determinación del factor de seguridad bajo las tres diferentes condiciones de fuerzas actuantes, estático, dinámico y saturado.

De los resultados obtenidos puede concluirse que el talud resulta ser inestable ante las condiciones estudiadas, y para las dos secciones analizadas.

Tanto por los análisis realizados como por las condiciones propias de los materiales previamente consideradas y principalmente por el grado de alteración y por el tamaño de bloques, el talud presenta problemas de desprendimientos importantes de material, los cuales por su tamaño y trayectoria de impacto llegan a afectar a la vialidad como se pudo observar en el levantamiento de campo, donde los bloques inestables llegaban al otro extremo del corte en cajón, poniendo en riesgo tanto a los usuarios como a la propia calzada. En la Tabla 2 se observan los resultados obtenidos.

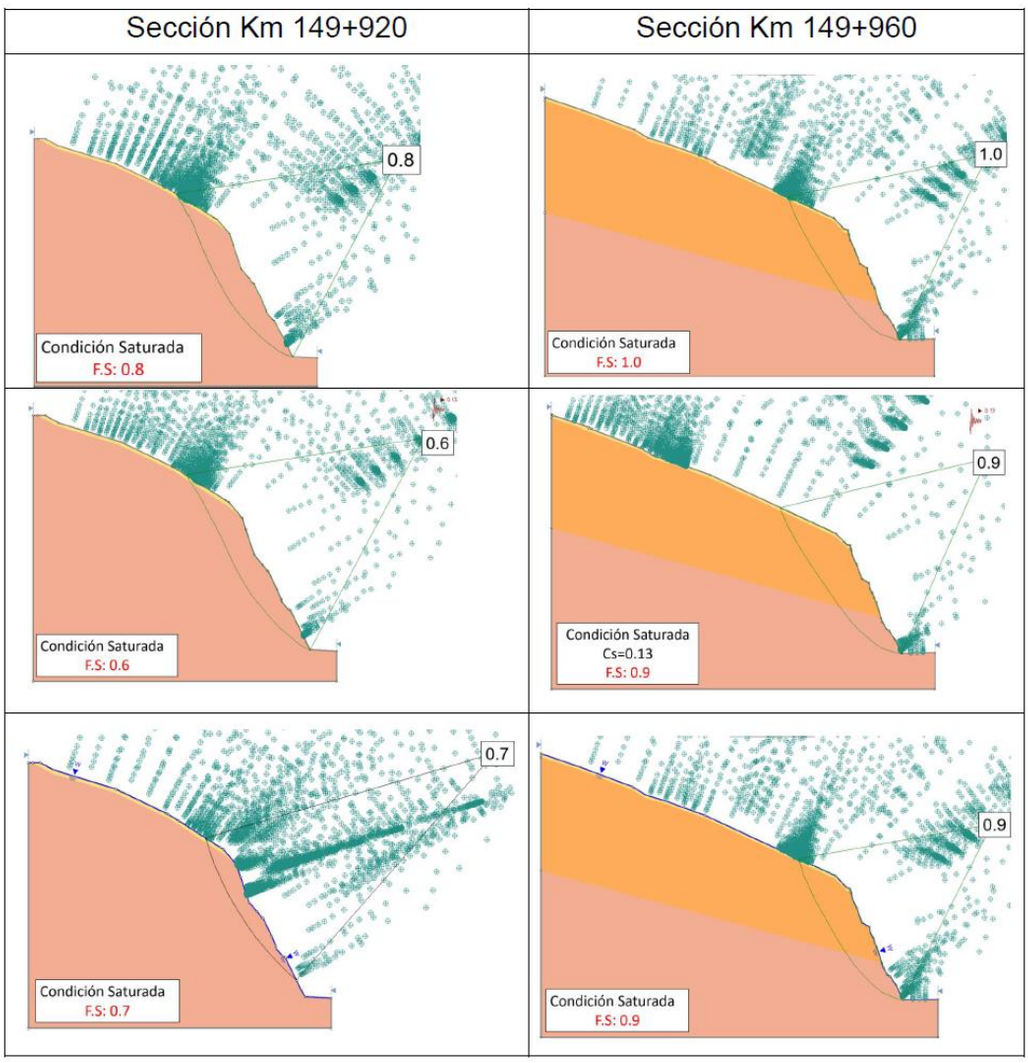


Figura 13. Análisis por mecanismo de falla rotacional para diferentes condiciones

Tabla 2. Resultados del análisis por mecanismo por falla rotacional

Sección	Ángulo del talud	Berma [m]	Factor de seguridad		
			Estático	Dinámico	Saturado
Km 149+920	63°	4	0.7	0.6	0.7
	63°	10			
	53°	4			
	53°	10			
	53°*	5*			
Km 149+960	53°*	5*	1.0	0.8	0.9

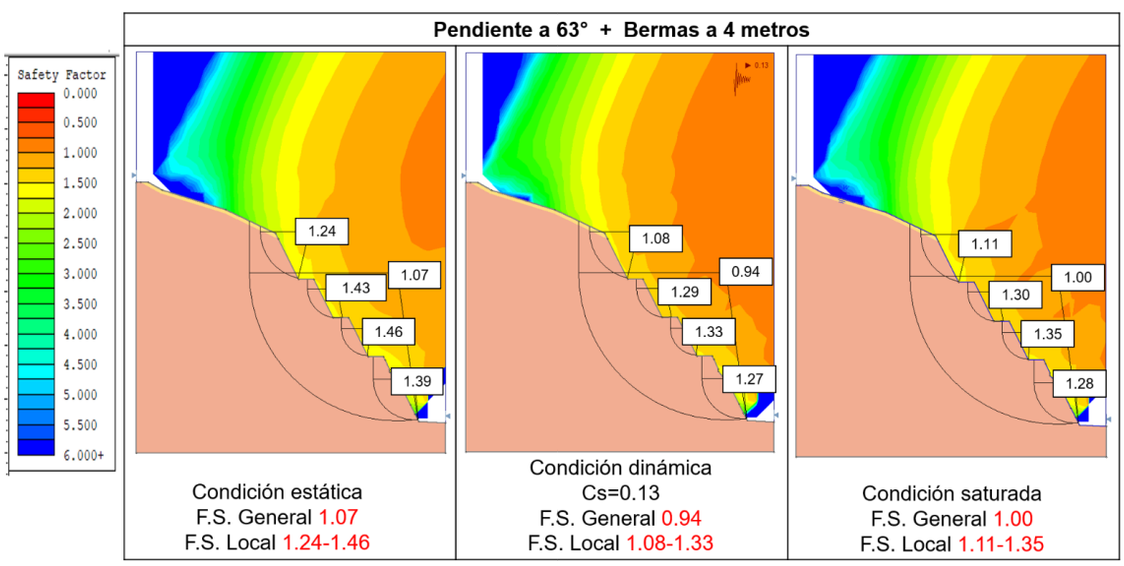
*: Adicional a la berma llevan una plataforma de 15 m

6. EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD CONSIDERANDO ABATIMIENTO

Como se ha mencionado en los capítulos anteriores, el talud presento un alto riesgo de falla derivado de la geomorfología de la zona, así como del grado de alteración de las litologías presentes. Por esta razón se consideró una propuesta que consiste en la combinación de soluciones; en primer lugar, el abatimiento acompañado de bermas, para posteriormente incrementar su seguridad a través de anclajes.

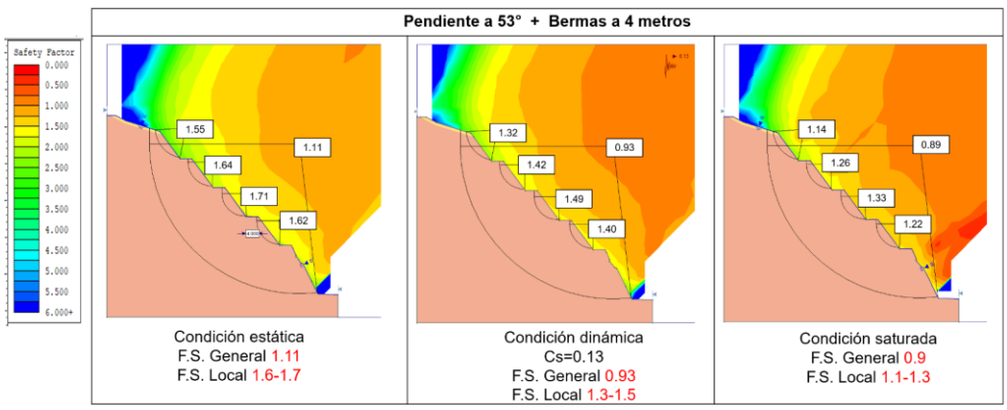
6.1 Análisis considerando bermas

Para lograr la estabilidad del talud, se evaluaron diferentes opciones de abatimiento combinados con bermas, siendo la primera opción la pendiente del talud a 63° y la implementación de bermas de 4 metros; como segunda opción con una pendiente de 53° y bermas de 4 metros. Las siguientes Figuras muestran el análisis correspondiente para cada una de las pendientes analizadas con la determinación del factor de seguridad.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	UCS (kN/m2)	m	s
And		25.68	Hoek-Brown	1530	0.785	0.0001

Figura 14. Falla rotacional considerando el abatimiento de 63° y bermas de 4 m bajo las condiciones de fuerzas actuantes en la sección Km 149+920.

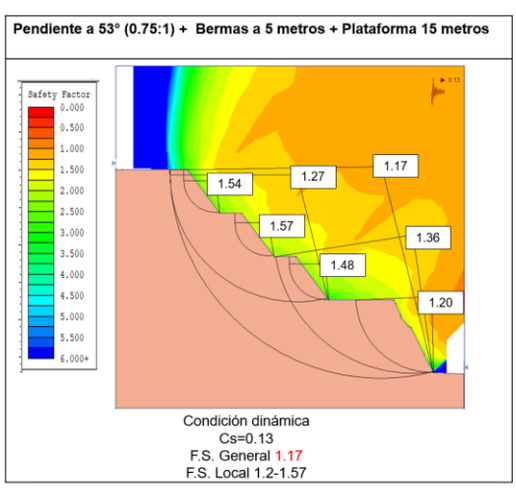


Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	UCS (kN/m2)	m	s
And		25.68	Hoek-Brown	1530	0.785	0.0001

Figura 15. Falla rotacional considerando el abatimiento de 53° y bermas de 4 m bajo las condiciones de fuerzas actuantes en la sección Km 149+920.

6.2. Análisis considerando combinación de tratamientos

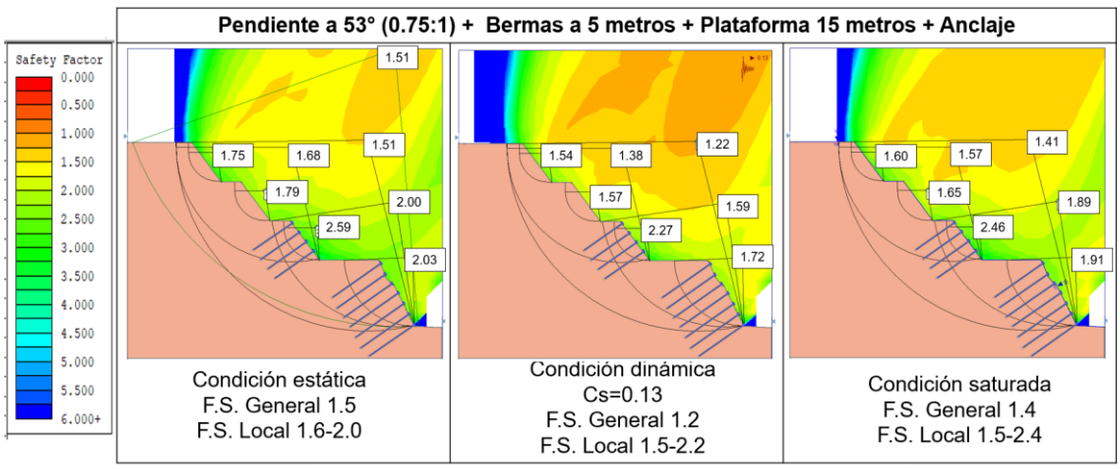
Debido al grado de inestabilidad del talud se considera la combinación de resultados por lo que también se analizó el abatimiento a 53° (0.75:1) y bermas de 5 metros con una plataforma de 15 metros. La Figura 16 muestra el análisis de estabilidad considerando abatimiento de 53° y la construcción de bermas.
Como se puede observar, esta combinación de resultados incrementa considerablemente la estabilidad del talud, a pesar de ello, los F.S. se encuentran al límite de lo permitido en el caso de condición dinámica por lo que se consideró evaluar más soluciones.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	UCS (kN/m2)	m	s
And		25.68	Hoek-Brown	1530	0.785	0.0001

Figura 16. Falla rotacional considerando el abatimiento de 53° y bermas de 4 m con una plataforma de 15 m y bajo condiciones dinámicas (Sección Km 149+920).

Por lo anterior, se analizó la estabilidad del talud considerando el abatimiento a 53°, plataforma de 15 metros, bermas de 5 metros y soporte con anclaje; la Figura 17 muestra los resultados obtenidos.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	UCS (kN/m2)	m	s
And		25.68	Hoek-Brown	1530	0.785	0.0001

Figura 17. Falla rotacional considerando el abatimiento de 53°, bermas de 4 m, plataforma de 15 m y soporte mediante anclaje bajo las condiciones de fuerzas actuantes (Sección Km 149+920).

7. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En la Tabla 3 se muestran los valores obtenidos para cada una de las evaluaciones con tratamientos y soportes realizados.

De las opciones de abatimientos y anchos de bermas analizadas, la mejor solución es el abatimiento a 53° con una plataforma de 15 m de ancho en la elevación 350 m.s.n.m. seguido de bancos de 10 metros de alturas con 5 metros de berma.

Posteriormente se realizará la colocación de 7 hileras de anclajes de 15 m de profundidad con patrón de 3 x 3 m (H: V), esto desde el pie del talud hasta la elevación 350 m.s.n.m., o bien, del pie del talud a la primera plataforma, seguidos de 4 hileras de anclajes de 12 metros de profundidad y mismo patrón de anclaje de 3 x 3 m (H: V) a partir de la elevación 350.5 m.s.n.m. a la 360 m.s.n.m.

Una vez propuesto el abatimiento del talud, se realizó la revisión estructural considerando el nuevo ángulo de inclinación, en el cual el bloque inestable por falla planar se logra eliminar debido a que se requiere que el ángulo de inclinación del talud sea mayor al ángulo de inclinación de la familia por analizar, condición que debido al abatimiento no se cumple. Para el caso de mecanismo de falla por cuña, los bloques aumentan su estabilidad debido a que la línea de intersección entre familias disminuye.

Tabla 3. Resultados del análisis rotacional con tratamientos

Sección	Pend. talud	Berma	Falla	FS con abatimiento			FS con abatimiento y soporte		
				Estático	Dinámico	Saturado	Estático	Dinámico	Saturado
Km 149+920	63°	4	Local	1.3 a 1.5	1.0 a 1.3	1.1 a 1.4			
			General	1.1	0.9	1.0			
	63°	10	Local	1.2 a 1.3	1.0 a 1.2	1.0 a 1.2			
			General	1.2	1.0	1.1			
	53°	4	Local	1.6 a 1.7	1.3 a 1.5	1.1 a 1.3			
			General	1.1	0.9	0.9			
	53°	10	Local	1.2 a 1.7	1.1 a 1.5	1.1 a 1.6			
			General	1.3	1.1	1.2			
	53°*	5*	Local	1.4 a 1.8	1.2 a 1.6	1.3 a 1.7	1.8 a 2.6	1.5 a 2.3	1.6 a 2.5
			Banco	1.5 a 1.7	1.3 a 1.4	1.4 a 1.6	1.7 a 2.0	1.4 a 1.6	1.6 a 1.9
			General	1.5	1.2	1.4	1.5	1.2	1.4
Km 149+960	53°*	5*	Local	2.4 a 2.8	2.0 a 2.4	2.2 a 2.7			
			Banco	1.8	1.5	1.6			
			General	1.7	1.4	1.6			

*: Adicional a la berma llevan una plataforma de 15 m

8. EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS Y CON EL USO DEL SSR

8.1. Generalidades

En este Capítulo se realizará el análisis para la revisión del factor de seguridad FS del talud con los parámetros de resistencia obtenidos en laboratorio. Esta revisión se hará mediante el uso del método del *Shear Strength Reduction (SSR)* y bajo el criterio de Hoek-Brown.

El método *Shear Strength Reduction (reducción de resistencia al corte)* ó *SSR* por sus siglas en inglés, es un método de análisis en donde se va reduciendo progresivamente los parámetros de resistencia al corte del material a través de un factor de reducción (FR) hasta provocar la ruptura del talud. El factor de seguridad es establecido cuando el *Strength Reduction Factor* ó *SFR* es crítico, es decir, para grandes incrementos de los desplazamientos de un punto corresponden pequeñas variaciones del SFR (*Naylor, 1982*).

Con este método, el factor de seguridad de un talud se puede calcular con un modelo numérico, bien de elementos finitos o de diferencias finitas.

Dentro de los cálculos elastoplástico existen dos técnicas para la evaluación del grado de estabilidad del talud, la primera y de mayor uso, es la que valora la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes (método de equilibrio limite), y la segunda es en donde se mantiene fija la resistencia del terreno y se aumenta gradualmente las cargas gravitatorias hasta que se produzca la ruptura.

Sin embargo, por las condiciones y consideraciones del problema, esta técnica no es la más adecuada para poder realizar la revisión del factor de seguridad. Esto debido a que en los métodos de equilibrio limite se considera una única superficie de falla y que la ruptura se produce como un cuerpo rígido que se mueve solidariamente. Debido a esto, el factor de seguridad es el mismo a lo largo de la superficie, y además esto no garantiza que se produzca el colapso, sobre todo en los taludes de roca de gran altura.

Con el uso de los métodos esfuerzo-deformación (FEM), se define un factor reductor de la resistencia, hasta llevar al talud a una situación inestable, Ref [20].

8.2. Modelado numérico

Para realizar el modelado, en esta fase de análisis, se hizo uso del software *Phase2 8.0*, en donde la principal ventaja del software es el modelado de los estados de esfuerzos iniciales, en donde se consideró una relación inicial de esfuerzos 1:1, además de ser del tipo gravitacional. Adicional a ello, en esta fase de análisis se hizo uso de un modelo elástico-plástico perfecto (MEPP) para encontrar así las distintas zonas de plastificación y obtener nuestra superficie de ruptura. La etapa en donde se encontró la superficie de ruptura es aquella en donde se pasa de una situación estable definida por desplazamientos, a una situación inestable donde no se alcanzaba la convergencia.
El uso del SSR al problema para la revisión del factor de seguridad se hace debido a que por el modelo empleado (criterio de ruptura no lineal) es la que mejor define un FS frente a la ruptura.
Es importante señalar que dentro del cálculo del factor de seguridad no se consideraron condicionantes externos, tales como la infiltración, sismicidad, alteración y erosión.

8.3. Desarrollo del modelado numérico

Establecido todas las condiciones para el análisis, dentro de ellas las propiedades de los materiales, los resultados obtenidos del modelado muestran primeramente la etapa anterior de la formación de la superficie de ruptura (Fig. 18a) y posteriormente la figura de la etapa en donde se observa la superficie de ruptura (Fig. 18b).
A parte de presentar la superficie de ruptura, también se presenta los desplazamientos horizontales, así como los desplazamientos totales.

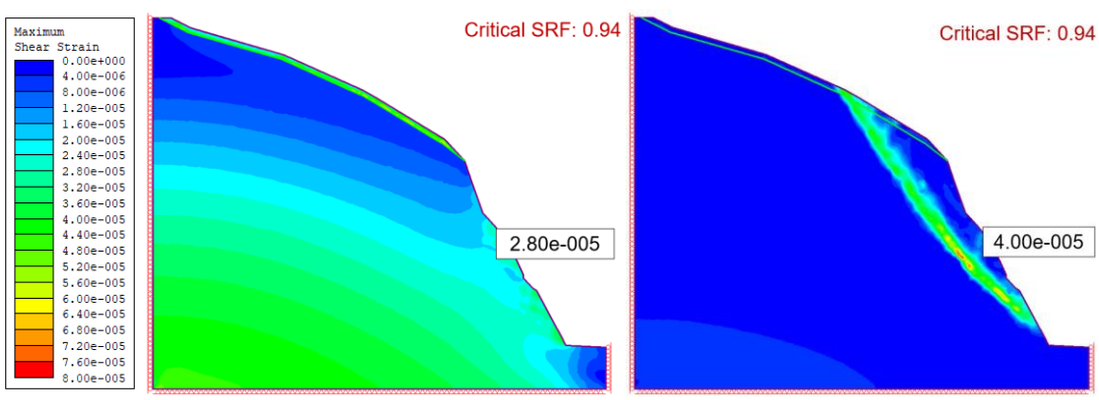


Figura 18a y 18b. Deformación por cortante antes y durante la etapa de formación de la superficie de ruptura (Sección Km 149+920).

En las Fig. 19a y Fig. 19b se observan los desplazamientos horizontales durante ambas etapas, en ella se observa la malla deformada y los vectores de desplazamientos.

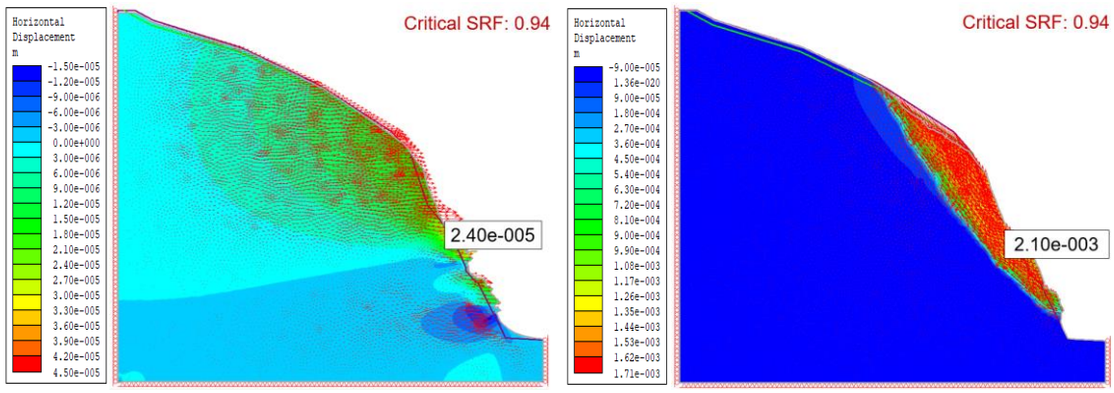


Figura 19a y 19b. Desplazamientos horizontales antes y durante la etapa de la formación de la superficie de ruptura (Sección Km 149+920).

Las Fig. 20a y Fig. 20b muestran los desplazamientos totales obtenidos durante la etapa previa a la formación de la superficie de ruptura y durante la formación de esta; al igual se muestra la malla deformada, así como los vectores de desplazamientos.

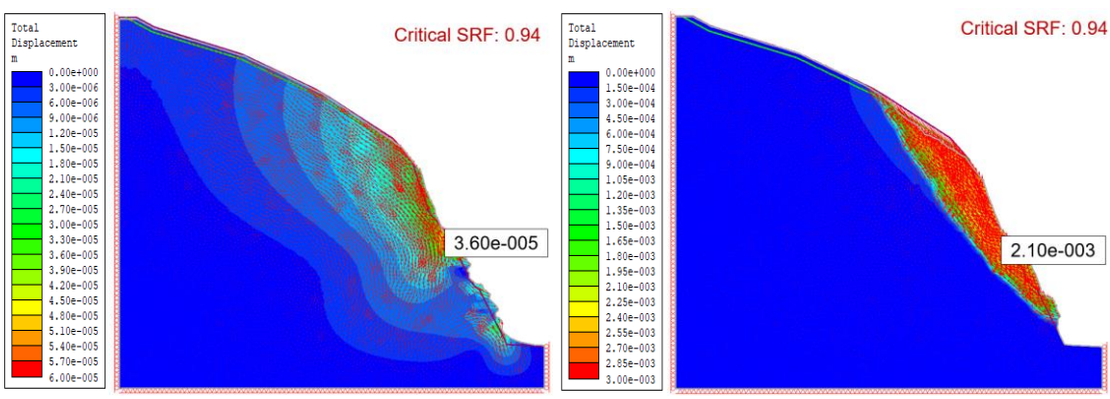


Figura 20a y 20b. Desplazamientos totales antes y durante la formación de la superficie de ruptura (Sección Km 149+920).

El *Strength Reduction Factor* usado en el talud reprodujo las condiciones de inestabilidad globales que el corte pudiera presentar, esto considerando todas las condiciones preexistentes del talud, haciendo que a diferencia del método de equilibrio limite se reprodujeran las condiciones reales de deslizamiento.

Los valores de desplazamientos horizontales y totales durante la etapa de ruptura fueron de 0.162 cm y 0.21 cm respectivamente. Finalmente, el factor de seguridad general del talud resulta ser de FS = 0.94.

8.4. Modelado numérico con tratamientos y soportes

Al igual que con la condición de análisis de equilibrio limite, para este caso se realizó el modelamiento considerando las bermas y anclajes recomendados, aplicando además el *Strength Reduction Factor* para la determinación del factor de seguridad.

El factor de seguridad considerando los tratamientos y soportes resulto de FS = 2.59. Las Figs. 21 a 23 muestran la deformación por cortante, desplazamientos horizontales y totales durante la formación de la etapa de la superficie de ruptura.

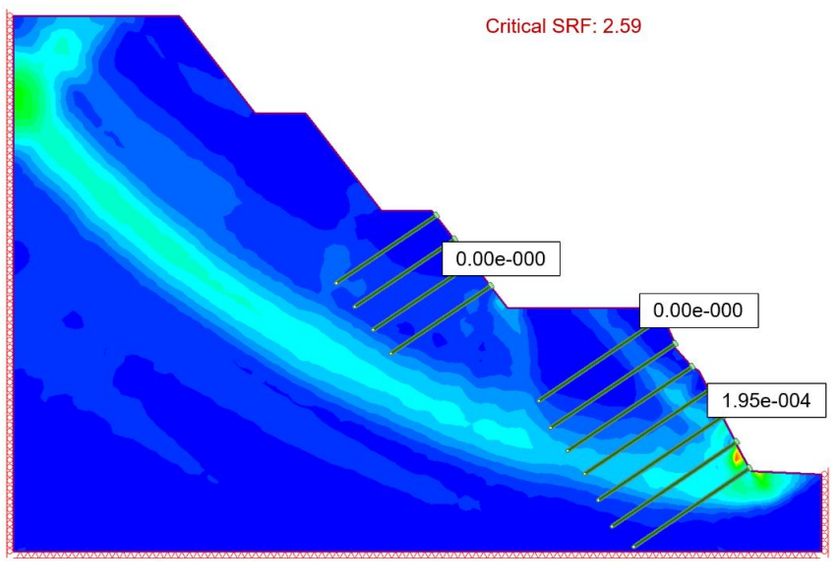


Figura 21. Deformación por cortante considerando tratamientos y soporte durante la etapa de formación de la superficie de ruptura (Sección Km 149+920).

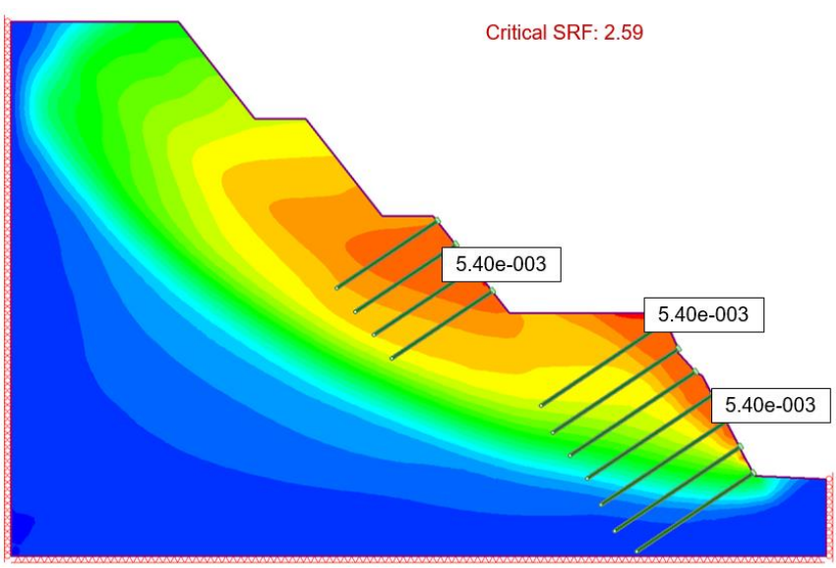


Figura 22. Desplazamientos horizontales considerando tratamientos y soporte durante la etapa de la formación de la superficie de ruptura (Sección Km 149+920).

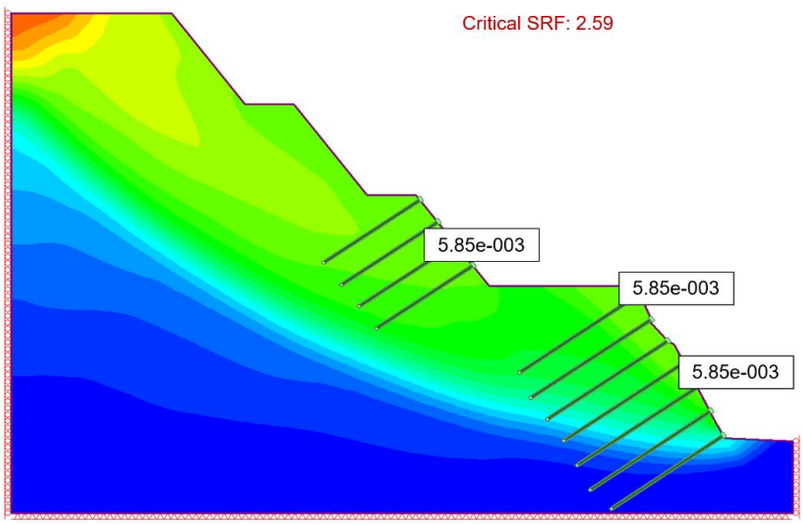


Figura 23. Desplazamientos totales considerando tratamientos y soporte durante la formación de la superficie de ruptura (Sección Km 149+920).

8. CONCLUSIONES

El uso de un modelo elástico con un criterio de rotura no lineal fue el más adecuado en la determinación del círculo de falla rotacional, ya que los valores de los factores de seguridad que se obtuvieron corresponden con las condiciones reales del talud. Esto aunado a la aplicación de la herramienta Simulated Annealing, con la condición de falla de tipo No Circular que nos permitió delimitar la superficie de falla correspondiente al contacto del suelo, depósito de talud, así como de la roca andesítica; que además también nos permitió la calibración de los parámetros Geomecánicos.

La aplicación por sí sola del programa Slide nos permite evaluar diferentes condiciones de tratamientos y soportes, los cuales, en conjunto con la estabilidad misma del talud, nos permite considerar la mejor decisión para la etapa de construcción.

Los parámetros de la masa de roca definidos corresponden con el criterio de Hoek-Brown Ref. [15], cuyas variables más importantes conciernen a la resistencia a la compresión simple y la constante m_i para roca intacta, para así hacer uso de él. Por ello el uso de los diferentes criterios en la determinación de las propiedades de resistencia mecánica de las unidades litológicas y/o discontinuidades (Barton y Bandis) van limitados a la problemática y condiciones de proyecto, en donde los resultados obtenidos presentan la mayor proximidad a las condiciones reales del problema.

Las revisiones post construcción permiten la validación de las decisiones tomadas en campo generando así un bagaje técnico invaluable, el cual apoyará en la toma de decisiones venidera en cualquier proyecto, donde las incertidumbres pueden ocasionar desvíos en la conceptualización, análisis y determinación definitiva de actividades importantísimas como son la evaluación de la estabilidad en obras de esta magnitud. Con respecto al análisis estructural y principalmente el análisis cinemático, la generación de bloques potencialmente inestables resultaron estables para el mecanismo de falla en cuña, no así para el de falla planar.

El uso de un software, en este caso del software *Phase2 5.0 (Rocscience Inc.)* nos permitió realizar modelos elastoplásticos durante la revisión del factor de seguridad, además de hacer uso de un criterio no lineal de esfuerzo-deformación (Hoek-Brown). Asimismo, este programa computacional nos permitió realizar el análisis de reducción de parámetros de resistencia para poder obtener el factor de seguridad y establecer así si el Vertedor era o no estable.

El uso del SSR para la determinación del factor de seguridad de taludes, resulta ser una técnica factible ya que nos permite calcular el factor de seguridad mediante modelos numéricos, que toman en cuenta la geometría, modelos constitutivos, etapas o fases de cálculo, etc. Además de que en problemas muy complejos, como fue el caso presentado en este problema, las herramientas tradicionales de cálculo de equilibrio límite llegan en cierto punto a quedar limitadas, esto debido a que la superficie de ruptura en métodos de equilibrio limite no resulta ser realmente la más crítica.

REFERENCIAS

[1] González de Vallejo, Luis et al, *Ingeniería Geológica*, Madrid, Ed. Prentice Hall, 2004.
[2] CFE-IIE, *Manual de Diseño de Obras Civiles*, Diseño por Sismo. México, 1993.
[3] Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), Prontuarios de Información geográfica, 2009.
[4] Ferrusquía-Villafranca, I. *Contribución al conocimiento Geológico de Oaxaca: El Área Laollaga-Lachivizá*: México. *Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Geología, Boletín*, *111*, 110.
[5] Martínez-Serrano, R. G., Solís-Pichardo, G., Flores-Márquez, E. L., Macías-Romo, C., & Delgado-Durán, J. (2008*). Geochemical and Sr-Nd isotopic characterization of the Miocene volcanic events in the Sierra Madre del Sur, central and southeastern Oaxaca*, Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, *25*(1), 1-20.
[6] Servicio Geológico Mexicano (SGM), *Cartas Geológica-Minera Santiago Lachiguiri E15-C62.,* México, 2007.
[7] Servicio Geológico Mexicano (SGM), *Cartas Geológica-Minera Juchitán E14-12.,* México, 2007.
[8] Rico, A., Del Castillo, H., La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Vol. 2, Ed. Limusa, México, 2006.
[9] Silva R. G., *Manual para el Trabajo Geológico de Campo*, DGAPA. UNAM, PROYECTO PAPIME PE-101909, Facultad de Ingeniería, 2011.
[10] Barton, Nick; Bandis, S. *Technical note: some effects of scale on the shear strength of joints.* International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 17, 1980, p. 69-73.
[11] Rocscience*, Swedge, "Probabilistic analysis of the geometry and stability of surface wedges"*. User's guide, 1991 - 2002.
[12] Rocscience *RocPlane, "Planar sliding stability analysis for rock slopes".* User's guide, 2001.
[13] Rocscience*, Swedge, "Probabilistic analysis of the geometry and stability of surface wedges"*. User's guide, 1991 - 2002.
[14] Rocscience *Slide, "Equilibrium slope stability".* User's guide, 2002.
[15] Hoek, E., & Brown, E. T., *The Hoek–Brown failure criterion and GSI*, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 11(3), 2019, 445-463.
[16] Bieniawski, *Determining rock mass deformability – experiences from cases histories, International Journal* of Rock Mechanics and Minning, Abstr.15;2018. 237-147.
[17] Celada B et al., *Development of a new calibration and interpretation procedure of pressuremeter test to obtain elastic parameter. The pressuremeter and its new avenues*. Ed Balkema, 1995, 265-272.
[18] Herrera, I, *Ecuaciones constitutivas de los suelos*, IIUNAM, México.
[19]
[20] Duncan, J. M. *State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes*. Journal of Geotechnical engineering, *122*(7), 1996, 577-596.

Falla de diques de colas abandonados. Caso de estudio: Mina Castaño Viejo, San Juan.

L. Garino Libardi[1], L. Oldecop[1], R. Rodríguez Pacheco[2] y G. Rodari Gutiérrez[1]

lgarino@unsj.edu.ar; oldecop@ unsj.edu.ar; germanrodari@unsj.edu.ar
[1] Instituto de Investigaciones Antisísmicas "Ing. Aldo Bruschi", Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de San Juan, Avenida Libertador General San Martín oeste 1290, San Juan, Argentina.

andadaro@gmail.com
[2] Instituto Geológico y Minero de España. Ríos Rosas 23, Madrid, España.

RESUMEN: En el mundo existe un elevado número de antiguos sitios mineros con diques de colas abandonados. Con cierta frecuencia, alguno de estos depósitos falla, involucrando la licuación de las colas, convirtiéndose la masa de colas fluidas en una peligrosa avalancha de lodo. Este trabajo explora las condiciones necesarias para que ese tipo de falla ocurra y que tan frecuentemente pueden llegar a presentarse. Para ello se realizan análisis de estabilidad de una sección característica del mayor de los diques de colas de la mina Castaño Viejo, situada en la cordillera de los Andes, provincia de San Juan y que ha estado abandonado desde el año 1964. El extenso programa de investigación in situ, caracterización y ensayos de laboratorio, muestran que en el interior del depósito las colas presentan baja compacidad, baja resistencia al corte y grados de saturación sorprendentemente elevados considerando el clima seco del lugar. Teniendo en cuenta parámetros de resistencia residual para las colas en dichas condiciones, los análisis de estabilidad dan factores de seguridad inferiores a la unidad. Esto significa que un evento hidrológico extraordinario o su conjunción con un evento sísmico podrían causar la falla por licuación, estática o dinámica respectivamente, del depósito analizado.

Palabras clave: ESTABILIDAD – DIQUES DE COLAS – SISMO – LICUACIÓN – SUELOS NO SATURADOS

1 INTRODUCCIÓN

La minería es una actividad económica primaria que involucra situaciones tan diferentes como son la explotación de petróleo a gran profundidad, procesos físico-químicos para la separación de minerales de la roca o la extracción de áridos de la margen o lecho de un río. Los recursos extraídos constituyen las materias primas básicas utilizadas en diversas aplicaciones industriales y por tanto, son esenciales para la economía de todos los países. Los productos extraídos mediante minería tienen participación en la mayoría de las actividades realizadas por el hombre, desde la agricultura a la generación, transporte y distribución de energía eléctrica.

En la actualidad, las explotaciones mineras a cielo abierto de minerales de baja ley conducen necesariamente a la generación de grandes cantidades de residuos.

Las colas mineras, también denominadas relaves, solo son uno de los residuos que se generan en una explotación minera, pero junto a los estériles de mina constituyen los de mayor volumen. Las colas están formadas por partículas de roca finamente molida que han sido sometidas al proceso de extracción del mineral. Si bien en las últimas décadas han aparecido soluciones que desde el punto de vista técnico y económico permiten el espesado y filtrado de las colas previo a su disposición final, aun se plantean proyectos donde el método utilizado es el de relleno hidráulico. En este método las colas son vertidas con contenidos elevados de agua y necesitan una estructura geotécnica para ser contenidas, regionalmente denominadas diques de colas. En esencia un dique de colas es una estructura formada por las mismas colas u otros materiales de préstamo y tiene como objetivo principal el almacenamiento de las colas, en general por tiempo indefinido, de forma segura y minimizando el impacto sobre el medio ambiente.

A través de numerosos e importantes estudios de casos, conocemos que independientemente de las causas que inician la inestabilidad de los diques de colas, la gestión del agua es un factor clave para su seguridad (ICOLD 2001 [1], Davies 2002 [2], Bligth y Fourie 2005 [3], Rico et al. 2008 [4]). También sabemos que el volumen de agua almacenado con los relaves juega un papel muy importante en el desarrollo de la falla, así como en la magnitud de sus consecuencias (Oldecop et al. 2008 [5]), y que el agua en la zona no saturada de una presa de relaves también puede jugar un papel decisivo en la estabilidad global ante aportes extraordinarios de agua por lluvias, deshielos o inundaciones (Zandarín et al. 2009 [6]). A pesar de los conocimientos adquiridos, los incidentes siguen ocurriendo y aunque el total de casos parece estar disminuyendo, el número de fallas severas ha aumentado en las últimas tres décadas, registrándose en la mayoría de los casos fallas asociadas a cambios abruptos en las condiciones hidráulicas de los relaves (Bowker y Chambers 2016 [7], Roche et al. 2017 [8]).

En los últimos años se han registrado algunas fallas de diques de colas debido a la pérdida de resistencia inducida por la licuación de zonas en el interior de los diques donde las colas se encontraban en un estado casi saturado. Estas fallas dieron como resultado la pérdida de vidas, daños ambientales muy graves y pérdidas económicas inestimables (Bray y Frost 2010 [9], Verdugo et al. 2012 [10], Morgenstern et al. 2016 [11], Robertson et al. 2019 [12]).

En este trabajo se muestran los resultados de análisis de estabilidad por equilibrio límite de una sección característica del mayor de los diques de colas de la mina Castaño Viejo, situada en la cordillera de los Andes, Provincia de San Juan. El objetivo principal de la investigación fue estudiar si este dique de colas, abandonado hace más de 50 años y sujeto a las condiciones ambientales propias de un clima árido, es capaz de desarrollar fallas por licuación ante la ocurrencia de un evento sísmico.

El caso de estudio ha sido profusamente examinado con un programa de investigación in situ que comprendió calicatas, sondeos, ensayos de penetración estándar (STP), determinaciones de peso unitario aparente y de permeabilidad. Se realizaron también tomografías sísmicas y eléctricas.

La caracterización se completó en laboratorio, determinando las curvas granulométricas, índices de plasticidad y curvas de retención de los diferentes materiales encontrados en el depósito. Se realizaron también ensayos triaxiales consolidados no drenados con medición de la presión de los poros (CU), ensayos de corte directo y ensayos edométricos.

2 CASO DE ESTUDIO

La mina Castaño Viejo se encuentra a unos 200 km de la ciudad capital de la provincia de San Juan. Tanto la mina como los diques de colas están ubicados en la Cordillera Frontal y próximos a la margen derecha del Río Castaño que es afluente del Río San Juan. Esta área cordillerana fue explotada durante el período 1956-1964, y durante estos años se obtuvo un total de 46.640 toneladas de concentrados con 73-78% de Pb, 75.588 t con 50-60% de Zn y 8.000 t con 14-21% de Cu (Gramage 1983 [13]).
El tratamiento mineralúrgico practicado fue de trituración y flotación diferencial. Las colas formadas por partículas de granulometría fina, producto de la molienda de rocas, fueron trasportadas por canales y cañerías hasta los sitios de disposición, siendo su consistencia la de una pulpa, con contenidos de agua entre el 60 a 70% (Ramírez et al. 2002 [14]). Las colas fluidas se depositaron en tres sectores, ubicados entre la planta de tratamiento y el cauce del río Castaño (entre los 2340 y 1950 m.s.n.m.), Figura 1.

Figura 1. Ubicación de los sectores donde fueron depositadas las colas de la mina Castaño Viejo, San Juan, Argentina.

En estos diques de colas, que son pequeños en comparación a los que se construyen en la actualidad, se utilizó el método de relleno hidráulico y recrecimiento hacia aguas arriba. En algunos casos se practicó un único cierre a una quebrada natural (por ejemplo en el Sector 1), mientras que en otros por tratarse de laderas fue necesario la construcción de cierres laterales en el perímetro.
La Figura 2 muestra el dique de colas de mayor tamaño y que se ubica más próximo al cauce del río Castaño (Sector 3). El dique posee un área superficial de 56.160 m², sus dimensiones mayores

aproximadamente son de 216 m x 345 m, el coronamiento del cierre presenta un desarrollo de 405 m con 15 m de altura máxima. En este dique se concentran los ensayos de campo y el estudio sobre la estabilidad global presentado en este trabajo.

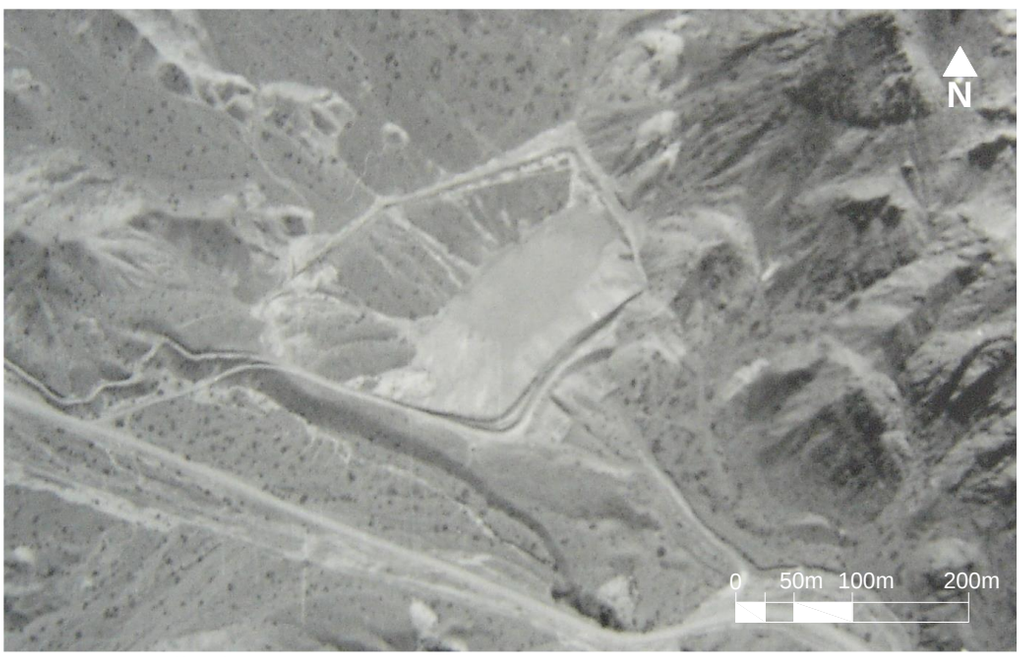


Figura 2. Fotografía aérea del dique de colas ubicado en el sector 3, mina Castaño Viejo, San Juan, Argentina (CEFOCA-UNSJ, 1960).

El clima del sitio donde se emplaza la mina es árido, caracterizado por un marcado déficit hídrico e importante amplitud térmica diaria y estacional, típica de la zona cordillerana. En la Tabla 1 se muestran los datos meteorológicos de la estación Barreal distante unos 80 km al sur y a 1.640 m.s.n.m. Además se incorporan a la tabla los datos de la estación meteorológica Mercado, perteneciente a la mina de plata y oro Casposo, ubicada a 30 km al sur y a 2.322m.s.n.m.

Tabla 1. Parámetros meteorológicos para la zona de la mina Castaño Viejo

	Estación Barreal (1)	Estación Mercado (2)
Distancia a Castaño Viejo [km]	80	30,3
Elevación [m.s.n.m.]	1640	2322
Temperatura media anual [°C]	14,6	13,6
Temperatura Máxima media anual [°C]	24,4	26,54
Temperatura Mínima media anual [°C]	4,5	1,33
Precipitación media anual [mm]	74,4	137,8
HR [%]	40	31
Evaporación media anual [mm]	2007,5 (a)	2505,8 (c)
Velocidad del viento media anual [km/h]	5 (b)	9,70 (d)

(1) Instituto de Investigaciones Hidráulicas– UNSJ. (a) Evaporación tanque clase A registrado en el período 1965 – 1987. (b) Medición a 0,50 m de altura.
(2) Troy Resources S.A. Corresponde al periodo 2006-2016. (c) Evaporación tanque clase A registrado en el periodo 2008 a 2011. (d) Medición a 1,00 m de altura.

3 CARACTERÍSTICAS DE LOS RELAVES

La Figura 3 muestra la posición de las perforaciones manuales realizadas en el dique de colas con el objeto de conocer las características de los relaves en profundidad. Además se muestra un corte longitudinal según el Perfil 1.

En general se observa una alternancia significativa de estratos de diferentes materiales con espesores que van de unos pocos milímetros a la decena de centímetros, Figura 4. Esta condición se debe a la metodología de vertido (relleno hidráulico con puntos de vertido múltiples). En la misma figura se presenta un esquema simplificado del perfil estratigráfico obtenido a partir de las muestras de colas recuperadas en la perforación manual.

En la Figura 5 se grafican las curvas granulométricas de muestras de colas provenientes de los sondeos realizados, se utilizaron también muestras obtenidas de la perforación S4 realizada en un dique de colas ubicado en el sector 2. El procedimiento utilizado fue la de tamizado por vía húmeda y sedimentación, aplicando para este último el método de la pipeta.

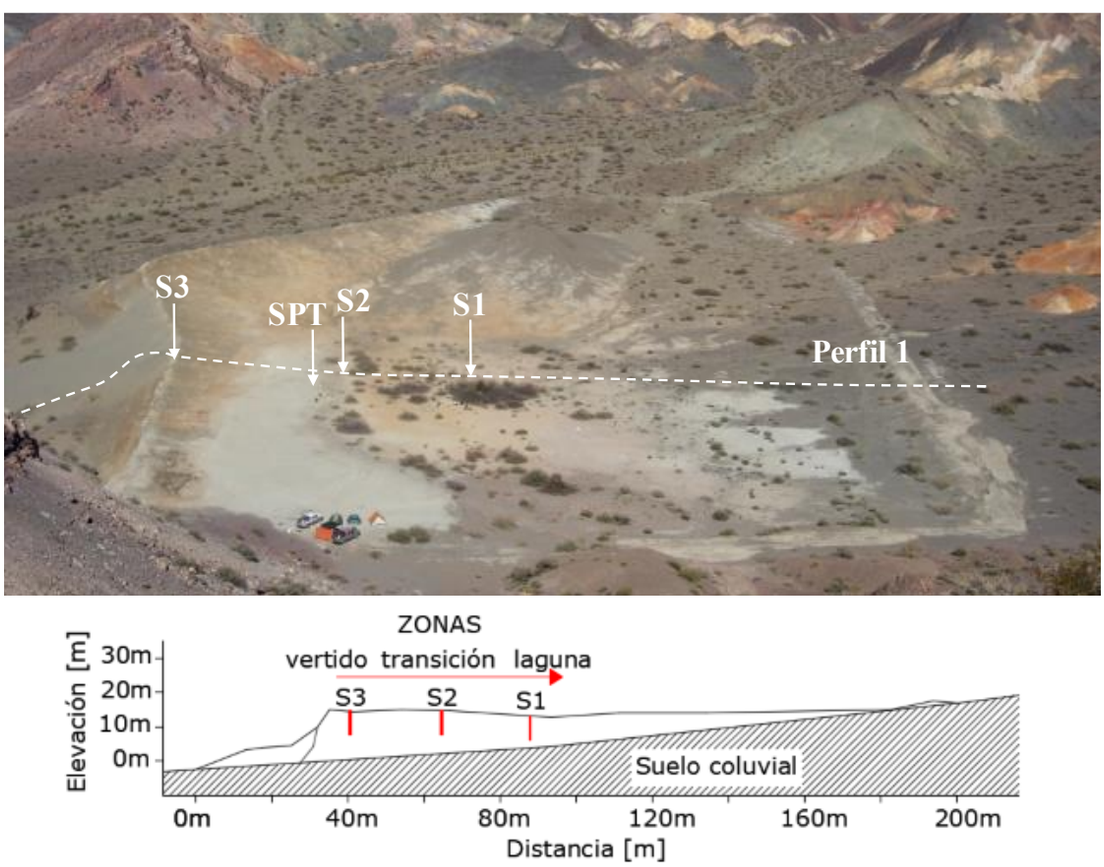


Figura 3. Posición de las perforaciones y corte transversal del dique de colas según el Perfil 1.

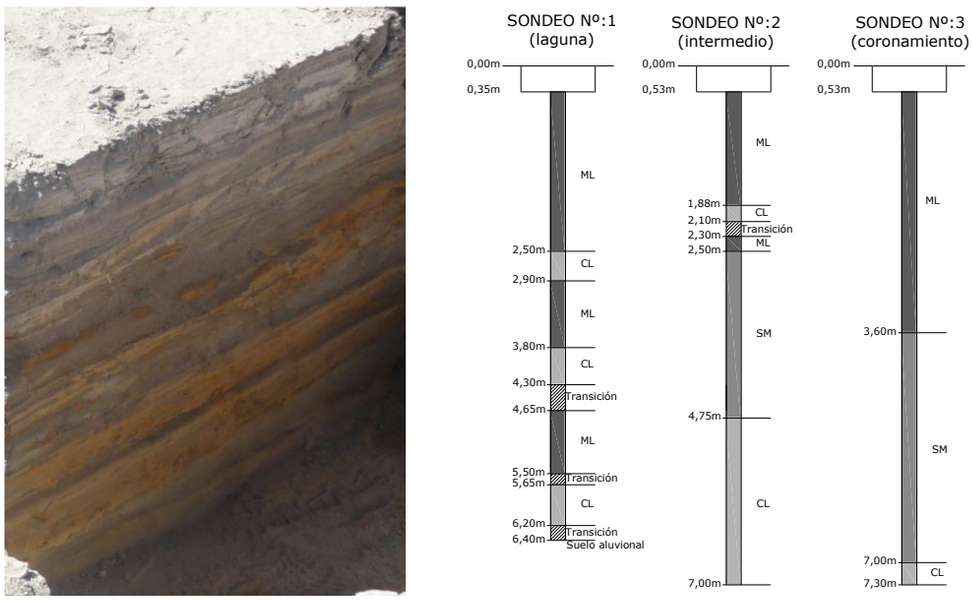


Figura 4. Estratigrafía de los primeros 80cm de profundidad (izquierda), descripción estratigráfica de los sondeos a partir del material recuperado (derecha).

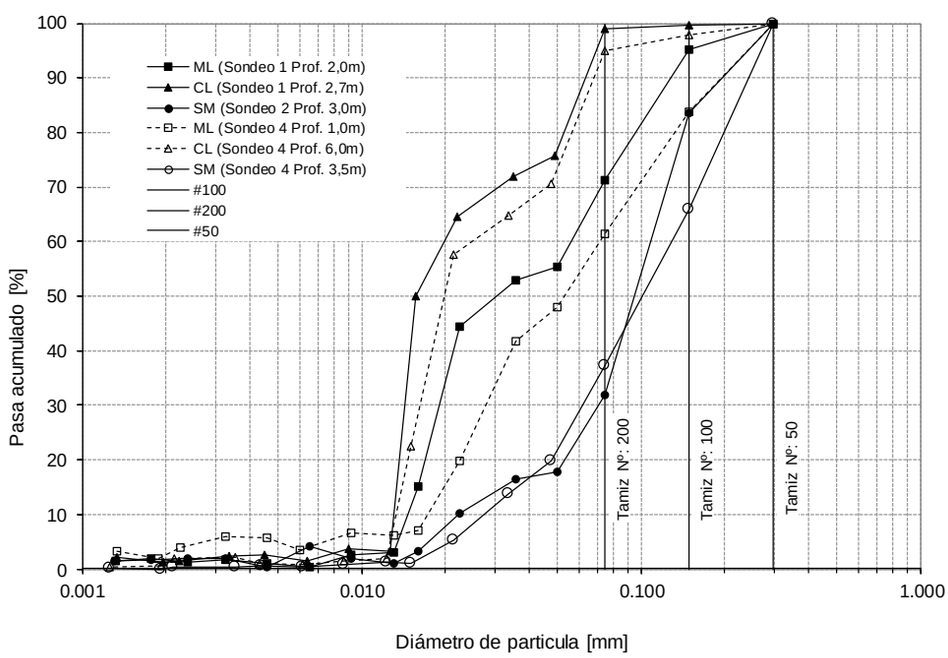


Figura 5. Curvas granulométricas para muestras de colas obtenidas de los sondeos S1, S2 (sector 3) y S4 (sector 2).

En la Tabla 2 se resumen los valores determinados para los límites de consistencia y peso específico del sólido. En general se observan materiales finos con tamaño máximo 0,3mm y con pasa tamiz 200 superiores al 30%. Las colas se agruparon según sus características físicas en tres materiales, una arena fina, un limo arcilloso y una arcilla de baja plasticidad (SM, ML y CL respectivamente). Las densidades determinadas por medio del método del cono y la arena son relativamente bajas, la Tabla 3 contiene los valores correspondientes a los sitios donde se realizaron las perforaciones.

Tabla 2. Límites de consistencia y densidades del sólido para muestras de colas de los sondeos

Muestra	Material	Profundidad	Límites de consistencia			Gs
		[m]	LL [%]	LP [%]	IP	
S3	CL	7,00	34,68	21,4	13,3	2,68
S3	CL	7,00	35,29	20,8	14,5	
S3	SM	4,50	-	-	-	2,91
S3	SM	6,50	-	-	-	2,92
S2	ML	0,80	-	-	-	2,83

Tabla 3. Valores de densidad de las colas (capa superficial)

Sondeos	S1	S 2	S 3
Profundidad [m]	0,65	0,50	0,90
Humedad [%]	7,35	3,15	4,55
Densidad natural [kN/m³]	15,72	15,66	15,67
Densidad seca [kN/m³]	13,65	14,99	14,79
Distancia desde el coronamiento [m]	53,0	26,5	0

4 GRADO DE SATURACIÓN

En la Figura 6 se presentan los perfiles de grado de saturación determinados para las muestras recuperadas en las perforaciones.

La tendencia general indica grados de saturación muy bajos hasta aproximadamente un metro y medio de profundidad y a partir de allí un aumento significativo con la profundidad hasta alcanzar valores superiores al 80% (Sondeo S1).

En el sondeo S3 el grado de saturación se mantiene bajo y una explicación a este fenómeno puede ser la proximidad al talud frontal que constituye una frontera de evaporación. Sin embargo a partir de los 7,00m y hasta los 7,30m de profundidad (fin de la excavación) las arcillas se encuentran saturadas. No se encontró el nivel freático en el espesor de colas estudiado con los sondeos.

Al parecer los relaves con un alto contenido de agua se producen con más frecuencia de lo deseable (Rodríguez y Oldecop 2011 [15]; Rodríguez et al. 2011 [16], aunque es llamativamente sorprendente que los diques de colas estudiados posean zonas donde los relaves están cuasi-saturados, a pesar de las características del clima árido que impone condiciones propicias para el secado de las colas por evaporación y al tiempo que ha transcurrido desde el abandono de la mina (más de 50 años).

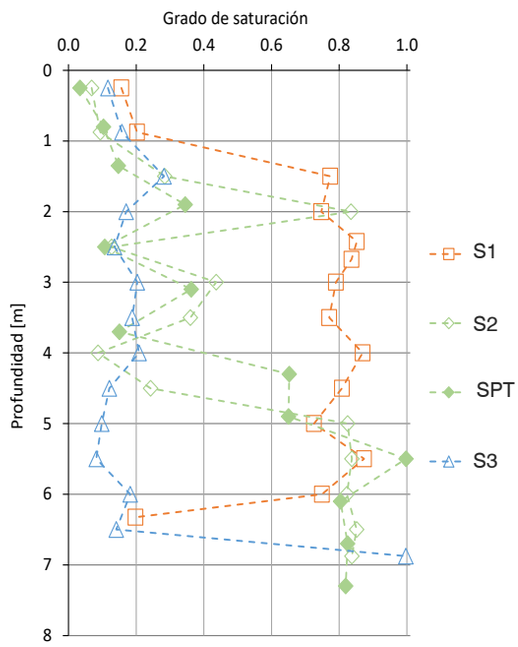


Figura 6. Perfiles de grado de saturación para muestras de las perforaciones.

Teniendo en cuenta los resultados de ensayos de parcela realizados en este dique de colas (Garino y Oldecop, 2021 [17]) una posible explicación para esta situación extraordinaria es la ocurrencia de múltiples barreras capilares entre los estratos de granulometría diferente.
En la Figura 7 se puede ver la curva de retención determinada en laboratorio para los relaves cuyo tamaño de grano resulta similar a un limo y para otros clasificados como arenas limpias. Superpuesto a estas curvas están graficados los registros de succión matricial obtenida en el ensayo de parcela durante los 18 meses que duro el ensayo. Se observa que el estrato de limo superficial (sensor ubicado a 7 cm de profundidad) interactuó con la atmosfera recorriendo prácticamente todo el rango de saturación, mientras que los sensores ubicados en estratos de arena (15cm y 35 cm), se mantuvieron durante este mismo periodo en una condición residual.
Con grados de saturación tan bajos, resulta muy probable que la continuidad de la fase líquida se encuentre interrumpida, por lo que la extracción de agua desde la superficie solo puede desarrollarse en estos estratos arenosos por difusión de vapor, un mecanismo extremadamente lento.

5 RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN

En las proximidades de la perforación S2, se realizó un sondeo por medio del barreno manual hasta una profundidad de 7,60m. Cada 50cm de avance de la excavación se llevó a cabo una determinación del número de golpes utilizando un equipo de penetración estándar convencional y una sonda tipo Terzaghi. Los valores de resistencia a la penetración expresados en función al número de golpes se muestran en Tabla 4. En general el número de golpes es bajo, inferior a 5 a partir de los 1,60 m de profundidad. Para el estrato superficial, limos duros, la resistencia a la penetración es algo mayor (9 golpes) pero para los estratos ubicados entre 5,50 y 6,50m (arcillas de baja plasticidad) se midieron tan sólo 2 golpes. Estos resultados son consistentes con los estimados a partir de las velocidades de onda de corte (<200m/s) obtenidas por medio de un estudio geofísico (tomografía sísmica de refracción) siguiendo el Perfil 1 (ver Figura 3), Figura 8.

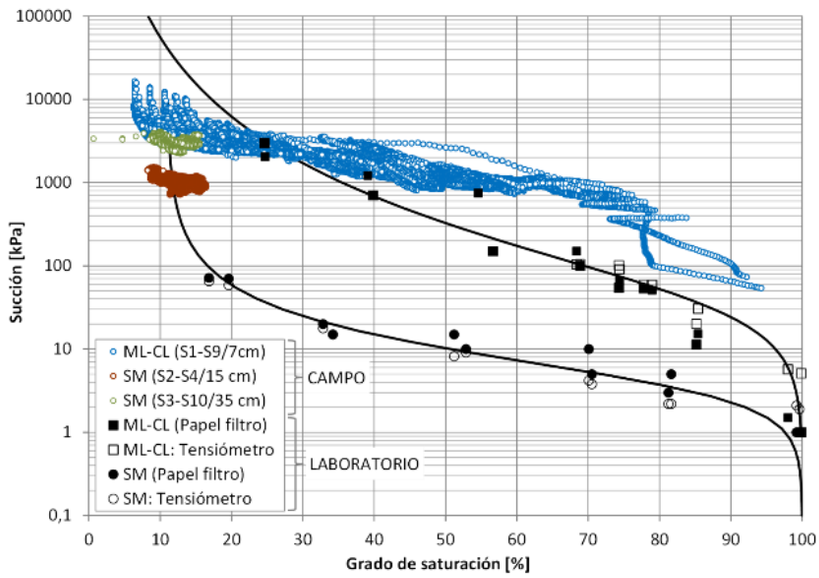


Figura 7. Datos de campo de succión matricial vs. grado de saturación obtenidos con pares de sensores ubicados a igual profundidad, comparados con datos de laboratorio de la curva de retención de materiales similares al de la capa instrumentada. Las líneas continuas corresponden a curvas de Van Genuchten (1980) ajustadas a los datos de laboratorio.

Tabla 4. Numero de golpes del ensayo de penetración estándar.

Ciclo	Profundidad [m]	N1 SPT
1	0,25	9
2	0,875	6
3	1,375	7
4	1,975	5
5	2,575	5
6	3,175	4
7	3,775	6
8	4,375	4
9	4,975	4
10	5,575	2
11	6,175	2
12	6,775	5
13	7,375	6

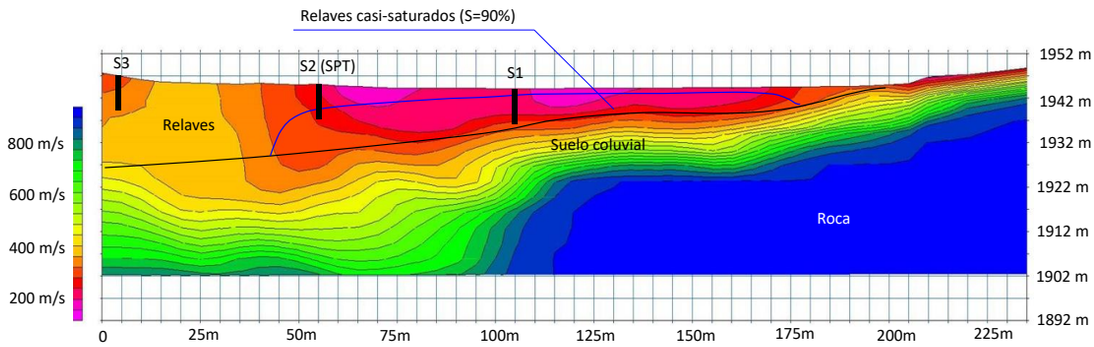


Figura 8. Modelo de la variación de la velocidad de onda S - Tomografía sísmica de refracción en Perfil 1, Superposición de sondeos e interpretación del contacto con el suelo coluvial.

6 SUSCEPTIBILIDAD DE LICUACIÓN Y SEGURIDAD DEL DIQUE CV1

En el dique de colas estudiado se han observado, y expuesto en este trabajo, algunas situaciones que podrían potenciar la susceptibilidad de la estructura a desarrollar una falla por licuación ante la ocurrencia de terremotos severos. El grado de saturación elevado en colas debajo de 1,5m en el sondeo S1, 5,0m en el sondeo S2 y 7m en el sondeo S3 indica que se desarrolla una especie de abatimiento del agua capilar como influencia del talud frontal, sin embargo el volumen de colas cercanas a la saturación no deja de ser importante. Salvo una porción superficial donde los limos presentan una estructura compacta, la resistencia de las colas en los estratos intermedios y profundos, estimada a partir de los resultados del ensayo SPT es muy baja.

Para evaluar la estabilidad luego de ocurrido un sismo que pueda disparar la licuación de zonas saturadas del dique de colas, se han realizado análisis de estabilidad considerando resistencias residuales para las colas licuadas.

Para la determinación de los parámetros geotécnicos del material potencialmente licuable se han utilizado dos metodologías. La primera de ellas proporciona el valor de la resistencia crítica no drenada (Su,r) en función del número de golpes normalizado del ensayo de penetración estándar N1(60), (Seed y Harder, 1990 [18]), mientras que la segunda metodología permite conocer el valor del cociente entre la resistencia critica no drenada (Su,r) y la presión efectiva vertical previa a la falla en función también del número de golpes normalizado del ensayo de penetración estándar N1(60), (Olson S.M. 2001[19]; Olson y Stark, 2003 [20]). La Tabla 4 resume los parámetros de resistencia determinados con ambos criterios.

Para los materiales no susceptibles de licuar los parámetros resistentes asumidos (ϕ=30° y c=0) corresponden a los valores medios encontrados en los ensayos triaxiales y de corte directo en muestras remoldeadas de las colas del dique estudiado (Garino et al., 2017 [21]).

Tabla 5. Parámetros de resistencia para las colas luego de licuar

Seed y Harder (1990)		Olson y Stark (2003)	
c [kPa]	ϕ [°]	c [kPa]	ϕ [°]
7	0	0	3

Se analizaron los factores de seguridad por medio de la teoría de equilibrio límite (método Morgenstern-Price) para dos secciones transversales del dique de colas estudiado en correspondencia con el Perfil 1. En la Sección 1 se han considerado las colas (SM) depositadas por erosión al pie del talud frontal. Para estas colas se ha estimado un ángulo de fricción reducido un 30 % respecto al considerado para las colas del cuerpo de la presa que no son susceptibles de licuar (valor similar ángulo de reposos). La Sección 2 comprende una zona del talud frontal casi vertical generada por un deslizamiento previo, Figura 9. Las geometrías adoptadas para la Sección 1 y Sección 2 se muestran en la Figura 10.

Figura 9. Vista del talud considerado en cada una de las secciones de verificación.

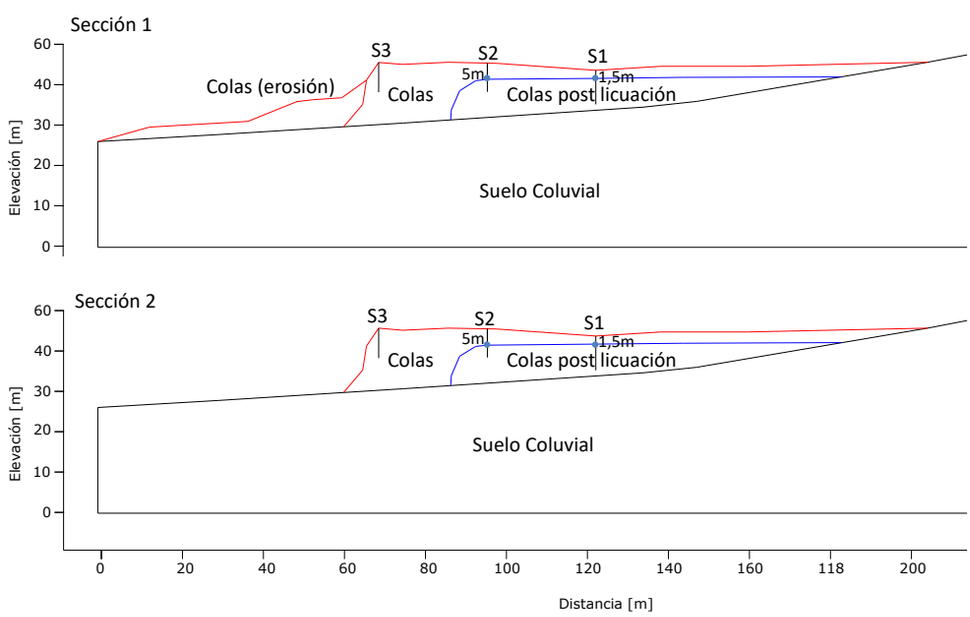


Figura 10. Geometría adoptada para las secciones de verificación de estabilidad con parámetros post licuación.

Los resultaos de los análisis están condensados en la Figura 11. Para la Sección 1 no se obtuvieron superficies de falla con factores de seguridad (Fs) inferiores a la unidad, siendo 1,14 el Fs mínimo (la franja roja representa superficies de falla con 1,14<Fs<1,3).
Sin embargo para la Sección 2 el Fs mínimo fue de 0,72 y se desarrollan superficies de falla que involucran un volumen importante del dique que presentan Fs<1 (zona azul).

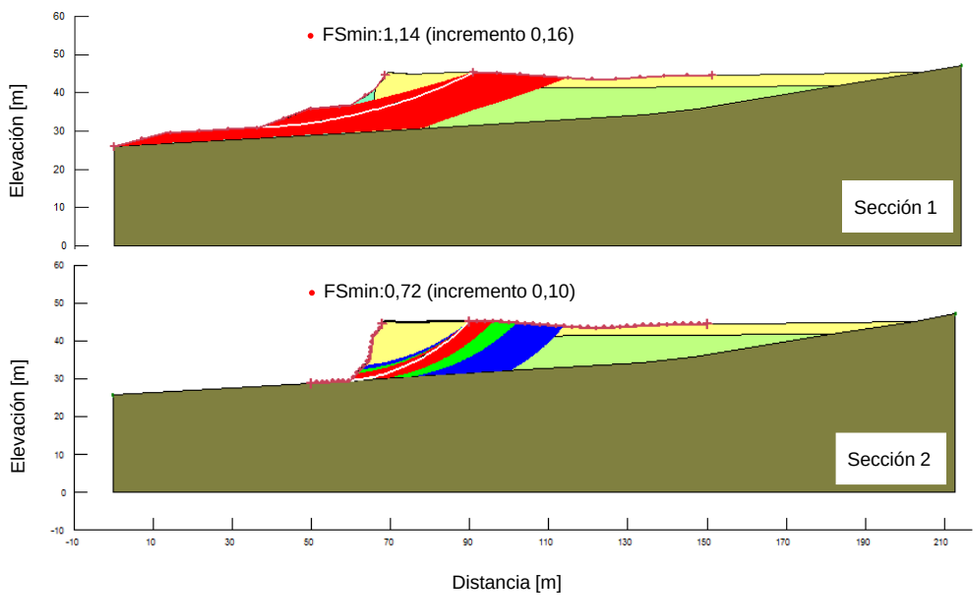


Figura 11. Mapa de seguridad para la Sección 1 (arriba) y Sección 2 (abajo) considerando parámetros resistentes disminuidos en las colas susceptibles de licuar.

7 CONCLUSIONES

El vertido de las colas en consistencia de lodo genera estructuras abiertas y poco densas que por efecto de la consolidación, desde la construcción de los diques hasta la actualidad, debería alcanzar cierto grado de compacidad y resistencia. El valle que alberga al dique de colas analizado no se encuentra impermeabilizado, es decir que las colas están en contacto directo con el suelo coluvial. Esta situación debería favorecer a la consolidación ya que el agua es libre de percolar hacia el terreno de fundación.
Sin embargo el número de golpes del ensayo de penetración estándar en el dique de colas es extremadamente bajo, entre 2 a 4 golpes para las colas ubicadas entre 4 m y 6,5 m de profundidad.
Por otro lado, salvo una delgada capa superficial, no mayor a 1,5m de espesor, las colas almacenan gran cantidad de agua, situación que puede explicare si se consideran la superposición de barreras capilares entre los estratos de arena y limo.
Teniendo en cuenta que las colas estudiadas presentan baja resistencia, estructura suelta (baja compacidad) y elevado grado de saturación, resulta probable que se originen problemas de estabilidad si se ven sometidas a acciones dinámicas asociadas a sismos de moderada intensidad.
Las verificaciones de estabilidad dan como resultado factores de seguridad inferiores a 1 si se consideran parámetros de resistencia post licuación para las colas que poseen grados de saturación elevados en el cuerpo del dique (Sección 2). En la Sección 1, los sedimentos granulares ubicados al pie del talud, mejoran el comportamiento global.
Los análisis de estabilidad muestran además que la seguridad del dique en condiciones post licuación, está fuertemente influenciada por la posición relativa de las colas susceptibles de licuar y el talud frontal.

REFERENCIAS

[1] ICOLD (2001) Tailings dams risk of dangerous occurrences, lessons learnt from practical experiences, Bulletin 121, United Nations Environmental Programme (UNEP) Division of Technology, Industry and Economics (DTIE) and International Commission on Large Dams (ICOLD).

[2] Davies M. P. (2002). *Tailings Impoundment Failures: Are Geotechnical Engineers Listening?* Geotechnical News, 20: 31–36.

[3] Bligth G. E. y Fourie A. B. (2005). *Catastrophe revisited – disastrous flow failures of mineand municipal solid waste.* Geotechnical and Geological Engineering, 23: 219–248.

[4] Rico M., Benito G., Salgueiro A.R., Díez-Herrero A., Pereira H.G. (2008). Reported tailings dam failures - A review of the European incidents in the worldwide context. Journal of Hazardous Materials, 152: 846–852.

[5] Oldecop L., Zabala F., Rodríguez R. y Garino Libardi L. (2008). *Funcionamiento hidráulico, estabilidad y mecanismos de rotura de presas de relaves mineros.* V Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos. Tucumán, Argentina.

[6] Zandarín M. T., Oldecop L., Rodríguez R. y Zabala F. (2009). *The role of capillary water in the stability of tailing dams*. Engineering Geology, 105 (1-2): 108-118, ISSN 13-7952.

[7] Bowker L.N. y Chambers D.M. (2015). *The Risk, Public Liability, & Economics of Tailings Storage Facility Failures*. Earthwork Act, 1-56.

[8] Roche C., Thygesen K., y Baker E. (2017). Mine Tailings Storage: Safety Is No Accident. A UNEP Rapid Response Assessment. United Nations Environment Programme and GRID-Arendal, Nairobi and Arendal, www.grida.no, ISBN: 978-82-7701-170-7.

[9] Bray J. D. y Frost, J. D. (2010). Geo-Engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake, a report of the NSF-sponsored GEER Association Team.

[10] Verdugo R., Sitar N., Frost J.D., Bray J.D., Candia G., Eldridge T., Hashash Y., Olson S.M., Urzua A. (2012). Seismic Performance of Earth Structures during the February 2010 Maule, Chile, Earthquake: Dams, Levees, Tailings Dams, and Retaining Walls. Earthquake Spectra 28: 75-96.

[11] Morgenstern N.R., Vick S.G., Viotti C.B., Watts B.D. (2016). Fundão Tailings Dam Review Panel. Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam.

[12] Robertson PK, de Melo L, Williams DJ, Ward Wilson G (2019) Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão Dam I, 12 December, 2019.

[13] Gramage R. (1983). Estudio geológico minero de las vetas Compañía y Flor de Castaño, Distrito Minero Castaño Viejo, Pcia. de San Juan. Trabajo Final de la Carrera Licenciatura en Ciencias Geológicas. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. UNSJ, Argentina.

[14] Ramírez M., Salinas L. Carrascosa H. y Negrelli M. (2002) Caracterización y evaluación de las presas mineras del Distrito Castaño Viejo, Calingasta, San Juan. Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos, San Juan, 2002.

[15] Rodríguez R y Oldecop L (2011) Humedad y estabilidad geotécnica de presas de relaves. Universidad Central del Ecuador. Curso de capacitación profesional teórico-práctico en “Aspectos relacionados a la hidrogeología e hidroquímica en zonas mineras del sur del Ecuador. Quito. 30 de noviembre al 7 de diciembre 2011.

[16] Rodríguez R, García C, Zarroca M, Roque C, Linares R and Oldecop L (2011) Características geológicas y geotécnicas de los lodos de flotación de la Sierra Minera de Cartagena-La Unión (SE España). Boletín Geológico y Minero, 122(2): 127-144.

[17] Garino L. y Oldecop L. (2021) Plot test in a 50-year abandoned mine tailings dam. PanAm-Unsat 2021: 3rd Pan-American Conference on Unsaturated Soils. Río de Janeiro, Brazil. https://doi.org/10.1051/matecconf/202133704012

[18] Seed R.B. y Harder L. (1990). SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strengths. Proceedings of the H. Bolton Seed Memorial Symposium.

[19] Olson S. M. (2001). Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and

penetration resistance. Ph. D. thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana.

[20] Olson S. M. and Stark T. D. (2003) *Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, Issue 8 (August 2003).

[21] Garino L., Rodari G. and Oldecop L. (2017) Characterization of mine waste materials after 50 years of climate interaction. Second Pan-American Conference on Unsaturated Soils. Dallas, United Estates, 09-2017. https://doi.org/10.1061/9780784481691.027

IDENTIFICACIÓN DEL NIVEL DE AMENAZA A PARTIR DE LA CLASIFICACIÓN DE LA CALIDAD DE UN MACIZO ROCOSO UBICADO EN EL MUNICIPIO DE CAMPOALEGRE HUILA APLICANDO LOS MÉTODOS Q Y RMR

C. Peñuela y S. Rivera
maria.penuela@usantotomas.edu.co; sebastianrivera@usantotomas.edu.co.
Universidad Santo Tomás.

RESUMEN. El análisis de estabilidad realizado en el municipio de Campoalegre, Huila. Se lleva a cabo con el fin de fomentar actividades de desarrollo y asentamiento en zonas pobladas y rurales, a partir de resultados confiables, presentando herramientas que funcionen como base para futuros proyectos en el municipio. En principio, se busca identificar zonas de alto riesgo determinadas en el Plan de Ordenamiento Territorial (POT) elaborado en el municipio, en función de la guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa de Colombia, la cual utiliza el Slope Mass Rating para establecer el nivel de amenaza, partiendo de la combinación de los dos métodos de clasificación más empleados en el mundo, tales como Rock Mass Rating y Barton Q system of classification, los cuales correlacionados y promediados indican un valor puntual de RMR utilizado para determinar el nivel de amenaza según el SMR, que es la metodología empleada en la cartilla Colombiana. Por otra parte, se evalúa el riesgo de caída de rocas, a través de métodos empíricos demostrados en simulaciones 2D, elaborados en las trayectorias de bloques más críticas del municipio gracias a los softwares RocFall-Rocscience 4.0 y ArcMap 10.8 para el procesamiento de perfiles y el análisis espacial de imágenes aéreas para indicar las zonas expuestas a deslizamientos, destacando elmunicipio del Palmar Bajo como objeto de investigación. El macizo en general, presenta una baja probabilidad de amenaza, gracias a que en su mayor parte se encuentra compuesto por roca competentey de forma adicional la gran cobertura vegetal que funciona como barrera ante desprendimientos, permite disminuir la amenaza por movimientos en masa reduciendo el riesgo a la población por este tipode eventos.

Palabras clave: CALIDAD – MACIZO ROCOSO – AMENAZA – SIMULACIÓN –

1. INTRODUCCIÓN

Los fenómenos de remoción en masa o desprendimiento de rocas, son considerados los causantes de procesos geomorfológicos que perjudican la estabilidad y desarrollo de los macizos rocosos. Principalmente, porque estas áreas comprenden muchas fases de deformación y condiciones geológicas complejas. Cabe resaltar que es posible identificar la influencia de la estructura geológica a partir de la clase y la calidad del macizo rocoso, se puede obtener tanto el potencial de colapso como la estabilidad del material rocoso y evitar posibles deslizamientos. De esta forma, posibilita la prevención de desastres que ocasionan los movimientos en masa causantes de daños a estructuras, interrupciones al transporte, deterioro gradual del medio ambiente, lesiones e incluso muerte. Por otro lado, su investigación es crucial al momento de realizar proyectos de ingeniería, ya sea excavaciones para soportes de un túnel, proyectos de minería, resistencia a la intemperie, estabilidad de taludes, dragado operforabilidad [1].

Los movimientos en masa, pueden potenciarse por pendientes escarpadas, fenómenos climáticos como precipitación frecuente, alteraciones presentes en la capa vegetal por acciones antrópicas, presencia de agua subterránea o cercanía a las fallas geológicas [2]. Hasta la fecha se han desarrollado diferentes estudios en los que se pretende evaluar la calidad de los macizos rocosos, principalmente utilizando el método Rock Mass Rating (RMR) [3] y Q-Barton (Q) [4]; en conjunto con métodos empíricos como softwares de modelación, principalmentelos softwares establecidos por Rocscience. A nivel mundial, estos sistemas de clasificación han sido ampliamente utilizados para pendientes, cuevas, cimientos, túneles o minas; los cuales se han desarrollado exitosamente en países como Australia, Arabia, China, Indonesia, India, Italia, Nueva Zelanda, Pakistán, Turquía, en la cordillera del Himalaya y a nivel nacional.

Un ejemplo claro ocurrió en la ciudad de Keçiören- Turquía, específicamente en la provincia de Ankara, donde se elaboró la caracterización de un talud por el método de clasificación Slope Mass Rating SMR realizando la identificación del peligro ocasionado por el deslizamiento de rocas mediante las propiedades presentes en las discontinuidades. Para este procedimiento, se requirió el sistema RMR, enfocado principalmente a las fallas de taludes, proporcionando nuevas modificaciones a factores de corrección y adiciones al SMR, en donde finalmente fue posible establecer la calidad y estabilidad de la roca. Posteriormente, se elaboró un mapa de zonificación mediante el procedimiento ERHA e imágenes de alta resolución estableciendo las clases de peligro de caída de rocas y las posibles trayectorias de sus desprendimientos, para que de esta forma fueran determinados programas de mitigación y prevención, tales como, la construcción de una malla de alambre anclada que pudiera cubrir la cara del talud [5].

En la región de Yogyakarta- Indonesia, se llevó a cabo un estudio en el área Kárstica de Gunung Kidul, para evaluar la magnitud del colapso potencial del macizo rocoso, en la cueva de Seropan, por medio del sistema de clasificación RMR para la construcción de una planta de energía, en donde a partir de la calidad del macizo rocoso y su correspondiente análisis, se observó la ocurrencia de un potencial de colapso. [6].

En la cordillera del Himalaya, también se llevó a cabo un estudio sobre estabilidadde taludes, mediante la caracterización de un macizo rocoso por medio de los sistemas Geological Strength Index (GSI), SMR y RMR, dichos métodos indicaron que en su mayoría eran masas de roca estables y adicionalmente el uso de modelos numéricos como (LEM y FEM), contribuyeron en la percepción de medidas para diseños mucho más óptimos y establecer posibles correcciones [7].

Los sistemas de clasificación, brindan sistemas de apoyo y técnicas de excavación para la ejecución de proyectos de tunelización. En el caso del túnel a base de roca construido en Mingtang, en la provincia de Anhui-China, específicamente en el condado de Yuexi, se utilizó un método geoestadístico denominado Kriging, el cual tenía como fin, inferir los valores del RMR utilizando la información geológica expuesta en los frentes del túnel, calculando de esta forma los parámetros según el posible peor escenario, siendo posible obtener datos más precisos del RMR a medida que avanzaba el proyecto, por medio de un vario-

grama modelo. Este proceso alcanzó una predicción del 80% de los datos del sistema de clasificación [8].
Con el objetivo de ampliar los insumos en función del entendimiento de los fenómenos de remoción en masa y para asegurar la estabilidad de los procesos de excavación en macizos rocosos, además de verificar los factores que generan una influencia sobre los mismos en el municipio de Campoalegre, Huila. El presente escrito pretende desarrollar una evaluación, por medio de trabajos investigativos y datos obtenidos en campo, herramientas de información geográfica como ArcMap versión 10.8, el software RocFall-Rocscience, que permitan realizar una valoración cuantitativa y cualitativa del riesgo existente en las masas de roca circundantes, realizando desde una amplia investigación bibliográfica y su respectiva corroboración en campo para definir factores condicionantes hasta el análisis de amenaza del macizo implementando clasificaciones geomecánicas, como lo son los sistemas de clasificación de macizos rocosos RMR y Q en conjunto con el análisis de resultados obtenidos a partir de la implementación de métodos finitos RocFall-Rocscience. La principal razón por la cual se deben aplicar este tipo de métodos, es la contribución como herramienta de análisis al momento de llevar a cabo proyectos en la zona de estudio, debido a que proporcionando aspectos de diseño, construcción y soporte base para el desarrollo estructural y urbano, además de prevenir a futuro sobre posibles amenazas de estabilidad por efecto de los fenómenos de remoción en masa [9].

2. METODOLOGÍA

Los eventos de análisis referentes a la amenaza por desprendimientos en roca pueden ser evaluados a partir de métodos tanto cualitativos como cuantitativos, por medio de parámetros que permitan determinar las propiedades físicas y químicas del material que compone el macizo, desarrollando un análisis geológico, por medio de la aplicación de la metodología proporcionada por el Servicio Geológico Colombiano (SGS) y un análisis geotécnico, utilizando los métodos para definir la calidad de los macizos rocosos a través del RMR y Q junto con el uso del software RocFall-Rocscience 4.0. Para el caso de estudio, la metodología a desarrollar para la elaboración del proyecto es de tipo MIXTO.

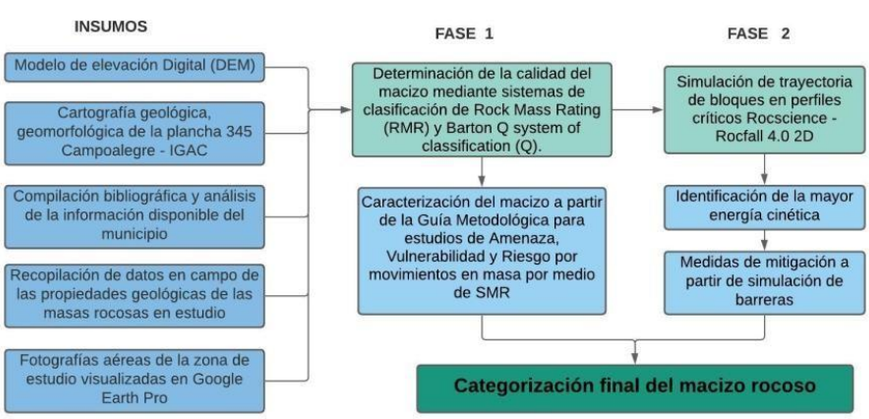


Figura 1. Metodología establecida. (Elaboración propia,2020)

2.1 Trabajo de campo y análisis de amenaza

Para establecer la zona de estudio en el municipio de Campoalegre Huila fue necesario revisar el análisis de zonificación de amenaza en el Plan de Ordenamiento territorial (POT) del municipio de Campoalegre Huila. En este documento las zonas de amenaza media, alta y muy alta se encuentran principalmente

ubicadas en las laderas de la cordillera oriental ocupado alrededor de 21.972,42 Ha [10]. En principio, se procesó y analizó un Modelo Digital de Elevación (DEM), con el fin de diferenciar las zonas de alta pendiente. Este DEM se extrajo de la plataforma de la NASA, por *Shuttle Radar Topography Mission* (SRTM) producido a una resolución de 1 arco-segundo (aproximadamente 30 m en el ecuador), con el fin de utilizar la mayor resolución posible de la superficie terrestre y procesarlo en el software ArcMap 10.8. El análisis de pendientes, se efectuó a partir de la guía metodológica para la elaboración de cartografía geomorfológica aplicada a levantamientos de suelos del IGAC [11], determinada como 0-3% ligeramente plano, 3-7% ligeramente inclinado, 7-12% Moderadamente inclinado, 12-25 fuertemente inclinado, 25-50% moderadamente escarpadas, 50-75% Escarpado y finalmente >75 muy escarpado, cabedestacar que este último no fue encontrado en el territorio de Campoalegre.

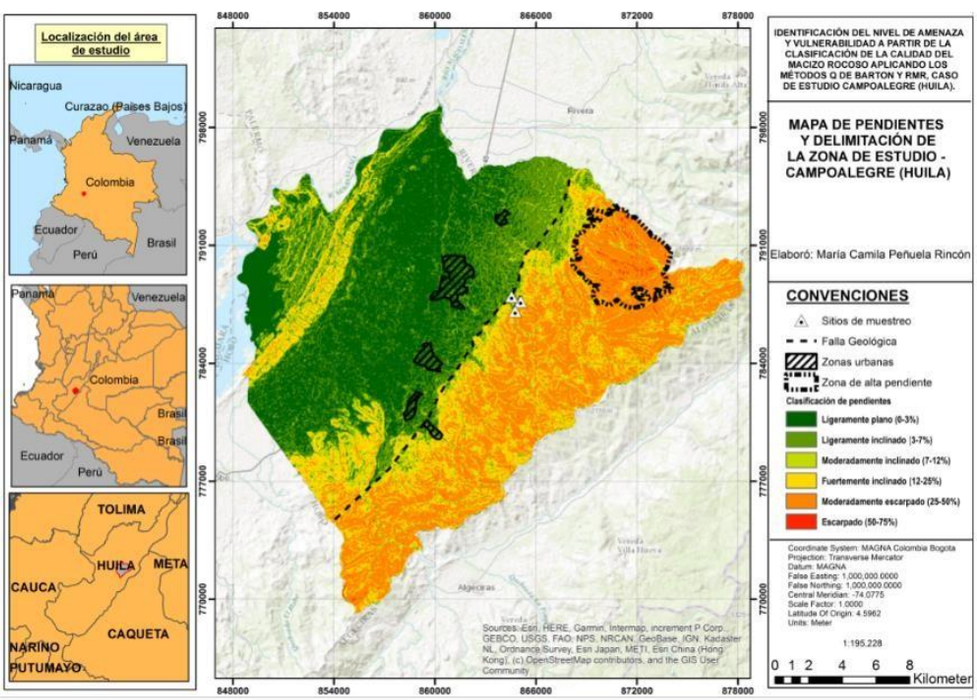


Figura 1. Mapa de pendientes y delimitación de la zona de estudio.

Cómo es posible evidenciar en el Mapa 1. las zonas establecidas en el POT como amenaza alta, cuentan con las pendientes más escarpadas del municipio, partiendo de aquí el punto de interés para realizar el estudio, consecuencia de que las pendientes inclinadas potencian los movimientos en masa. Otro factor tenido en cuenta en el análisis fue la presencia de fallas geológicas, también causante de este tipo de eventos, cerca al macizo en estudio y detallado con línea punteada, se localiza una falla por cabalgamiento entre la cordillera oriental y central en las zonas de Piedemonte de la región tectónica del Valle de Magdalena, denominado como Sistema de Fallas de Potrerillos, ubicada sobre las unidades geológicas Qaa3 (Abanicos antiguos poco disecados), la cual cuenta con 80 km de extensión aproximadamente y una orientación de N40°E con planos de buzamiento que reflejan una inclinación al SE y E [12].
Posteriormente, se analizó la cercanía a las zonas urbanas y rurales del municipio. Las zonas urbanas principales, mayoritariamente se encuentran alejadas de las posibles zonas de amenaza y se localizan en espacios con pendientes de 3-7% definidas como ligeramente planas lo que las hace poco probables a sufrir por deslizamientos. Por lo tanto, las zonas de interés fueron las zonas veredales de Campoalegre,

ya que estas se encuentran dispersas en todo el municipio sin una organización clara, en especial, para el caso de estudio se evaluaron las viviendas próximas a las zonas de alta pendiente, de tal modo que se establezca la calidad del macizo rocoso presente en la zona rural a estudiar. A raíz de esto, se desarrolló el estudio de los factores condicionantes, con el fin de determinar los materiales geológicos que constituyen el macizo y los procesos geomorfológicos que allí ocurren, junto con la vegetación ubicada en la zona y su climatología.

3. RESULTADOS

3.2 Factores Condicionantes

3.2.1 Unidades de Geología para Ingeniería UGI

La zona de alta pendiente, se ubica entre la región tectónica del Valle del Magdalena y la región tectónica de la Cordillera Oriental. Geológicamente se encuentra constituida en su mayor parte por rocas ígneas meteorizadas, su composición litológica se define como un tipo de rocas cristalinas, especialmente ígneas ácidas, con una matriz areno-arcillosa por causa del basamento volcánico de la Formación Saldaña. Esta área, cuenta con edades que van desde el Jurásico hasta el Cuaternario existiendo una mayor predominancia en unidades geológicas como el Monzogranito de Algeciras (Jal) con una extensión aproximada de 470 km2. En muchos sitios, estos intrusivos se encuentran fuertemente meteorizados, incrementando el desarrollo de suelos areno - arcillosos profundos.
En la zona de Monzogranito de Algeciras, realizando una visualización de manera macroscópica, se encuentran rocas holocristalinas de colores grises con algunas tonalidades rosadas, con tamaños de grano de medianas a gruesas. Teóricamente, en toda la extensión predominan los Monzogranito, aunque es posible evidenciar variaciones entre granitos de feldespato alcalinos, granodioritas y cuarzo monzonitas, con micro diorita y diques andesíticos y venas de cuarzo. Las muestras analizadas en campo indicaron que el macizo rocoso en estudio estaba compuesto por rocas de diorita, las cuales cuentan con una textura holocristalina, alotriomórfica, inequigranular y peritítica.La unidad geológica predominante en la zona se determinó como diorita a partir de estudios realizados en campo y soportados con estudios realizados en la zona [13].

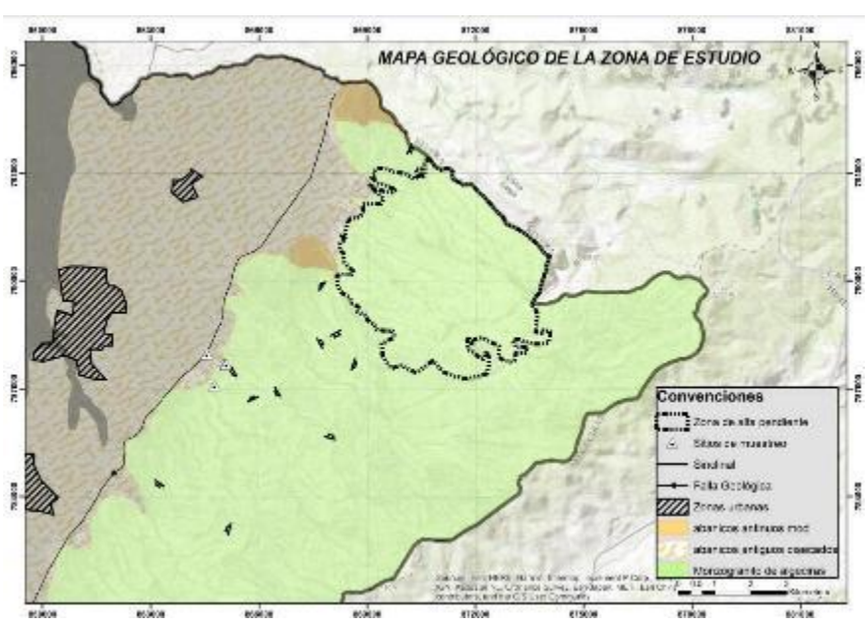


Figura 2. Mapa geológico de la zona de estudio

En las zonas de baja pendiente, donde se ubican las zonas urbanas y veredales de Campoalegre predominan geológicamente los abanicos antiguos poco disecados (Qaa3) y los abanicos antiguos moderadamente disecados (Qaa2), los materiales que conforman estos abanicos cambian dependiendo de su localización. Los abanicos ubicados en la Cordillera Oriental, generalmente se encuentran compuestos por bloques subangulares a subredondeados, con rocas ígneas y metamórficas posiblemente bloques de la Formación Saldaña y unidades sedimentarias cretácicas y paleógenas [13].

3.2.2 Elementos geomorfológicos

Geomorfológicamente, en la zona del Monzogranito de Algeciras se forman Montañas Erosionadas Sobre Macizo Ígneo (ME) presentando un tipo de geoforma estructural asociada a los sistemas de fallas de potrerillos y Algeciras, además de verse afectados por procesos denudativos como erosión y meteorización. Esta zona se asocia a ambientes morfodinámicos como flujos de lodos, detritos y deslizamientos compuestos, generados por descongelamiento de conos volcánicos relacionados a erupciones. Por otra parte, comprenden secuencias sedimentarias arcillosas, altas pendientes y se encuentran bastante meteorizadas favoreciendo la generación de movimientos en masa [14].

3.2.3 Cobertura Vegetal

Un factor considerado en campo fue la cobertura vegetal, su evaluación es importante, ya que un talud que presente una gran cobertura en términos vegetales va a ser eficaz para evitar los peligros naturales ocasionados por los desprendimientos de rocas, lo que hace que se reduzcan las posibilidades de trayectorias de bloques hacia probables zonas vulnerables, ya que funcionan como barreras vivas ante la caída de bloques de roca, como ocurre en la zona de estudio. La caracterización de cobertura vegetal, se estableció a partir de la CORINE Land Cover adaptada para Colombia en conjunto con el Plan de Ordenamiento territorial, las cuales destacaron que las zonas que presentan pendientes fuertemente inclinadas, moderadamente escarpadas o escarpadas, en su mayor parte se encuentran conformados por bosques fragmentados con pastos y cultivos, arbustales densos y mosaicos de cultivos, pastos y espacios naturales [10].

3.2.4 Climatología de la zona

Uno de los detonantes más fuertes en zonas montañosas y con ambientes tropicales, en un gran porcentaje es causado por intensas lluvias o eventos de este tipo que ocurren durante bastante tiempo. En la zona del macizo rocoso, las veredas que presentan un clima cálido y húmedo como en el caso de la Vereda del Palmar bajo y sus alrededores, generan precipitaciones de 2000-3000 mm/año, las temperaturas varían de 26 a 28°C y presentan variaciones de altitud de 500 a 1000 msnm. Cuenta con una humedad media relativa multianual de 70 - 75% y un brillo solar de 1300-1700 horas/año [15].

3.3 Caracterización Geomecánica del Macizo Rocoso

En un macizo rocoso, el comportamiento está ligado a su modelo de deformación y los mecanismos de rotura, los cuales se encuentran condicionados por el número de familias de discontinuidades y su respectiva orientación con respecto al proyecto que se realice, además de su adecuada estabilidad [16]. Para la elaboración de la caracterización del macizo rocoso en estudio, se estableció su calidad a partir de los métodos RMR y Q, determinando y evaluando cada uno de sus parámetros con el fin de obtener un resultado más confiable.

3.3.1 Rock Quality Designation (RQD)

La obtención de la designación de la calidad de la roca RQD se evalúa a partir de correlaciones indirectas, en el caso de que se dificulte la realización de sondeos puesto a los incrementos en costos que estos ensayos ocasionan a un proyecto. Para el cálculo del RQD descrito en la expresión (9), se termina el número de bloques $Jv\ Ec.10$ se desarrolla a partir de la expresión (3) [17][18].

$$RQD\ w\ \% = \sum \frac{n^{\circ}\ de\ discontinuidades}{longitud\ de\ medida} \qquad (9)$$

Fotografía 1. Cálculo en campo del Rock Quality Designation Muestra 1

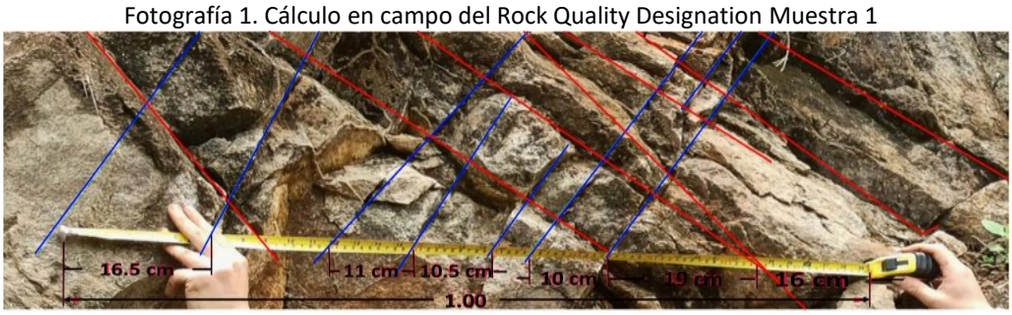


Figura 3. Cálculo en campo del Rock Quality Designation del registro fotográfico tomado en campo.

Para el desarrollo de este parámetro en campo, se toma una medida de un metro, en dos caras del macizo rocoso y se realiza el cálculo de las discontinuidades encontradas, realizando la suma de las separaciones entre discontinuidades que tengan más de 10 cm, aplicando la correlación establecida en la expresión (9) RQD del 83%.

3.3.2 Meteorización de la matriz rocosa

Las caras del macizo en estudio, se observaron moderadamente afectadas por la meteorización ya que se evidenciaba cambio de color en la roca intacta en algunas zonas y presencia de suelo a su alrededor gracias a la humedad de la zona, es preciso destacar que internamente se encuentra compuesto por rocas monzograníticas, granodioritas y dioritas, es decir rocas de alta resistencia a la compresión. Mediante la visita de campo fue posible evidenciar la abundante presencia de vegetación, la cual no permite asignar una meteorización alta dada la influencia que genera sobre los movimientos en masa. Por otra parte, fue posible ubicar una zona de deslizamiento, en la cual fue posible deducir que lo más probable era que el desprendimiento de bloques no iba a ser grande, gracias a que los bloques encontrados tenían un volumen mínimo.

3.3.3 Parámetros de esfuerzo

3.3.3.1 Martillo de Schmidt

El primer método para el cálculo de la UCS, se determinó en campo por medio de valores de rebote establecidos en la prueba del martillo de Schmidt del macizo en estudio, el cual se realizó de tres formas, vertical, horizontal y angular y su cálculo se determinó a partir de la correlación (1) mostrando los resultados obtenidos en la Tabla 1.

Dirección del martillo	Rebote del martillo	Correlación	UCS (Mpa)
Vertical	76	$\sigma = 4.293R - 67.516$ (1)	259
Horizontal	68		225
Angular	70		233

Tabla 1. Determinación de la Resistencia de la Compresión Uniaxial de la roca Diorita.

Una vez encontrado el valor de la resistencia a la compresión uniaxial en cada una de las direcciones, se procede a clasificar la UCS de acuerdo a la tabla establecida por la Sociedad Internacional para la Mecánica de Rocas (ISRM), la cual indica que la roca presenta una descripción de ''Muy dura'' en las direcciones angular y horizontal y ''extremadamente dura'' para el caso de la dirección vertical [16]. Con elfin de establecer los resultados a partir de las peores condiciones se opta por utilizar en los cálculos un valor de 225 Mpa.

3.3.3.2 Ensayo de carga puntual

El ensayo se realizó a partir de un fragmento irregular extraído del macizo en estudio por medio del martillo geológico, este proceso se desarrolló a través del procedimiento establecido por la ASTM DE 2166-91. Para el cálculo de la UCS, se requirió de una serie de parámetros, los cuales se encuentran descritos en la Tabla 2 junto con sus respectivos resultados y ecuaciones.

Descripción	Dato	Fórmula
Forma de la muestra	Irregular	Dato de la muestra
$W_1 - W_2$	8 – 11 cm	Dimensiones de la muestra
P_{prom}	9.5 cm	$\frac{W_1+W_2}{2}$ (2)
D_{prom}	11 cm	-
D_e^2	133.053 cm	$D_e^2 = \frac{4WD}{\pi}$ (3)
P (KN)	168 kN	Obtenido en el ensayo
I_s	0.1279	$I_s = \frac{P}{D^2}$ (4)
F	1.57	$F = (\frac{D_e}{50})^{0.46}$ (5)
I_{S50}	0.2	$I_{S50} = FI_s$ (6)
UCS (Mpa)	4.82 Mpa	$UCS = 24I_s$ (7)

Tabla 2. Datos obtenidos del ensayo de carga puntual aplicado a la muestra

3.3.4 Clasificación Rock Mass Rating (RMR)

Para el caso del cálculo del RMR y definir la calidad del macizo rocoso, se requirió de la determinación y análisis de sus seis parámetros, tales como la resistencia a la UCS, la RQD, el espaciado de discontinuidades, las condiciones de las discontinuidades, las condiciones del agua subterránea y finalmente la orientación de discontinuidades, cada una evaluada bajo los estándares que permiten calificar la calidad del macizo rocoso [3].

RMR					ISMR	FACTOR
PARÁMETRO		RESULTADO	CALIFICACIÓN	RANGO	DESCRIPCIÓN	
Resistencia a la compresión	Ensayo de carga puntual	4.82 Mpa	12	4 – 10 Mpa	Muy dura	A1
	Martillo de Schmidt	233 Mpa		100-250 Mpa		
RQD		83	17	75 - 90	Buena	A2
Espaciamiento de las discontinuidades		200 – 400 m	10	200-600mm	Moderadamente juntas	A3
Condición de las discontinuidades	Longitud	27.98 - 85.64 cm	6	<1m	Muy baja continuidad	A4
	Apertura	1.18-1.21 mm	1	1-5mm	Abierta	
	Rugosidad	Rugoso	5	Rugoso		
	Relleno	Ninguno	6	No hay existencia de relleno		
	Meteorización	3		Moderadamente meteorizado		
	SUMA	*13*				
Agua subterránea		0.104	7	0.1-0.2	Mojado	A5
Corrección por la Orientación de las Discontinuidades						
Orientación de las Discontinuidades	Buzamiento		-5		Favorable	B
	Dirección de buzamiento					
TOT1AL RMR						
65						

Tabla 3. Ponderación del Rock Mass Rating RMR mediante el método (Bieniawski,1989)

Finalmente, para obtener la calidad del macizo rocoso por el método de RMR se aplica la siguiente expresión $RMR = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 - B$ (4), indicando un puntaje total de 56. A partir de este resultado se realizó la clasificación del RMR [3], el cual define que la calidad de un macizorocoso ubicado dentro de un rango de 41-60, lo que hace que tenga una calidad Regular.

3.3.5 Clasificación Q de Barton

En vista de realizar un análisis mucho más preciso, se opta por evaluar un segundo método de clasificación Q. Para desarrollar el cálculo de sistema, se requiere de la determinación de cinco parámetros, entre ellos el Índice de diaclasado (Jn), la rugosidad del material, relleno y continuidad de juntas (Jr), la alteración de las discontinuidades (Ja), la reducción de la presencia de agua (Jw) y finalmente del estrés de factor de reducción (SRF). En donde, el valor de Q de Barton se define a partir de la ecuación (13).

$$Q = \frac{RQD}{Jn} * \frac{Jr}{Ja} * \frac{Jw}{SFR} \qquad (13).$$

En primer lugar, se realizó el cálculo de representación del tamaño de bloques definido como $\frac{RQD}{Jn}$, para el

RQD, se utilizó el valor obtenido a partir de la expresión (9) calculada anteriormente, con la cual se obtiene un valor de 31% y para cálculo del índice de diaclasado Jn, fue necesaria la evaluación de diferentes partes del macizo en estudio, con el fin de determinar el patrón más frecuente de familias y de esta forma definir el número total presente en el macizo, para la zona de estudio se identificaron alrededor de dos familias de discontinuidades

Seguido a esto, se realizó el cálculo de la resistencia al corte entre los bloques $\frac{Jr}{Ja}$, en donde la definición el Jr se determinó por medio de las características que tenían las discontinuidades, para este caso las caras del talud indicaron una rugosidad ondulada. Seguido a esto, para el Ja se requirió del análisis de tres factores, su meteorización, relleno y rugosidad; En primer lugar, las discontinuidades se categorizan como ligeramente alteradas a causa del intemperismo lo que ocasiona presencia de partículas arenosas en la zona del macizo, cabe destacar que a pesar de la precipitación no hay presencia de relleno en las juntas. Finalmente, el cálculo de la influencia del estado tensional ($\frac{Jw}{SFR}$), el índice Jw determinado a partir de las presiones de agua, las cuales fueron determinadas en campo debido a que no fue posible el desarrollo de sondeos que incrementaba de forma significativa los costos del proyecto, gracias a la presencia de leve humedad en las juntas se caracterizó por tener un comportamiento de afluencia excepcional inicial, decreciente con el tiempo. Para el cálculo del SFR, se realizó verificación en campo, en donde no se evidenció lavado de diaclasas y estas mostraban rellenos duros, seguido a esto se tuvo en cuenta la presencia de zonas que se encontraban altamente meteorizadas las cuales contaban con abundante cobertura arbustal lo que permitió caracterizarla como zona de cobertura media para que de esta forma no fueran exagerados los resultados, resaltando la composición del material siendo roca competente demostrada en ensayos de laboratorio como roca diorita. Finalmente, a obtener cada uno de los parámetros se procede a realizar el cálculo del Q utilizando la expresión (13), la cual indica que el macizo en estudio presenta una mala calidad.

Q SYSTEM (ROCK TUNNELING QUALITY INDEX. BARTON,1974)		
PARÁMETRO	VALOR	DESCRIPCIÓN
RQD	83	Buena
Jn	9	Tres familias de diaclasas
Jr	3	Onduladas rugosas
Ja	2	Paredes de diaclasas con Ligera alteración, no reblandecimientos de revestimiento, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla
Jw	0.1	Afluencia excepcional inicial, decreciente con el tiempo
SRF	5	Zonas débiles aisladas en roca competente (cobertura <50m)
Q	1.38	

Tabla 4. Ponderación del Q – SYSTEM mediante el método de Barton, 1974.

3.4 Análisis de amenaza en unidades de roca

La caracterización del macizo se desarrolló a partir de la Guía Metodológica para estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por movimientos en masa [19], aplicado en función del SMR.Este sistema de clasificación se obtiene adicionando el RMR básico junto con una serie de cuatro factoresde corrección, dependientes a la geometría existente entre el talud y la discontinuidad del mismo, descritos como F_1, F_2, F_3 y F_4 [20].

En primer lugar, el F_1 es definido a partir del paralelismo entre el rumbo de las discontinuidades y la cara del talud, descrito como $F_1 = (1 - Sin\,(\alpha_j - \alpha_s))^2$ (7), en donde, α_j es dirección de la discontinuidad

y α_s dirección del talud; en campo se obtuvo un valor de 225 para cada una, resultando un factor F_1 equivalente a 1. El buzamiento de la discontinuidad en la rotura plana F_2, se determina mediante la ecuación $F_2 = tan^2(\beta_j)$ (8); en donde β_j va a estar determinada a través del buzamiento de la discontinuidad más frecuente siendo 57. Cabe resaltar, que se toma un valor de 1 cuando el valor de buzamiento es superior a 45° como sucede en el caso de estudio [21].
En tercer lugar, el factor de corrección F_3 representa la relación entre los buzamientos de la discontinuidad y del talud, el cual se obtiene a partir de los valores propuestos por [3], teniendo en cuenta que tanto el talud como los buzamientos se ubican en la misma dirección y ambos cuentan con buzamientos con valores entre 45-90° se identifica como muy desfavorable y se asigna una valoración de -5. Finalmente, para el factor de ajuste según el método de excavación de F_4, se debe considerar que el análisis se está realizando para medir la calidad del macizo rocoso, como este no ha sidosometido a ningún proceso de afectación se evalúa a partir del talud natural y se le asigna un puntaje de 15.
Cabe destacar que el RMR se afectó a partir del sistema de clasificación Q de Barton, con la finalidad de obtener un análisis mucho más preciso del macizo en estudio y realizar el cálculo del SMR teniendo en cuenta ambos resultados, el cual se elaboró por medio de una serie de correlaciones desarrolladas por distintos autores evaluados en la Tabla 5 [16].

AUTOR	CORRELACIÓN RMR–Q	RESULTADO
Barton, 1995	$RMR = 15\ Log\ (Q) + 50$	46.8
Bieniawski 1976,1989	$RMR = 9\ Ln\ (Q) + 44$	54.6
Rutledge y Preston, 1978	$RMR = 13.5\ Ln\ (Q) + 43$	47.2
Moreno E. 1981	$RMR = 12.5\,\mathrm{Ln}(Q) + 55.2$	59.1
Abad et al 1983	$RMR = 10.53\,\mathrm{Ln}(Q) + 41.83$	45.1
Cameron Clark, Budavari 1981	$RMR = 5 \cdot \mathrm{Ln}(Q) + 60.8$	62.3
PROMEDIO		52.5

Tabla 5. Correlaciones entre el índice RMR y el índice Q extraídas de González de Vallejo en el 2004

Finalmente, se procede a promediar el valor de RMR afectado por el Q, es decir, el valor obtenido en la tabla 5, resultando una ponderación total de 52.5. Posteriormente, este valor es promediado con el valor real del RMR que es 58.6, resultando un RMR total de 54, el cual se aplica a la expresión $SMR = RMR + (F_1\ x\ F_2\ x\ F_3) + F_4$ (14). El SMR alcanzó una ponderación de 68, lo que indica que se encuentra dentro de una clase II ubicado entre el rango de 61 a 80, el cual determina que posee una estabilidad Buena. Posteriormente, se estableció la clasificación de la amenaza a deslizamiento a partir de los niveles establecidos en la cartilla como alto medio y bajo, de acuerdo a los valores mostrados a continuación en la Tabla 6. obtenida de la guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa es posible indicar el nivel de amenaza según el SMR se clasifica como Bajo.

NIVEL DE AMENAZA	ALTA	MEDIA	BAJA
VALOR DE SMR	<40	41-60	>60

Tabla 6. Clasificación de la amenaza de un talud ante deslizamiento.

4.1 Simulación de trayectoria mediante el Software RocFall-rockscience

4.1.1 Parámetros geométricos

Con el fin de reconocer el papel que ocasiona la energía cinética en los bloques de roca por los movimientos en masa identificables en la zona, fueron utilizados como base los datos obtenidos en campo, las marcas de impacto y el modo de movimiento [22]. En principio, se desarrolló un reconocimiento específico de los bloques de roca desprendidos en campo, zonas de posible caída de bloque y de esta forma se establece la recolección de datos sobre su tamaño, posibles trayectorias de caída y alcances [12]. El volumen de la roca, se determinó a partir de las medidas de altura, ancho y profundidad a lo largo de los tres ejes dominantes de las rocas, suponiendo que las rocas tenían una forma rectangular [23]. Cabe destacar que, al analizar el macizo rocoso, no seidentificaron caídas significativas de bloque en campo como se evidencia en la fotografía 2, analizando losbloques más grandes alcanzaron volúmenes de $0.0012\ m^3$, $0.00041\ m^3\ y\ 0.0003\ m^3$, mientras que en la zona de llegada se evidenciaban bloques con volúmenes desde $0.0126\ m^3\ hasta\ \ 16.82\ m^3$ visualizado en la fotografía 3.

Figura 4. Zona de salida y llegada de los bloques, tomado del registro fotográfico tomado en campo

Para la selección de bloques a ejecutar en el modelo se realizó un análisis estadístico, a partir de la toma de los 33 datos obtenidos en campo, con el fin de establecer los bloques de roca más frecuentes a caer en la zona, para el caso del modelo, fue posible comprobar que la mayoría de las rocas tenía un volumen inferior a $0.1\ m^3$. Por lo tanto, fueron seleccionados 3 bloques con masas promedio tales como $50\ kg, 150\ kg\ y\ 250\ kg$.

4.1.2 Simulación de trayectoria mediante el Software RocFall-rockscience

En principio, se realizó un análisis general del municipio, evaluando las diferentes posibilidades de trayectoria de bloques que realmente generan una amenaza a la población. Se tuvieron en cuenta los factores condicionantes a movimientos en masa, evaluando las zonas de alta pendiente y las afectaciones que podría generar un desprendimiento de bloques en diferentes puntos del municipio, gracias al DEM. La pendiente es un factor determinante en la simulación que se realiza, la proximidad de pendientes abruptas hacia las zonas pobladas tanto rurales como urbanas fueron analizadas gracias a la herramienta Google Earth Pro y el DEM, descartando la zona urbana principal del municipio, como también los centros

poblados de Vega de Oriente, Río Neiva y Piravante Bajo, y posicionando veredas como Otas y Piravante Bajo en posibles zonas de llegada de bloques. Otro factor determinante, al punto de seleccionar las zonas de estudio anteriormente mencionadas fue la existencia de abundante vegetación, ya que favoreció la reducción de amenaza. Cabe destacar, que la mayor parte de zonas de alta pendiente se encuentran compuestas por zonas de bosques, cultivos y arbustales densos que impiden la caída de bloques desde diferentes puntos del municipio, según lo definido por la CORINE Land Cover propuesta por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM).

4.1.3 Determinación y análisis de trayectorias y zonas de llegadas

En la aplicación de simulaciones 2D para analizar deslizamientos, es crucial centrarse en el trabajo de campo, para que de esta forma sea seleccionado el perfil correcto a modelar y establecer la energía máxima generada en la caída de rocas, sus respectivas alturas de rebote y su velocidad traslacional. Las condiciones del terreno deben ser representativas para realizar el contacto entre el perfil y la roca a modelar, contemplando este análisis, fueron propuestas cuatro trayectorias consideradas como críticas, determinadas en diferentes puntos de la zona definida como propensa a presentar amenazas por movimientos en masa, es decir la vereda del Palmar Bajo. Las 4 trayectorias que se eligieron fueron seleccionadas a raíz de sus diferentes geometrías y alturas, esto con el fin de visualizar cuál de las cuatro generaba una mayor energía cinética y la que potenciaba aún más la posible caída de bloques hacia las zonas pobladas de la vereda el Palmar Bajo. Los modelos ejecutados se trazaron en zonas donde no existía cobertura vegetal, ya que esto actúa como un factor reductor ante la caída de bloques, y lo que se busca es realizar este análisis a partir de las peores condiciones encontradas en la zona, cabe desatacar que gracias a la abundante presencia de vegetación fue inevitable en ciertas zonas de los perfiles.

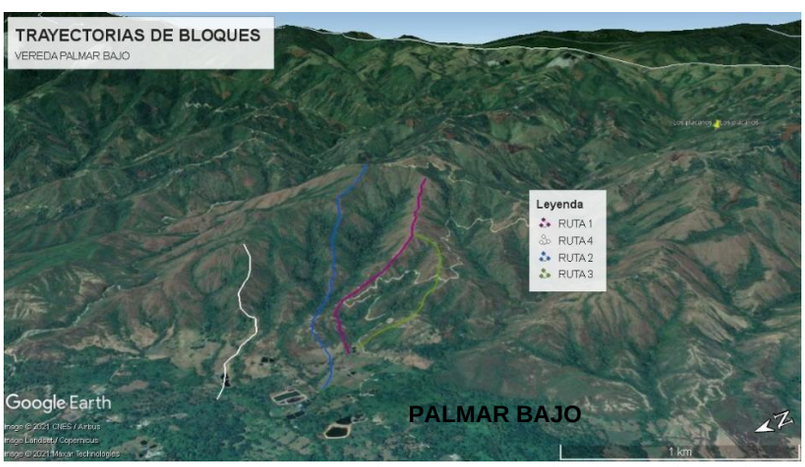


Figura 5. Trayectorias críticas en Palmar Bajo extraídas de Google Earth Pro.

Los datos de los perfiles críticos fueron extraídos desde ArcMap 10.8 a partir del DEM con la herramienta 3D Analyst, hacia RocFall 4.0. En el desarrollo de la simulación se utilizaron 4 parámetros, entre ellos la masa de las rocas, la velocidad de partida, la rugosidad y finalmente los coeficientes de restitución energético, este último se define como el grado de conservación de energía cinética cuando ocurre un choque entre partículas. En el caso del coeficiente de constitución tangencial (Rt) se le atribuyen valores comprendidos entre 0 y 1, si la pendiente se encuentra constituida por un material fuerte y vegetación escasa, serán utilizados valores cercanos a 1, debido a que se produce una menor disipación energética y, por tanto, los bloques podrán realizar un mayor recorrido. Caso contrario que ocurre en pendientes que

cuentan con una vegetación densa y rocas sueltas los valores serán mucho más cercanos a 0. El coeficiente de restitución normal (Rn), demuestra la correlación entre las velocidades normales a la ladera antes y después del impacto y se encuentra ligado a la rigidez que tenga la superficie del talud, si el material es presto a deformarse el valor asignado a este coeficiente será menor [24].
La Velocidad inicial, es definida como el estado inicial del movimiento de las rocas, para este caso, no existe certeza de que los bloques inician su recorrido desde el punto inicial de la pendiente, por lo tanto, no se consideró estático. De manera que la velocidad inicial se dispuso a 0.1 m/s. Los materiales geológicos o factores de restitución se establecen en función del tipo de material en el talud presente en la zona, teniendo en cuenta todas las consideraciones expuestas anteriormente, como fue posible vizualizar en campo y a partir de fotografías aéreas los coeficientes se definieron de la siguiente forma, roca firme 0.39 y 0.9 y suelos cubiertos por vegetación 0.27 y 0.55 para Rn y Rt respectivamente los cuales se ajustaron a partir de la trayectoria evaluada con el fin de lograr simulaciones más cercanas a la realidad con una desviación estándar de 0.04 (Santamaría, 1996) (Schweigl,2003)[25].
Las rocas se posicionaron en el punto de mayor pendiente y se evaluaron para 50 Kg, 150 Kg y 250 Kg, con el fin de visualizar las zonas de posible zona deposición y la afectación que estos bloques generaban a la Vereda del Palmar Bajo. En la ejecución de cada una de las rutas evaluadas, sin importar la masa utilizada la zona de deposición fue la misma. Es preciso destacar, que en ninguna de las rutas evaluadas se demostró alcance hasta la zona poblada ubicada en la vereda del Palmar Bajo. Partiendo de esto, se analizó un posible segundo desprendimiento después de la zona de deposición, en pendientes empinadas que pudieran favorecer movimientos en masa y tal forma verificar que la caída de bloques no afectara de ninguna forma a la población del Palmar Bajo. En este caso, se asumió que, en el segundo o tercer desprendimiento según el caso, los cuales parten de una posición de reposo, por tanto, se aplica una velocidad de $0\,\frac{m}{s}$ en el modelo [26].

4.1.4 Simulación de trayectorias y análisis del perfil crítico

Teniendo en cuenta los parámetros planteados anteriormente, a continuación, se presentan las cuatro trayectorias modeladas en RocFall 4.0, junto con sus respectivas zonas de desprendimiento y llegada. En la Figura 3. se realiza el análisis de la Ruta 1, la cual presenta dos zonas de desprendimiento, el primer desprendimiento se genera a una altitud de 1256 m y llega a una zona plana de deposición de 1094 m, se realizó un segundo desprendimiento a una altitud de 800 m con el de demostrar el posible alcance hacia la zona rural, el cual se ve interrumpido por la existencia de vegetación. Por lo tanto, la Ruta 1 no genera una amenaza para la población del Palmar Bajo.

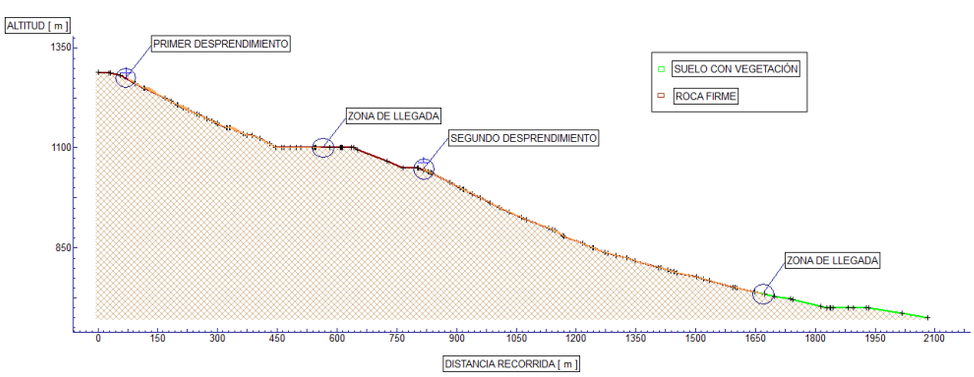


Figura 6. Trayectoria de caída de bloques para la Ruta 1.

La simulación obtenida en la Ruta 2 es representada en la Figura 4, para esta ruta fue necesario modelar tres desprendimientos ya que la abundante cobertura vegetal existente en el terreno impedía el paso de los bloques y se optó por visualizar si existe la posibilidad de que los bloques afecten la población ya que se pretende establecer las peores condiciones. El primer desprendimiento se realizó a los 1126 m y finalizó a los 1000 m de altitud, el segundo desprendimiento se genera a unos 915 m de altitud sin alcanzar un mayor recorrido y nuevamente ser interrumpida por las zonas arbustivas, finalmente, se hace un tercer desprendimiento a 784 m de altitud en caso extremo de que sea posible presentarse un desprendimiento, hasta llegar al reposo a 630 m de altitud en una zona plana sin afectar la población de la vereda.

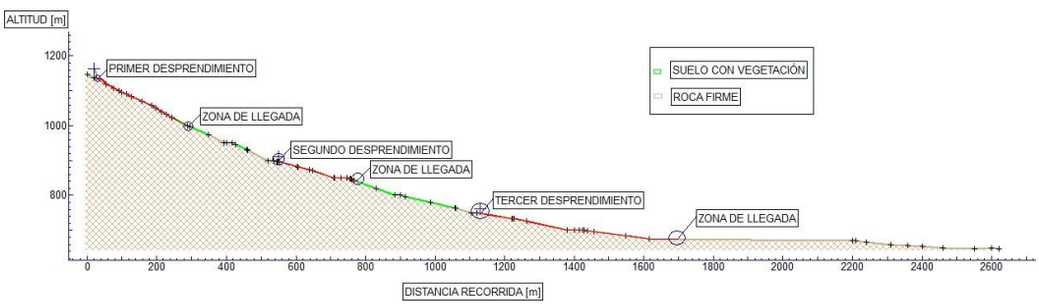


Figura 7. Trayectoria de caída de bloques para la Ruta 2.

En la Figura 5, se representa la Ruta 3, la cual se ejecutó utilizando 2 desprendimientos. Cabe destacar que a pesar de no existir zonas de vegetación, la geometría del perfil juega un papel fundamental, ya que las zonas planas permiten acumular los bloques sin dejar que continúen con su trayectoria, realizando el primer desprendimiento a 1030 m de altitud hasta una zona plana de 975 m. Hasta este punto, no se genera una amenaza, por lo tanto se optó por desencadenar un segundo desprendimiento a 940 m de altitud cabe destacar que a una altura de 877 m de altitud los bloques podrían afectar la vía que conecta la calle 18 de la zona Poblada de Campoalegre con Palmar, aunque esta vía no presenta un flujo vehicular alto ya que se ubica en una zona de alta pendiente puede potenciar cierto nivel de amenaza a la población que atraviese la misma, ya que logran atravesarla hasta llegar a una zona de reposo a los 742 m de altitud donde al igual que las trayectorias anteriores no alcanza a llegar a la población rural de la zona en estudio.

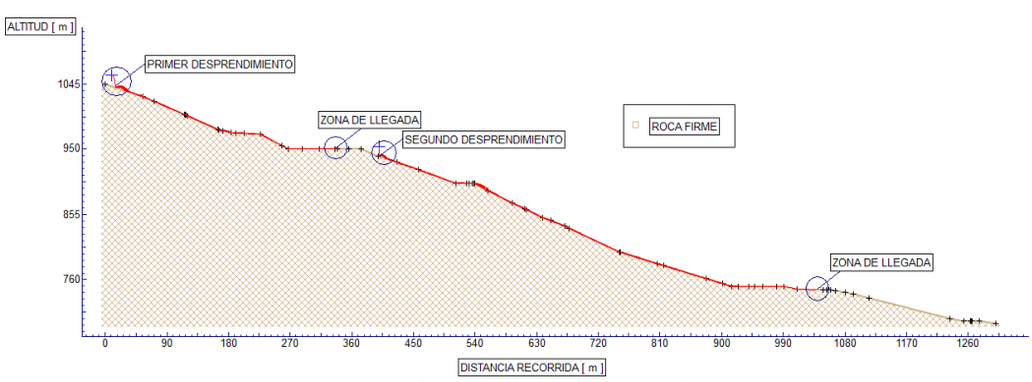


Figura 8. Trayectoria de caída de bloques para la Ruta 3.

Finalmente, la Figura 6 representa el análisis de la Ruta 4, este perfil cuenta con una geometría compuesta por pendientes abruptas, lo que hace posible inferir que la Ruta 4 llegaría a ser el perfil crítico de la zona en estudio. Para este modelo, se opta por realizar dos desprendimientos de bloque, inicialmente se ejecuta un deslizamiento a una altitud de 972 m hasta llegar al reposo a los 876 m el cual se ve interrumpido por la presencia de vegetación, dado esto, se opta por modelar un segundo desprendimiento a una altitud de 854 m en donde los bloques lograron atravesar una amplia trayectoria hasta llegar a una zona plana con una altitud de 663 m sin alcanzar a afectar la zona veredal.

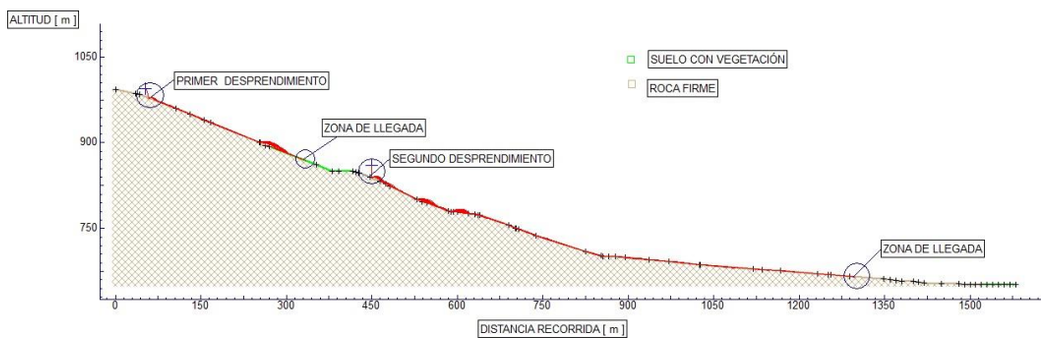
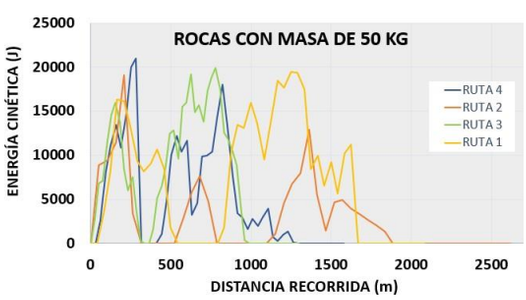
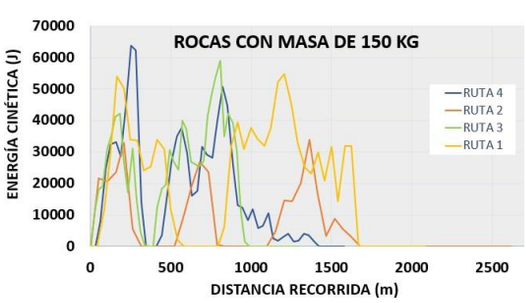


Figura 9. Trayectoria de caída de bloques para la Ruta 4.

4.1.5 Energía

La energía cinética generada a raíz del movimiento de cada uno de los bloques y rutas evaluadas es directamente proporcional al ángulo de inclinación del talud, en pendientes más inclinadas la energía cinética de las rocas se eleva y en condiciones planas los bloques llegan al reposo. Análogamente, a medida que se incrementa la masa de las rocas a ejecutar aumenta la energía cinética, como se observa en los resultados las rocas de 250 KG poseen mayor energía cinética, la cual se genera en la Ruta 4 con un total de 105.23 KJ mientras que la menor energía cinética pico se genera en la Ruta 2 con 76.7KJ.





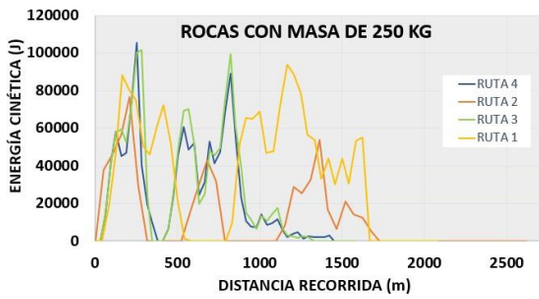


Figura 10 - 11 - 12. Energía de bloques con 50 Kg, 150 Kg y 250 Kg para cada una de las trayectorias establecidas

4.1.6 Altura de rebote

Como se evidencia en los gráficos y teóricamente, la altura de rebote es directamente proporcional a la masa de la roca, es decir a menor peso mayor altura de rebote, todos alcanzando la misma zona de deposición al llegar al reposo. En su mayor parte, los bloques presentaron una mayor altura de rebote en el primer desprendimiento para cada una de las rutas, reduciendo su rebote hasta llegar al reposo en zonas donde no existen cambios en la pendiente o presencia de vegetación. A partir de las gráficas, es posible evidenciar la altura máxima que alcanzan los bloques en la Ruta 3 con alturas superiores a los 3 metros para los bloques de 50 Kg.

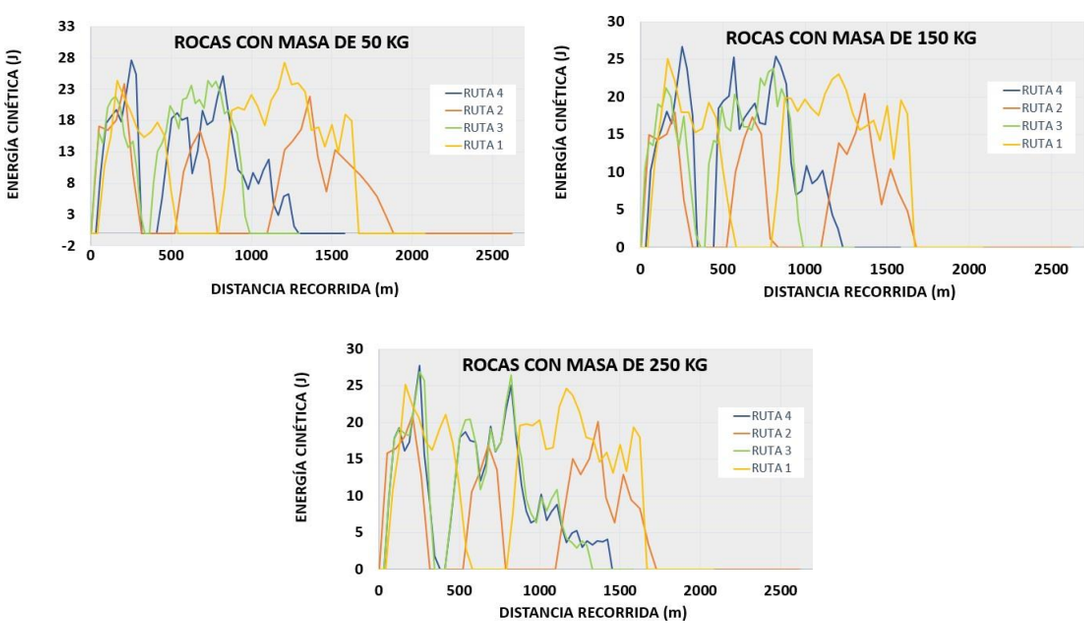


Figura 13 - 14 - 15. Altura de rebotes para bloques con 50 Kg, 150 Kg y 250 Kg para cada una de las trayectorias establecidas

4.1.7 Velocidad traslacional

A partir de las gráficas es posible inferir que a menor masa de bloques mayor velocidad traslacional, alcanzando una velocidad máxima de 27.6 m/s en la Ruta 4 durante el primer desprendimiento, y 27.3

m/s como velocidad pico máxima durante el segundo desprendimiento elaborado en el modelo. Cabe destacar que la Ruta 4 presenta los valores pico para cada una de las masas ejecutadas, evidenciando que la geometría del talud es clave al momento de potenciar la velocidad en los bloques.

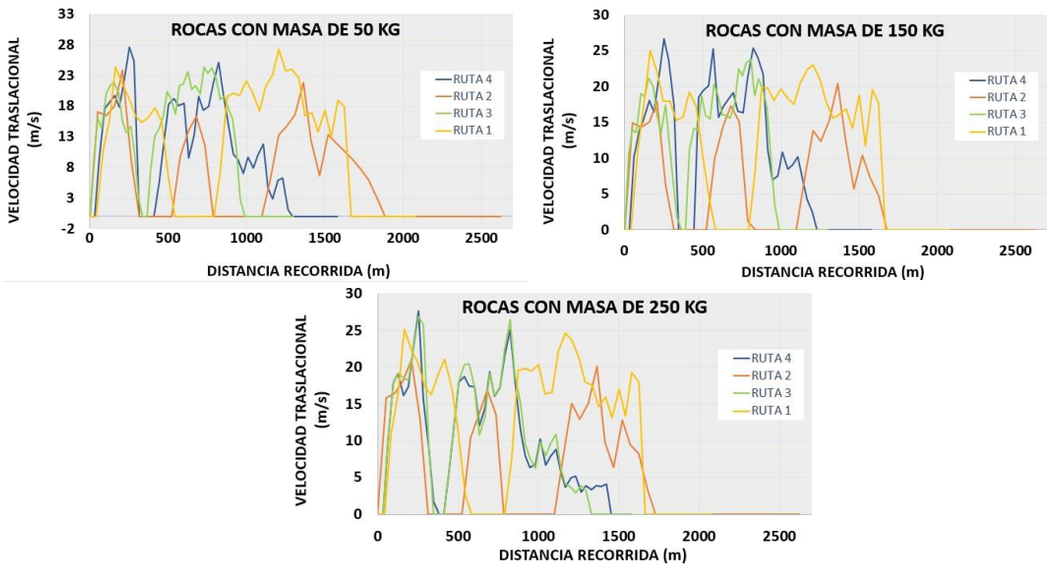


Figura 16 – 17 -18. Velocidad rotacional para bloques con 50 Kg, 150 Kg y 250 Kg para cada una de las trayectorias establecidas

5. CONCLUSIONES

- El SMR según los datos obtenidos en campo mediante los métodos RMR y Q de Barton evaluados a partir de la guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y movimientos en masa indica que el macizo presenta una amenaza baja ante movimientos en masa, según esta clasificación es probable que el macizo llegue a presentar algunas roturas que requieren de un tratamiento ocasional. No presenta fallas planares ni fallas por volteo, y es posible que se generen algunas fallas de cuña.
- Mediante los resultados obtenidos en la zona del macizo a partir del RMR 59 obtenidas a partir de la ponderación de los parámetros que establecen cada uno de los métodos evaluados, RMR y Q-Barton, se establecen unas recomendaciones de excavación y sostenimiento implantadas por Bieniawski, 1989 para túneles de sección en herradura. Es importante recalcar que este tipo de túneles debe tener como máximo un esfuerzo vertical de 250 kg/cm2 y 10 m de ancho, se plantea una excavación de banqueo y con avances de 1.5 a 3 m. y se debe completar un sostenimiento inmediato a menos de 10 m del frente. En cuanto al anclaje de fricción, se debe colocar de manera sistemáticade 3 a 4 m, con separaciones de 1.5 a 2 m en clave y hastiales con malla electrosoldada. Concretolanzado de 5 a 10 cm en clave y 3 cm en hastiales y finalmente no se requieren marcos.
- Por medio de la cartografía, el DEM y el análisis espacial utilizando fotografías aéreas, fue posible concluir diferentes aspectos respecto a la población del municipio. En primer que las zonas urbanas se encuentran alejadas de las zonas de alta pendiente, por tanto, es poco probable que la ocurrencia de un movimiento en masa afecte a los habitantes ya que se localizan en zonas de planas. Por otro lado, fue posible identificar que las zonas rurales propensas a amenazas por movimientos en masa, ubicadas sobre las zonas escarpadas o adyacentes a esta, se encuentran en la cima de las montañas y únicamente en la vereda del Palmar Bajo se consideró como una posible zona propensa a deslizamientos.

- Mediante los modelos trabajados, es posible descartar la posibilidad de una amenaza a la zona poblada del Palmar Bajo a pesar de posibilitar varios puntos de desprendimiento, sin generar energías cinéticas significativas. La existencia de cobertura vegetal, juega un papel fundamental para la seguridad de la vereda ante desprendimientos en masa, ya que impide el paso de los bloques hacia las posibles zonas de llegada. El segundo que limitó los movimientos en masa, fue la topografía de los perfiles, ya que las rocas reducen su energía cinética cuando en el perfil no existe una variación de altura hasta lo que ocasiona que los bloques modelados alcancen una posición estática.
- A partir de los resultados es posible establecer la Ruta 4 como la ruta crítica, ya que esta presenta la geometría más escarpada, la cual genera una mayor energía cinética y velocidaden los bloques, cabe destacar que, a pesar de generar una gran influencia para producir movimientos en masa a diferencia de las demás rutas, no genera una amenaza tanto la población rural como la urbana urbana. Por otra parte, se recomienda establecer una barrera de seguridad en la zona de la vía afectada en la Ruta3, como medida de prevención a la población que circule por la misma.

REFERENCIAS

[1] Ravanel, L., Magnin, F., & Deline, P, *Impacts of the 2003 and 2015 summer heatwaves on permafrost-affected rock-walls in the mont blanc massif*. 2017.

[2] Mergili, Martin, Carla I. Marchant Santiago y Stella M. Moreiras, *Causas, características e impacto de losprocesos de remoción en masa, en áreas contrastantes de la región Andina*. Cuadernos de Geografía: Revista Colombiana de Geografía 24 (2) 2015, pp:113-131.

[3] Bieniawski, Z.T. *Engineering Rock Mass Clasifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, And Petroleum Engineering*. Canadá: John Wiley & Sons, 1989.

[4] Barton, N., Lien, R. & Lunde, J, *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics* 6, 1974, pp 189–236.

[5] Ulamış, K., Kılıç, R, *Combined instability assessment and rockfall hazard in volcanic rocks (Keçiören, Ankara)*. Arab J Geosci 13, 2020, pp: 349.

[6] Nugroho, B., Pranantya, P. A., Witjahjati, R., y Rofinus, *Potential collapse due to geological structures influence in seropan cave, gunung kidul, yogyakarta, indonesia. Paper presented at the IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* (1). 2018, pp:106.

[7] Singh, H.O., Ansari, T.A., Singh, T.N., Singh, K.H. *Analytical and Numerical Stability Analysis of Road Cut Slopes in Garhwal Himalaya*, India Geotechnical and Geological Engineering, 2020.

[8] Chen, J., Li, X., Zhu, H., y Rubin, Y, *Geostatistical method fot inferring RMR ahead of tunnel faceexcavation using dynamically exposed geological information. Engineering Geology,* 2017, 228, pp: 214-223.

[9] Atencia, Y., Ramírez H. *Risk assessment of physical vulnerability due to hillside and unstable slopes in thecay creek watershed*, Ibagué, Tolima, Colombia, 2016, pp: 112 – 117.

[10] Plan de Ordenamiento territorial de Campoalegre Huila (POT), *Determinación de amenaza por movimientos en masa, Alcaldía de Campoalegre*, Bogotá D.C, 2014.

[11] Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC), *Clasificación de las tierras por su capacidad de uso*, Bogotá D.C, Colombia, 2014.

[12] Morales, C., Caicedo, J., Velandia, F y Nuñez, A. *Geología de la plancha 345 Campoalegre. Instituto de Investigación e Información Geocientífica, Minero-Ambiental y Nuclear Ingeominas*, 2001, pp: 28 - 30.

[13] Méndez, H., Manchego, S. *Causas de las avenidas torrenciales e inundaciones rápidas en el Departamento del Huila en los municipios de Algeciras, Campoalegre, Neiva y Rivera* en febrero del 2017.

[14] Montero, J. Clasificación de movimientos en masa y su distribución en terrenos geológicos de Colombia, Bogotá D. C., Colombia, 2017, pp 21.

[15] Aristizábal, Edier Vélez, Jaime Ignacio; Martínez, Hernán, *Influencia de la lluvia antecedente y la conductividad hidráulica en la ocurrencia de deslizamientos detonados por lluvias utilizando el modelo Shia Lanslide*. Revista EIA, vol. 13, núm. 26, julio-diciembre, Escuela deIngeniería de Antioquia Envigado, Colombia, 2006, pp. 31-46.

[16] Luis Gonzales de Vallejo. *Clasificación de la Resistencia, Ingeniería Geológica*. 2004.

[17] Zhang, Qi, *Quantitative assessments of the correlations between rock mass rating (RMR) and geological strength index (GSI), in Suocaopo Tunnel in Guizhou Province*, China, 2019.

[18] Palmstrom, A, Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD). Tunnelling and Underground Space Technology, 2005, 20, 362-377.

[19] Rodríguez, E., Sandoval, J., Chaparro, J, *Guía Metodológica para la Zonificación de amenaza por movimientos en masa Escala 1:25.000,* Bogotá D.C., Colombia, 2017.

[20] Romana, M, *A geomechanical classification for slopes: Slope Mass Rating. En: Comprehesive Rock Engineering* (J.A. Hudson, Ed.). Pergamon Press, Oxford, 1993, pp: 45.

[21] Tomás, R., Cano, M., Cañaveras, J., Cuenca, A., Delgado, J., Estévez, A., Pina, A., *Nuevas funciones continuas para el cálculo del Slope Mass Rating (SMR): Aplicación mediante un sistema de información geográfica a los taludes rocosos de una cantera, Alicante, España, 2006 pp. 19 (1-2).*

[22] Budetta, P., *Rockfall-induced impact forcé causing a debris Flow on a volcanoclastic soil Slope: a case study in southern Italy, Natural Hazards and Earth System Sciences*, Italy, Naples, 2010, pp 1999 – 2003.

[23] Bourrier, F., Dorren, L., Nicot, F., Berger, F., Darve, F., *Toward objective rocfall trajectory simulation using a stochastic impac model, Cedex* France, 2009 pp 68 – 79.

[24] Wei, L., Chen, H., Lee, C., Huang, W., Lin, M., Chi, C., *The mechanism of rockfall disaster: A case study from Badouzih, Keelung, in northern Taiwan. Engineering Geology, 183*, 2014, pp: 116-126.

[25] Schweigl, J., *Geotechnical characterization and rockfall simulation of a slope: a practical casestudy from south Tyrol (Italy).* Engineering Geology, 2003, 67, pp:281-296.

[26] Ansari, MK., Ahmad, M., Singh R y Singh TN, *Evaluación de desprendimientos de rocas cerca del templo Saptashrungi Gad, Nashik Maharashtra, India*. Revista internacional de Reducción del Riesgo de Desastres 2. 2012, pp: 77-83.

Análisis de estabilidad de taludes en suelos bimsoils.

Bogado Gustavo O[1] Reinert Hugo O[2]

Email: gustavobogado@conicet.gov.ar
[1]CONICET- Facultad de ingenieria de Oberá
[2] Facultad de Ingenieria de Oberá-

RESUMEN: Las mezclas de suelo-roca generan inconveniente a la hora de estimar el comportamiento mecánico de ciertos problemas geotécnicos. Los suelos residuales tienen la particularidad de formarse mediante la meteorización tropical y en muchos casos es posible encontrar bloques rígidos dentro de la matriz de suelo formada. En este artículo se analiza un caso típico de un talud en el cual se analizó el efecto de bimsoils en la estabilidad del mismo. Se realizaron una cantidad de 20 casos, teniendo en cuenta, la saturación, la disminución de los parámetros geotécnicos, cantidad de inclusiones rígidas y separación de bloques. Los resultados indican que la sección adoptada presenta un Fs acorde para que no se produzcan desprendimiento e inestabilidad de taludes.

Palabras clave: CINCO – PALABRAS – CLAVES – COMO – MÁXIMO

1 INTRODUCCION

1.1 *Mezclas suelo Bimsoils*

Los suelos residuales y transportados, por lo general, suelen presentar una gran variabilidad en su distribución granulométrica producto de su proceso de formación [1] (Francisca y Bogado 2019). Las meteorizaciones de las rocas pueden generan una mezcla de bloques de roca relativamente fuertes rodeados por una matriz más débil (suelo meteorizado) llamado Bimsoils. Medley (1994) [2], denominó el término de "bimsoils" a mezclas complejas que incluyen bloques de roca rodeado de una matriz de material fino. Diversos autores indicaron que las inclusiones en la matriz de suelo son altamente dependientes de la distribución granulométrica del tamaño de las inclusiones, relación de rigideces entre suelo e inclusiones, contenido volumétrico, tamaño y la orientación de las mismas [2,3,4,5,6,7]. En cuanto a la deformación dependen de ciertos parámetros como la proporción volumétrica y la orientación de los bloques (Medley, 1994). Carraro et al. (2009) [11] lograron cuantificar la influencia que se produce con la incorporación de finos plásticos y no plásticos en partículas granulares de suelo o roca. Estos autores demostraron que el comportamiento de estas mezclas está controlado por una estructura altamente heterogénea. Kalender et al. (2014) [6] realizaron estudios sobre el comportamiento mecánico de suelo inclusiones. Los autores obtuvieron diferentes relaciones empíricas, relacionando los parámetros de la matriz de suelo con los parámetros de las inclusiones. Con estos resultados, encontraron relaciones empíricas entre la cohesión, ángulo de fricción interna, y la proporción volumétrica de bloques (VBP), teniendo en cuenta las características granulométricas y la forma de los bloques. Wang et al., (2018) [9] evaluaron de la mesoestrucutra de un suelo bimsoils con 40 % de porcentaje de rocas en compresión no confinada, los autores revelaron que los planos de fractura desarrollados no son continuos y está afectado exclusivamente por los bloques de rocas existentes, indicando que los criterios de roturas tradicionales de formación de bandas de cortes nos son adecuados para describir el comportamiento de los bimsoils. La gran cantidad de estudios descriptos anteriormente se realizan en bimsoils cementados, en el caso de mezclas no cementadas, Bogado y Francisca (2019) [12] realizaron ensayos de mediciones de velocidad de ondas de corte en muestras de suelo –inclusiones rígidas, en las cuales se varió la cantidad de inclusiones. Los resultados obtenidos por estos autores indicaron que el aumento del contenido de inclusiones incrementa el módulo de elasticidad Gmax de corte, significativamente

Los mecanismos de transmisión de esfuerzos de la matriz fina son todavía inciertos, sin embargo, existen autores, como que analizaron la transmisión de esfuerzo en mezclas de arcillas y arena, los cuales indican que los mecanicismos de trasmisión de esfuerzos son todavía una fuerte de incertidumbre en los bimsoils. Sin embargo, Radjai et al. (1998) [13] analizaron la transmisión de esfuerzos a través mezclas de arcillas y arena, teniendo en cuenta la anisotropía y homogeneidad de las muestras. Los principales resultados obtenidos fueron, que las partículas de mayor tamaño tomaban las cargas formando una especie de cadena, y que las partículas secundarias trabajan como soporte horizontal para evitar el pandeo de estas cadenas.

Diferentes autores realizaron análisis de estabilidad de taludes en Bimsoils, (Suarez et al, 2019) [14]realizaron simulaciones aleatorias de la ubicación de las inclusiones dentro de la masa de suelo. Los autores elaboraron una metodología que incluye: Determinación de las propiedades de la mezcla bimsoils o bimrock, generar aleatoriamente las inclusiones de acuerdo con la descripción geotécnica y geológica y determinar los Fs de manera probabilística.

En este trabajo se modela un perfil adoptado para la contención de un camino el cual se realizaron varios casos de simulaciones numéricas, en la cuales se realizaron una variación de las propiedades geotécnicas de la matriz de suelo, como así también la cantidad de inclusiones.

2 CARACETISITCAS GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS

2.1 *Descripción geológica geotécnica*

En la figura 1 se observa el perfil analizado el mismo consta de 2 capas definidas del suelo residual y el basalto. Las características de perfil son las siguientes, hasta los 2 m sobre el nivel de la calzada, se cuenta un estado de fisuración importante, aunque no se concluye si la misma es debido al uso de explosivos o pertenece a la roca misa. Las juntas son del orden de 2- 3 cm y entre las mismas se evidenciaron la circulación de agua. Por encima del manto basáltico se posiciona una especie de saprolito denominado “tosca” el cual se evidencia posible degradación hacia la parte superior del talud, en el mismo lugar se realizó un ensayo de densidad para la determinación de densidad. En la parte superior del talud, se realizó un ensayo de densidad en el cual se evidencio un suelo de color negro con presencia de materia orgánica (Figura 2).

Figura: 1 Perfil de suelo con inclusiones

2.2 Inclusiones o rígidas

Las inclusiones encontradas dentro en superficie muestran una gran variación de tamaños desde los 5 cm hasta los 100 cm, (Figura 2) al ser tan variable no es posible determinar la granulometría de la misma. Además, dentro de la masa de suelo se denotan ciertas cantidades de inclusiones las que no se pueden determinar a simple vista. Por lo cual se consideran, que las mismas sean analizadas de manera aleatoria. Las inclusiones tienen características mecánicas del basalto,

Figura: 3 inclusiones

3 ENSAYOS DE LABORATORIO

3.1 *Propiedades de los suelos*

Para la determinación de las propiedades mecánicas de la matriz de suelo se realizaron ensayos triaxiales y de corte directo. Los ensayos triaxiales fueron moldeados a densidad de campo y ensayado a humedad natural. En el caso del ensayo de corte directo se compactaron a densidad de campo y posteriormente se ensayaron en saturación total, simulando la disminución que podría tenerse cuando se produzca lluvias intensas. En la tabla 1 se muestran el compilado resumen de los elementos adoptados.

Tabla 1. Parámetros adoptados

Designación	Tipo de ensayo	Densidad	Cohesión	fricción
Parámetros promedios	Promedio Triaxial y Corte directo	16.3	38	14
Parámetros mínimos	Corte directo	16.3	16	10

3.2 *Propiedades del macizo y rocas*

En este caso se planteó de acuerdo al relevamiento realizado parámetros del macizo. En este caso se utilizó el criterio de clasificación Hoek- Brown (2002). Los parámetros utilizados son los siguientes.

Resistencia a la compresión simple =40 MPa (basalto)

Índice GSI =58, estado de fracturación y superficie del macizo

Factor mi=25 (recomendado para basalto)

Factor de disturbancia= 1 recomendado para taludes
Del análisis se corresponden los siguientes parámetros: c=0.150 MPa, fricción:60.65°

4 MODELACIONES NUMERICAS

Las modelaciones numéricas realizadas se hicieron mediante el software Rocscience Slide mediante el método del equilibrio limite, en la cual se utilizaron varios criterios y se obtuvo un Factor de Seguridad promedio. En la siguiente tabla se indican los valores obtenidos. El perfil analizado, se informa en la figura 4, presenta dos pendientes de 30 grados y una berma de 4 metros los cuales servirán para captación de las aguas de lluvias. En la Figuras 4 se indica la estratigrafía a analizar, la parte inferior se cuenta con un estrato de roca basáltica, y en la parte superior el bimsoils. La tabla 2 muestra las diferentes simulaciones numericas y casos analizados.

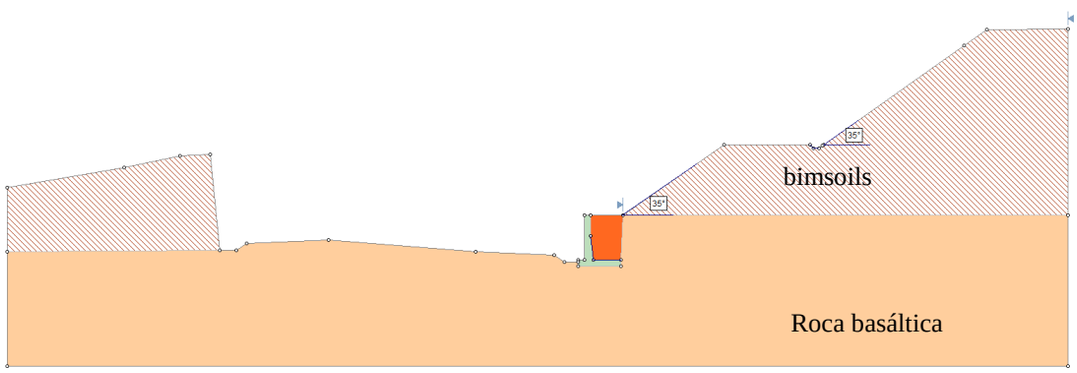


Figura 4. Perfil rectificado estudiado

Tabla 2. Casos simulados

Caso	Falla	Parámetros del Suelo	Condición
1	circular	promedio	no saturado
2	circular	promedio	saturado
3	circular	mínimo	no saturado
4	circular	mínimo	saturado
5	circular	promedio	no saturado inclusión
6	circular	promedio	inclusión saturado
7	circular	mínimo	no saturado inclusión
8	circular	mínimo	inclusión saturado
9	circular	mínimo	inclusiones media saturado
10	circular	mínimo	variación nivel freático
11	circular	promedios	no saturado-L=3m
12	circular	mínimo	NO saturado L=3m
13	circular	mínimo	saturado L=3m
14	circular	promedio	NO saturado L=1m
15	circular	promedio	NO saturado L=1m
16	circular	mínimo	NO saturado L=1m
17	circular	mínimo	saturado L=1m
18	circular	promedio	No saturado L=2m
19	circular	mínimo	No saturado L=2m
20	circular	mínimo	Saturado L=2m
21	no circular	mínimo	no saturado L=2m
22	no circular	mínimo	no saturado L=2m
23	no circular	mínimo	No saturado L=1m
24	No circular	mínimo	No saturado L=3m

5 RESULTADOS

En la Figura 1, se indican los valores de las modelos realizadas, el esquema utilizado fue tomar una longitud de aproximación de las inclusiones y analizar el Fs. Cuando se tienen una mayor distancia entre las inclusiones la falla es del tipo local y en el primer talud antes de la berma. La línea de rotura obtenida se da en la matriz del suelo, la parte más débil de la mezcla. Para caso de L=3 metros el factor de seguridad no varía según el modo de falla circular o no circular. Cuando se tiene una longitud entre clastos de 2 m ya en el valor obtenido con los diferentes tipos de fallas es distinto, en el caso de la falla circular se obtiene un Fs =2.196 y no circular Fs=1.733, el mismo caso sucede cuando las longitudes entre clastos son de 1 m.

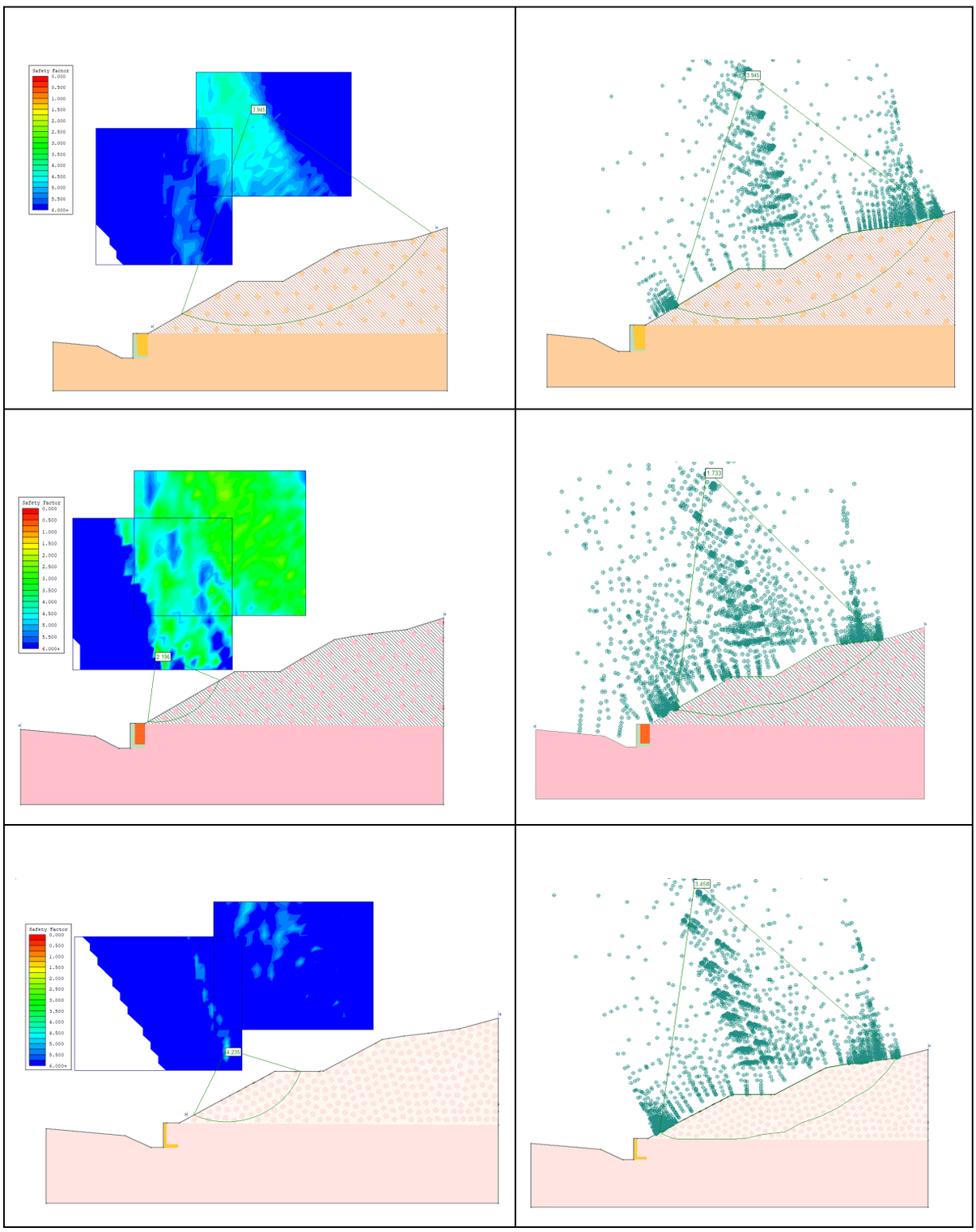


Figura 1. Módulo del espectro de densidad de potencia del eco secundario recibido

5.1 *Resumen Estadístico para FS*

En la tabla 2 se muestran los factores de seguridad obtenidos en las diferentes simulaciones. Particularmente el Factor de seguridad promedio es del orden de Fs.=2.01, aceptable para este tipo de modelo, en cuanto al valor mínimo, es en el caso del más desfavorable caso, el cual posee una menor probabilidad de ocurrencia.

Tabla 1. Márgenes

Resumen Fs	Valor FS
Recuento	24
Promedio	2,01674
Desviación Estándar	0,92207
Coeficiente de Variación	45,7208%
Mínimo	0,794
Máximo	4,16
Rango	3,366

6 ANALISIS Y DISCUCIONES

6.1 *Influencia del nivel freático y disminución de los parámetros geotécnicos debido a la infiltración de aguas de lluvia.*

El nivel freático tiene un papel fundamental en el comportamiento del talud analizado dado que dado que las propiedades de la matriz de suelo disminuyen y aumenta el peso unitario. En cuanto a este fenómeno se pudieron observar FS=1.6, el cual es aceptable, sin embargo, se plantea realizar un drenaje en el talud para que las intensas precipitaciones que se tienen en Misiones no afecte la estabilidad de los macizos.

6.2 *Influencia de clastos en cantidad y proximidades*

La incorporación de inclusiones disminuye el Fs del talud, en el caso que las inclusiones se encuentren de manera aleatoria. Cuando las inclusiones se encuentran en el interior de la cuña de falla y más cercano a la roca basáltica se obtuvieron factores de seguridad mayores, dado que se buscan círculos de rotura cercano a la orca basáltica. Para el caso de que las inclusiones estén en una longitud distante, no existe una tendencia marcada, sin embargo, a medida que se disminuye la distancia entre las mismas el FS aumenta, por lo que la distancia igual a un diámetro de un metro se encontró como la más crítica, en al cual se tenia una falla del tipo local. En cuanto a la saturación de los taludes el Fs disminuye. Similares resultados fueron obtenidos por (Araque et al. 2020)

7 CONCLUSIONES

En este trabajo se realizaron diferentes modelaciones para evaluar la estabilidad de un talud. Se analizaron diferentes casos teniendo cuenta que en el lugar se tienen suelo del tipo bimsoils, los cuales al poseer una distribución granulométrica definida se optó por realizar una serie de 24 simulaciones tienen en cuenta variables como el nivel freático, cantidad de inclusiones, distancia entre las mismas, del análisis realizado es posible confirmar

- Los factores de seguridad obtenidos en promedio es Fs=2, con lo cual se da que con la solución adoptada es aceptable.

- La incorporación de inclusiones modifica el Fs del talud, en algunos casos las simulaciones mostraron que se buscan círculos de fallas cercanos al basalto, con lo cual, esto ayudaría a no necesitar modificar y/o remover alguna inclusión de suelo.

- Teniendo en cuenta la distancia entre inclusiones, cuando las mismas se encuentran más próximas, el Fs aumenta, y se obtienen falla del tipo local, es decir, que el dominio del comportamiento está dado por las inclusiones a medida que se aumenta la cantidad.

8 BIBLIOGRAFIA

[1] Bogado, G. O., Reinert, H. O., & Francisca, F. M. (2019). Geotechnical properties of residual soils from the North-east of Argentina. International Journal of Geotechnical Engineering, 13(2), 112-121.
[2] Medley, E. W. (1994).The engineering characterization of melanges and similar blockin-matrix rocks (bimrocks). University of California, Berkeley.
[3] Kalender, A., Sonmez, H., Medley, E., Tunusluoglu, C., y Kasapoglu, K. E. (2014). An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoils. Engineering Geology, 183, 65-79.
[4] Medley, E. W. (1999). Systematic characterization of melange bimrocks and other chaotic soil/rock mixtures. Felsbau, 17(3), 152-162.
[5] Wang, Y., Li, C. H., & Hu, Y. Z. (2019). 3D image visualization of meso-structural changes in a bimsoil under uniaxial compression using X-ray computed tomography (CT). Engineering Geology, 248, 61-69.
[6] Kalender, A. Y. C. A. N., Sonmez, H., Medley, E., Tunusluoglu, C., & Kasapoglu, K. E. (2014). An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoils. Engineering geology, 183, 65-79.
[7] Rücknagel, J., Götze, P., Hofmann, B., Christen, O., & Marschall, K. (2013). The influence of soil gravel content on compaction behaviour and pre-compression stress. Geoderma, 209, 226-232.
[8] Afifipour, M., & Moarefvand, P. (2014). Mechanical behavior of bimrocks having high rock block proportion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 65, 40-48.
[9] Wang, Y., Que, J. M., Wang, C., & Li, C. H. (2018). Three-dimensional observations of meso-structural changes in bimsoil using X-ray computed tomography (CT) under triaxial compression. Construction and Building Materials, 190, 773-786.

[10] Wang, Y., Li, C., Zhou, X., & Wei, X. (2017). Seepage Piping Evolution Characteristics in Bimsoils-An Experimental Study. Water, 9(7), 458.
[11] Carraro, J. A. H., Prezzi, M., & Salgado, R. (2009). Shear strength and stiffness of sands containing plastic or nonplastic fines. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 135(9), 1167-1178.
[12] Bogado, G. O., & Francisca, F. M. (2019). Shear wave propagation in residual soil–rigid inclusion mixtures. Powder Technology, 343, 595-598.
[13] Radjai, F., Wolf, D. E., Jean, M., y Moreau, J. J. (1998). Bimodal character of stresstransmission in granular packings. Physical review letters, 80(1), 61.
[14] Suarez-Burgoa, L. O., Ariza-Triana, A., & Montoya-Araque, E. (2019). Modelamiento de estructuras de bimsoils mediante el empaquetado de partículas circulares en R^ 2. Revista de la Facultad de Ciencias, 8(2), 115-137.
[15] Napoli, M. L., Barbero, M., & Scavia, C. (2021). Effects of block shape and inclination on the stability of melange bimrocks. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 80(10), 7457-7466.

Variación de la susceptibilidad al colapso del loess en función de su historia geológica

S. Rouzaut, J. J. Clariá y J. Curto

srouzaut@unc.edu.ar; Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba
jclaria@unc.edu.ar; Laboratorio de Geotecnia de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba
curto.joel@gmail.com; Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba

RESUMEN: La susceptibilidad al colapso por humedecimiento de los loess de la Provincia de Córdoba, ha sido uno de los motivos principales de estudio de numerosos investigadores en el medio local durante las últimas cuatro décadas debido al impacto económico que este fenómeno de inestabilidad tiene sobre la infraestructura civil. Si bien entre los loess no existen grandes diferencias en lo que a génesis, granulometría y mineralogía respecta, no todos resultan igualmente colapsables consecuencia de sus distintos pasados geológicos. Con el objeto de vincular el comportamiento mecánico con la historia geológica, se estudió un perfil estratigráfico ubicado en la localidad de Corralito, que consiste en una secuencia de loess-paleosuelo que aflora en una cárcava de 15 m de profundidad. A tal fin, se tomaron 33 de muestras a lo largo de todo el perfil, compuesto por un horizonte superior antrópico, un horizonte orgánico, un manto de loess superior, y finalmente en profundidad los loess inferiores I, II y III, sobre las que se realizaron en laboratorio ensayos de doble edómetro. Los resultados mostraron que las muestras de los horizontes antropizados, orgánico y loess superior, correspondientes a loess primarios o bien con presencia de materia orgánica, resultan altamente colapsables. Sin embargo, las muestras de los loess inferiores I y III no resultan susceptibles al colapso por humedecimiento. La diferencia de comportamiento entre los diferentes estratos, es explicada en función de los procesos sufridos por los mismos a lo largo de su historia geológica. La estabilidad mecánica de los loess inferiores se atribuyó a que estos horizontes corresponden a un fragipán y a una posible tosca respectivamente.

Palabras clave: LOESS, COLAPSO, HISTORIA GEOLÓGICA, TOSCA, CORRALITO

ABSTRACT: The collapse susceptibility of loessial soils from the city of Cordoba has been extensively studied by many local researches during the last four decades because of the high economic impact that this phenomenon of instability has on civil constructions. Although every loess have similar origin, mineralogy and grain size distribution, not all loess became collapsible during soaking due to their different geological past. In order to quantify this mechanical instability phenomenon and link this behavior to the geological history of loessial soils, a stratigraphic profile located at Corralito, in the Tercero Arriba Department, from de Province of Cordoba, was studied. This lithologic profile consists of a loess-paleosol sequence that emerges in a 15 m deep naturally open trench, composed of an anthropic upper horizon, followed by an organic horizon, then a mantle of upper loess, and finally in depth, the lower loess I, II and III. Thirty-three undisturbed soil samples were taken along these 15 m profile and laboratory double oedometer tests were carried out. The test results showed that specimens from the anthropic, organic, and upper loess are highly collapsible. Nevertheless, the collapsibility coefficients measured on specimens from lower loess I and III, were close to one highlighting that there is no collapse susceptibility. The different mechanical behavior of the strata was explained based on the processes suffered throughout their geological history. The mechanical stability of the lower loess I and III was attributed to the fact that these horizons correspond to a fragipan and a possible tosca, respectively.

Keywords: LOESS, COLAPSE, GEOLOGICAL HISTORY, TOSCA, CORRALITO

1 INTRODUCCIÓN

Los suelos loéssicos de la llanura cordobesa, debido a su proceso de formación, presentan características particulares de comportamiento siendo propensos a sufrir grandes cambios volumétricos en su estructura conocidos como colapso, debido a incrementos aislados o combinados del contenido de humedad y estado tensional. Sin embargo, a pesar de su inestabilidad, estos materiales son comúnmente utilizados como material de fundación en diversas obras de ingeniería, por lo que el conocimiento de sus propiedades y en especial lo que respecta a su comportamiento tensión -deformación y susceptibilidad al colapso, tiene un enorme impacto económico en la infraestructura civil.

Se han propuesto una gran cantidad de métodos para cuantificar la susceptibilidad al colapso de los suelos. Ref. [1] y Ref. [2] presentan una recopilación y descripción exhaustiva de los mismos. Entre los numerosos métodos existentes, el ensayo de doble edómetro es probablemente el más popular.

El grupo de investigadores del Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC) es pionero en el estudio de los suelos loéssicos colapsables, el mismo ha dedicado a través de casi tres generaciones numerosas investigaciones a la temática desde fines de la década del 60 hasta el presente. Todo ello ha llevado a un gran avance en la implementación de metodologías para la caracterización de estos suelos, criterios de diseño de fundaciones y modelos numéricos para la evaluación de su comportamiento tanto mecánico como hidráulico (Ref. [3]; Ref. [4]; Ref. [5]; Ref. [6]).

Si bien el origen o génesis de los loess es similar, no ocurre lo mismo con su historia geológica. Y el comportamiento mecánico de los perfiles de loess no es ajeno al pasado geológico. Así, los suelos loéssicos se dividen en primarios y secundarios, de acuerdo a si han sufrido o no retransporte hídrico luego de su depósito. Los loess primarios son aquellos depositados por el viento (Fm. Cordobense) y los secundarios son loess que han sufrido alteraciones en su estructura original al ser retransportados (Fm. Pampeana). Los depósitos recientes son principalmente primarios, en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (ASTM D2487) corresponden a los grupos ML y CL - ML. Mientras que los más antiguos, son suelos arcillosos y limosos clasificados como CL a CH y generalmente se corresponden con loess secundarios. Los comportamientos geotécnicos extremos van desde ser suelos altamente compresibles y colapsables frente al humedecimiento en el caso de los primarios, al de ser depósitos preconsolidados por desecación en el caso de los loessoides secundarios (Ref. [7]) con comportamiento mecánico estable y de elevada rigidez. La composición química puede ser también una de las responsables de la estabilidad de la

estructura del loess. La presencia de carbonatos cálcicos, óxidos de hierro y yesos, afectan al comportamiento ingenieril de estos depósitos. Los carbonatos primarios están constituidos por minerales carbonáticos de origen detrítico como la calcita. Los carbonatos secundarios muestran una variedad de formas que van desde grandes y pequeños cristales, a microcristales, películas, costras y nódulos (Ref. [8]).

La estructura de los limos loéssicos es abierta, con macroporos y aglomeraciones de partículas. La fábrica del suelo se encuentra compuesta por una fracción granular (arenas finas), unida entre sí a través de materiales cementantes como sales solubles, puentes de arcilla con elevada succión mátrica, carbonatos y silicatos (Ref. [9]).

El agua tiene un rol preponderante en la formación y comportamiento posterior del loess (Ref. [3]). A medida que el contenido de humedad decrece, la concentración iónica en los fluidos de los poros se incrementa, el espesor de la doble capa disminuye y las fuerzas de atracción de van der Waals prevalecen sobre las fuerzas de repulsión de la doble capa. Cuando las fuerzas de atracción interpartículas dominan, las partículas arcillosas floculan formando puentes de arcilla y contrafuertes en los contactos entre granos de arena y limo. Una mayor reducción del contenido de humedad, hace que los cationes hidratados de la doble capa se deshidraten y se vinculen iónicamente a las partículas arcillosas contiguas. Mientras tanto, la concentración de sales alcanza la saturación y precipitan como cristales que robustecen la estructura del suelo. El aumento contemporáneo de la succión aumenta también la resistencia, que es más efectiva entre partículas arcillosas en los puentes y contrafuertes, que en los meniscos entre partículas gruesas. El efecto combinado de estos procesos confiere a los loess alta resistencia cohesiva que permite cortes verticales y la aptitud para soportar cargas importantes.

En contrapartida, el incremento del contenido de humedad revierte los procesos: las sales solubles se hidratan y debilitan, la concentración iónica en el fluido decrece, las fuerzas de repulsión se vuelven dominantes y las partículas arcillosas se dispersan, con la consiguiente disminución en la rigidez y la resistencia al corte. Asimismo, la succión disminuye gradualmente a medida que se incrementa el grado de saturación. Por estos motivos, la estructura se debilita y puede colapsar a veces sin alcanzar la saturación. Muy poca carga externa se requiere para alcanzar el colapso final, en ocasiones el solo propio peso de la masa del suelo es suficiente.

Vale destacar que los loess no colapsan cuando son permeados por fluidos no polares. Esto señala la importancia de las arcillas y las sales de hidratación en el comportamiento metaestable (Ref. [10]; Ref. [11]).

A su vez, las grandes diferencias en compacidad, humedad y presencia de agentes cementantes en los loess, hacen que la variabilidad espacial de las propiedades físicas y mecánicas de los mismos sea elevada (Ref. [12]).

Por lo dicho, la resistencia, la rigidez y el grado de colapso están condicionados por el contenido de humedad del suelo, la relación de vacíos, la fábrica, el tipo de fluido saturante, la cantidad de sales solubles, la cantidad de agentes cementantes no solubles, la profundidad, y el nivel de cargas externas.

Ref. [13] definieron el coeficiente de colapsabilidad como:

$$C = \frac{P_{fs} - P_o}{P_{fn} - P_o} \tag{1}$$

Siendo:

P_o: Presión vertical debido al peso propio del terreno.

P_{fn}: Presión de fluencia o colapso del suelo con contenido de humedad natural.

P_{fs}: Presión de fluencia o colapso para suelo saturado.

En la expresión (1) P_{fn} y P_{fs} son determinados a través del método del doble edómetro.

La relación entre las presiones de colapso a baja humedad y en estado saturado (P_{fn} y P_{fs}), que son propiedades del suelo, y el estado de tensiones in-situ (P_o), conducen a la división de tres tipos de suelos:

a) Si *C < 0* el suelo se denomina *verdaderamente colapsable o autocolapsable*, es decir al humedecerse la estructura colapsa aún sin la acción de cargas externas.
b) Si *0 < C < 1* el suelo es *potencialmente colapsable*, es decir al humedecerse sufre grandes deformaciones solo si actúa una carga exterior superior a Pfs.
c) Finalmente, si *C=1* el suelo no sufre alteraciones al humedecerse (no es colapsable).

El presente trabajo presenta un estudio orientado a cuantificar la variación con la profundidad de la susceptibilidad al colapso por humedecimiento de un loess de la llanura pampeana cordobesa, a los fines de poder relacionar y explicar el comportamiento mecánico medido con los procesos sufridos por el suelo a lo largo de su historia geológica la cual abarca los últimos 115 mil años.
A tal fin, a partir de resultados de ensayos de doble edómetro, se compara la colapsabilidad por humedecimiento (dados por los coeficientes de compresibilidad, coeficiente de colapsabilidad y presiones de fluencia a baja y elevada humedad) de mantos de loess con origen, granulometría y mineralogía similares, pero con diferentes historias geológicas, los cuales se ubican a diferentes profundidades en un perfil de 15 m ubicado en la localidad de Corralito (Provincia de Córdoba) tomado para estudio. La cárcava ubicada en Corralito seleccionada para la realización del presente trabajo, se caracteriza por presentar un perfil estratigráfico en el que cohabitan mantos de loess que han pasado por diferentes procesos.

2 ÁREA DE ESTUDIO

El perfil de Corralito adoptado para estudio, constituye una secuencia de loess- paleosuelo que se encuentra aflorando en una cárcava ubicada en el departamento Tercero Arriba de la provincia de Córdoba, 3 km al norte de la localidad homónima (Figura 1).
La evolución de los suelos es resultado de la interacción de factores formadores tales como: geomorfología, biota, material parental, clima y tiempo (Ref. [14]).

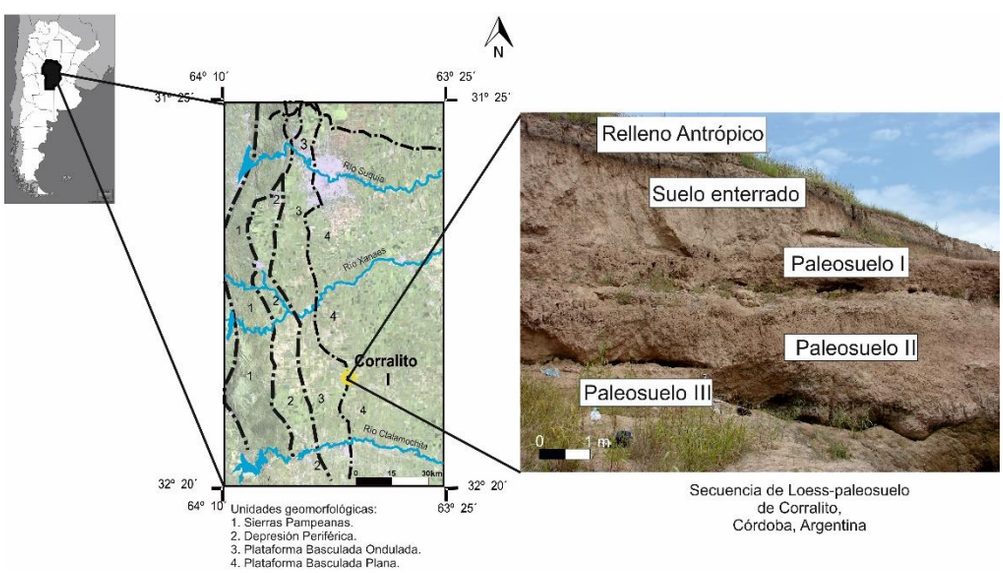


Figura 1. Ubicación geográfica del perfil de Corralito.

Geomorfológicamente, se encuentra ubicado en la Llanura Pampeana. En ella, se distinguen dos asociaciones, la Depresión Periférica y la Plataforma Basculada (Ref. [15]). En esta última, se distinguen

dos sub-asociaciones: la Plataforma Basculada Ondulada y la Plataforma Basculada Plana. El perfil bajo estudio, se encuentra en la Plataforma Basculada Ondulada la cual está conformada por lomas orientadas E-O, cuya morfología es regular, alargada y convexa, con un gradiente inferior al 1%. Las lomas poseen alturas que rondan los 10 m. Es común que presenten erosión en surcos, tanto rectilíneos como meandriformes, y en casos extremos, cárcavas (Ref. [16]).

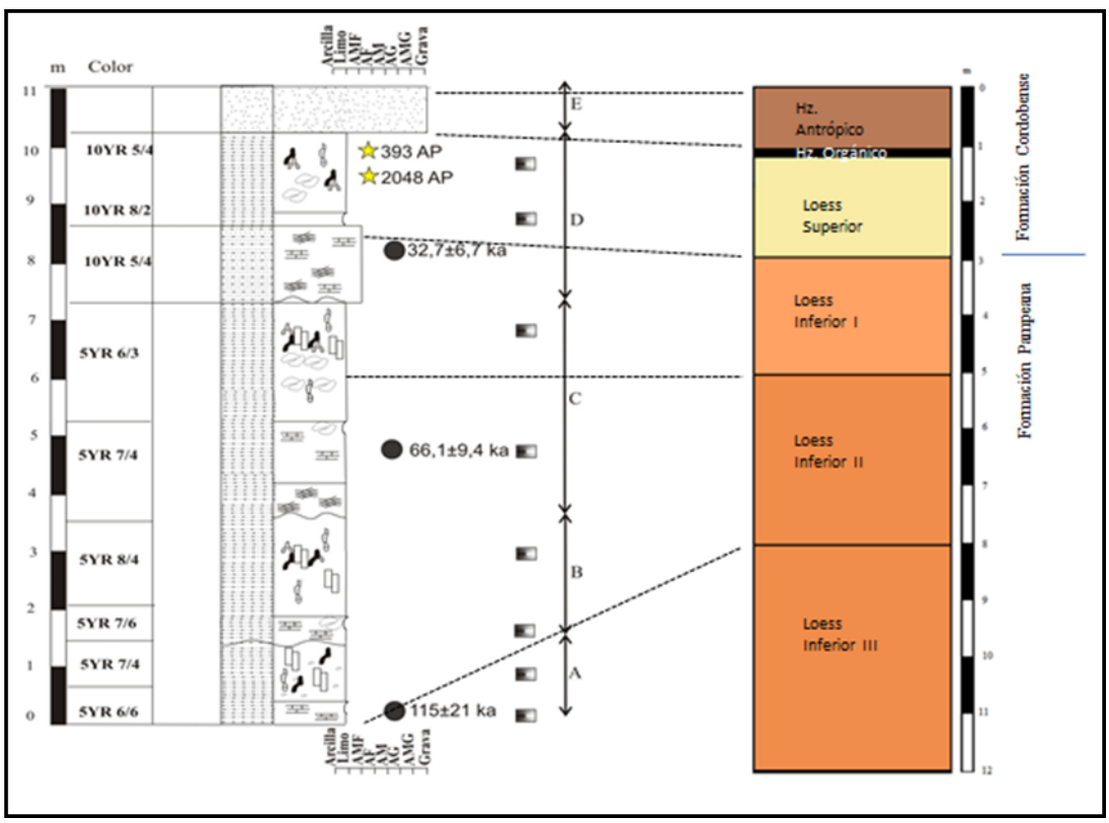


Figura 2. Correlación entre el perfil litoestratigráfico (modificado de Ref. [17]) a la izquierda y el perfil mecánico a la derecha.

Figura 3. Perfil de Corralito. a)Vista panorámica de la cárcava. b) Horizontes antrópico, orgánico y loess superior (primeros 2 m). c) De base a techo: Loess Inferior II; Loess Inferior I; Loess Superior, Hz. Orgánico; Hz. Antrópico. d) Loess Inferior III (por debajo de los 11 m de profundidad).

El clima es mesotermal, la temperatura media anual oscila entre los 14 °C y 17 °C. Las precipitaciones se distribuyen de manera irregular a lo largo del año, concentrándose principalmente en el verano debido a la entrada de aire húmedo desde el norte. La precipitación media anual para el período 1960-2015 fue de 815 mm.

La secuencia de loess-paleosuelo es de edad Pleistoceno tardío-Holoceno (Ref. [18]; Ref. [17]) y está constituido por loess típico y retransportado, con abundante $CaCO_3$ en la masa. Su textura es franca a franco-limosa (Ref. [19]; Ref. [20]) y mineralógicamente está conformado por cuarzo, feldespato, hornblenda, trazas de vidrio volcánico, illita, esmectita, e illita y esmectita interestratificada (Ref. [17]). El manto de loess se extiende con una homogeneidad textural y mineralógica notable y presenta un incremento en el porcentaje de arena hacia el SO (Ref. [21]).
Ref. [17] definieron cinco unidades litoestratigráficas para el perfil de Corralito (Figura 2) cuyas características son similares en cuanto a granulometría y mineralogía. Desde el punto de vista textural predominan el limo medio a grueso, y en cuanto a la mineralogía se aprecia la presencia de cuarzo, plagioclasa, hornblenda, vidrio volcánico, trazas de calcita, clorita y arcillas tales como illita y esmectita, en menor proporción. Posteriormente, cada una de estas unidades litoestratigráficas fue definida como un paleosuelo con su respectivo material parental (loess), por lo cual el perfil de Corralito está conformado (de base a techo), por tres paleosuelos con sus materiales parentales (loess), un suelo enterrado, y un relleno antrópico (Figura 1 y 2).
Los paleosuelos, son suelos que se formaron en paisaje del pasado. La alternancia de una secuencia de loess- paleosuelos representa una variabilidad climática a lo largo de la historia geológica e indicaría una

estabilización del paisaje y una mayor tasa de pedogénesis que de sedimentación (Ref. [18]). Los suelos enterrados, son suelos que han sido recubiertos por una capa de material aportado, de espesor 50 cm (el relleno antrópico) y cuyos procesos pedogenéticos han dejado de actuar (el suelo no sigue evolucionando) (Ref. [22]).
Los procesos pedogenéticos que le dieron origen, tanto al suelo enterrado como a los paleosuelos, son similares a lo largo de todo el perfil, lo cual evidencia un escaso contraste climático en los últimos 115 ka (Ref. [17]; Ref. [23]).
Los procesos pedogenéticos que se infieren en el suelo enterrado y los tres paleosuelos son, a saber según su orden de aparición: descarbonatación-carbonatación; melanización; eluviación-iluviación de arcillas y materia orgánica (Ref. [20]).
La descarbonatación-carbonatación implica la solubilización de los carbonatos en las estaciones húmedas, para lo que se requiere su transformación en bicarbonatos (descarbonatación) y posterior precipitación (carbonatación). Ello se produce gracias al CO_2 y los ácidos orgánicos producidos por la actividad biológica por lo que su intensidad es máxima en los horizontes superficiales. El carbonato de calcio es removido de los horizontes superiores de suelo y precipita en los inferiores. De acuerdo a Ref. [24]) estos horizontes se identifican con el sufijo k.
La eluviación- iluviación de arcillas y materia orgánica, es el movimiento vertical de estos materiales, en estado disperso en el perfil, movilizados por el agua de lluvia (Ref. [25]). En la taxonomía de suelos se representan con la letra mayúscula Bt (horizonte iluvial). Los horizontes B son o fueron originalmente horizontes subsuperficiales, dominados por la destrucción de todo o la mayor parte de la estructura original de la roca y muestran las siguientes características como evidencias de la pedogénesis: concentración iluvial de arcilla silicatada, hierro, aluminio, humus. El sufijo t significa, acumulación iluvial de arcillas silicatadas (Ref. [25]).
La melanización (del griego mélas-negro) son modificaciones de tipo químico y bioquímico del material del suelo que conducen al oscurecimiento por incorporación de compuestos orgánicos, provenientes de restos vegetales y en menor medida de restos animales (Ref. [25]).
Todos los paleosuelos carecen del horizonte superior (A) producto de erosión u oxidación, debido al cambio de las condiciones climáticas de más húmedas a más secas (Ref. [26]). Se denomina horizonte A a los horizontes minerales que han sido formados en la superficie y que exhiben la eliminación de todo o gran parte de la estructura original de la roca (Ref. [24]).
El estudio de esta secuencia de loess- paleosuelo es importante desde el punto de vista de la geología del Cuaternario, pues permite dilucidar como fue el clima en el pasado y por lo tanto inferir escenarios futuros.

3 MATERIALES Y MÉTODOS

Se realizaron un total de tres campañas para muestrear el perfil de Corralito. Se recorrió el terreno para seleccionar los puntos estratégicos para la toma de muestras. Una vez distinguidos los sitios de muestreo, se limpió el perfil de todo material meteorizado (aproximadamente 30 cm del frente expuesto) y se tomaron ejemplares en función de las características sedimentológicas, de manera de tener representada la Fm. Pampeana y Fm. Cordobense (Figuras 2). Se tomaron cinco muestras del horizonte antrópico, tres del horizonte orgánico, cinco a los dos metros de profundidad del loess superior, que correspondería a la Fm. Cordobense según (Ref. [27]), y veinte ejemplares de la Fm. Pampeana, siete del Loess Inferior I, seis del Loess Inferior II y siete del Loess Inferior III, a profundidades de 4; 8 y 14 metros respectivamente.
Todas las muestras fueron clasificadas como ML dentro del Sistema Unificado de Clasificación de suelos. En la Tabla 1 se presentan las los índices de plasticidad, porcentajes pasantes por el tamiz IRAM N. 200 (0.075 mm) y Clasificación dentro del Sistema Unificado de las mismas. Más detalles sobre estos horizontes pueden encontrarse en Ref. [28].

Tabla 1. Propiedades del suelo limo loéssico empleado.

Horizontes	I.P.	%PT#200	S.U.C.S.
Antrópico	1,5	94	ML
Orgánico	2,5	95	ML
Loess Superior	2,0	93	ML
Loess Inferior I	NP	95	ML
Loess inferior II	1,0	92	ML
Loess inferior III	NP	90	ML

S.U.C.S.: sistema unificado de clasificación de suelos; %PT#200: porcentaje pasante del Tamiz IRAM N° 200 (75 μm); I.P.: índice de plasticidad.

Las muestras consistían en panes de suelo inalterado, de forma aproximadamente cúbica y en el orden de 30 cm de lado, que fueron obtenidos con pico y pala de manera artesanal y luego envueltos en film ajustado, y acondicionados de manera de mantener inalterada la estructura y humedad del suelo hasta llegar al laboratorio.

De cada pan de suelo (33 en total) se tallaron dos probetas cilíndricas idénticas de 63,5 mm de diámetro y 32 mm de altura para ser sometidas a ensayos de compresión confinada en edómetro, una probeta en condición de humedad natural y la otra en condición saturado con agua de la canilla (método del doble edómetro). Los ensayos edométricos consistieron en la aplicación de seis saltos de carga y uno de descarga mediante el método de presiones controladas, alcanzando una presión vertical máxima del orden de 8 kg/cm^2. Cada salto de carga se mantuvo estable durante un tiempo de aproximadamente 30 minutos, el cual resultó suficiente para que las deformaciones se estabilizaran y se pudiera proceder al siguiente salto de carga.

De cada ensayo edométrico se determinaron los siguientes parámetros del suelo, tanto en condición de humedad natural como saturada:

- Índice de compresiblidad en el tramo virgen (Cc).
- Presión de fluencia (P_{fn} y P_{fs}).
- Coeficiente de colapsabilidad (C definido en la Ecuación 1)

Asimismo, durante el tallado de las probetas se determinó el peso unitario seco (γ_d) y contenido de humedad (w%) de las mismas.

En la Figura 4 se presentan curvas de compresibilidad típicas obtenidas en un ensayo de doble edómetro. En la misma se indican el Índice de compresibilidad y la presión de fluencia o colapso.

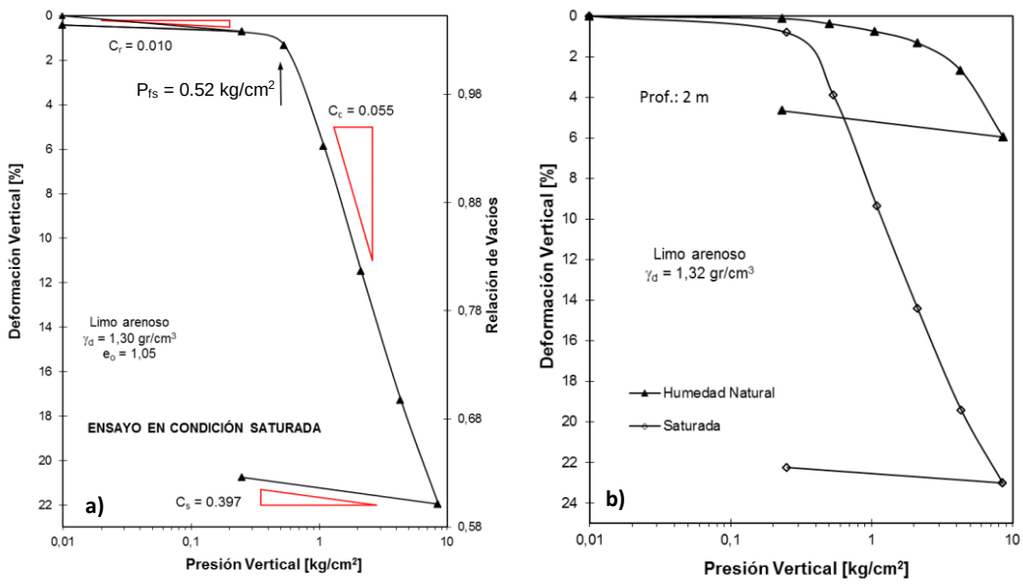


Figura 4. a) curva de compresibilidad obtenida en estado saturado para una muestra del horizonte de loess superior, se aprecian los índices de compresiblidad en los tramos de recarga (Cr), virgen (Cc) y descarga (Cs) y la presión de fluencia o colapso (P_{fs}). b) curvas de compresiblidad en estado de humedad natural y saturado evidenciando un comportamiento colapsable.

Finalmente se midieron los porcentajes de carbonato de calcio en 5 muestras de los diferentes horizontes presentes mediante el método de Bernard (calcimetría).

4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Resultados Experimentales

Los contenidos en peso de carbonato de calcio medidos en los diferentes estratos se ilustran en la Tabla 2. En esta Tabla se aprecia como los contenidos de $CaCO_3$ aumentan sensiblemente con la profundidad.

Tabla 2. Porcentaje de Carbonato de Calcio en el perfil.

Horizontes	Porcentaje de carbonato de Calcio
Antrópico	--
Orgánico	0,08
Loess Superior	0,2
Loess Inferior I	2,8
Loess inferior II	3,18
Loess inferior III	5,57

Por otro lado, los resultados obtenidos en los ensayos de doble edómetro permitieron caracterizar los coeficientes de compresibilidad, presión de fluencia, peso unitario seco, contenido de humedad y

susceptibilidad al colapso de los diferentes horizontes del perfil seleccionado tanto para un estado de baja humedad (humedad natural) como de saturación.

A modo de ejemplo en la Figura 5 se presentan los valores de los índices de compresibilidad en el tramo virgen (Cc), coeficiente de colapsabilidad (C), y presiones de fluencia tanto para un estado de humedad natural (P_{fn}) como saturada (P_{fs}) del horizonte denominado "loess superior". También se ilustran los valores de los pesos unitarios secos (γ_d) y contenidos de humedad natural (w%) de las muestras de este manto. Este estrato se extiende desde la base del horizonte orgánico, a aproximadamente 1 m de profundidad), hasta cerca de 2,8 m. Presenta un color naranja mate (7.5 YR 7/4) y se trata de un material que aún conserva su estructura original generada al depositarse, por lo tanto puede clasificarse como un loess primario.

En la Figura 5 a) se aprecia que para el horizonte de loess superior los coeficientes de compresibilidad (Cc) obtenidos en las muestras ensayadas en condición de baja humedad (humedad natural) resultan considerablemente menores a aquellos obtenidos en condición saturada, poniendo de manifiesto el elevado potencial de colapso por humedecimiento de este suelo. El mismo comportamiento se evidencia al observar la Figura 5 b), en la que la presión de fluencia obtenida en condición de humedad natural (P_{fn}) es notablemente mayor a la medida en condición saturada (P_{fs}).

Los valores del coeficiente de colpasabilidad (Figura 5 c) resultan mayores a cero y menores a 1 ($0 < C < 1$) por lo que este manto puede clasificarse como potencialmente colapsable, es decir que al humedecerse se produce el colapso de la estructura interna, solamente si actúa una sobrecarga exterior, ya que la presión geoestática (peso propio) no resulta suficiente para disparar el fenómeno de colapso. Finalmente, en las Figuras 5 d) y 5 e) se aprecian los bajos valores de peso unitario seco (γ_d) y humedad natural (w%), consecuencia de una estructura suelta y macroporosa y tendiente al colapso.

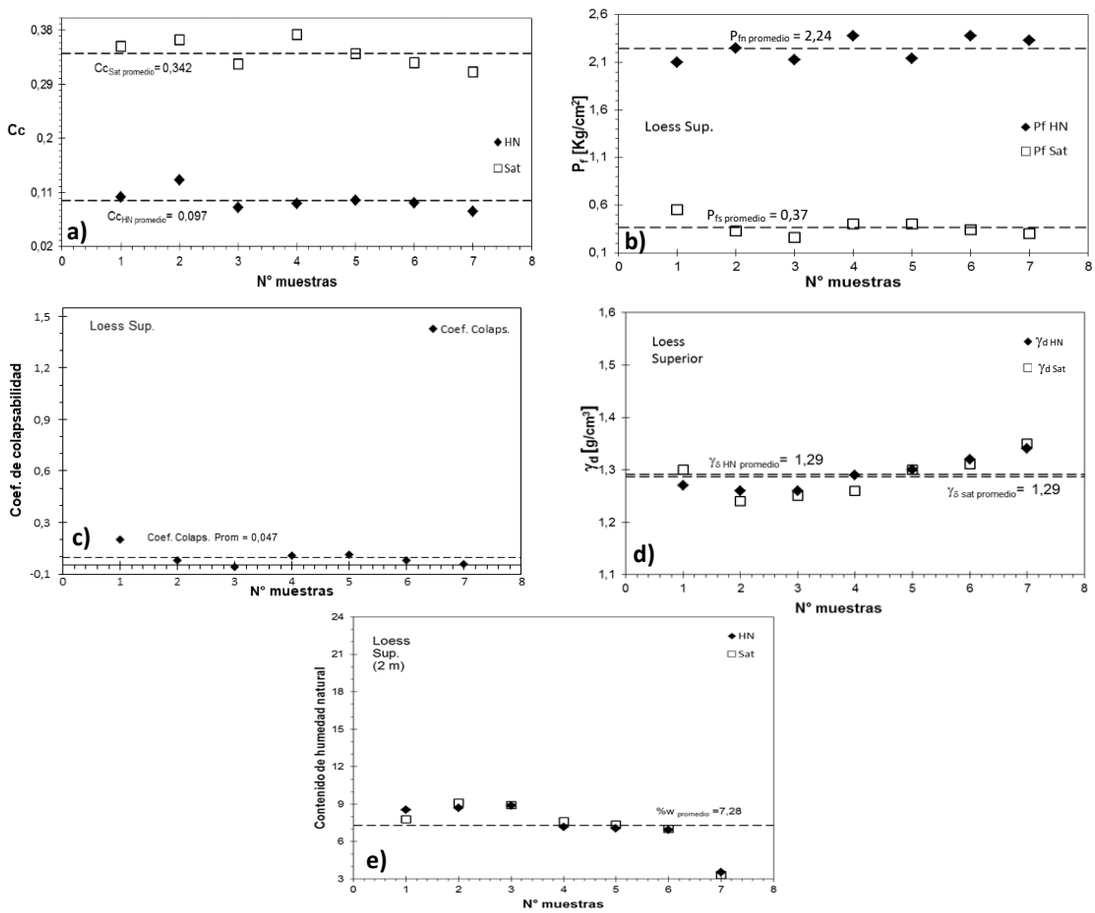


Figura 5: Resumen de resultados de ensayos de doble edómetro obtenidos en muestras del horizonte de loess superior. a) Coeficientes de compresibilidad en condición de humedad natural (Cc_{HN}) y saturada (Cc_{Sat}); b) Presiones de fluencia (P_{fn} y P_{fs}); c) Coeficientes de Colapsabilidad; d) Pesos unitarios secos (γ_d); e) Contenidos de humedad natural.

4.2 Comportamiento mecánico a lo largo de todo el perfil

Figuras similares a la Figura 5 se construyeron con las mismas propiedades de cada uno de los demás estratos constitutivos del perfil de Corralito. Todas las curvas de compresibilidad y demás detalles de los gráficos obtenidos mediante la ejecución de los ensayos descriptos pueden verse en Ref. [29]. Finalmente a partir de todos estos datos, a modo de resumen se presentan en la Figura 6 la variación del coeficiente de compresibilidad (Cc) y del coeficiente de colapsabilidad (C) a lo largo de todo el perfil.

Puede notarse que el horizonte de loess superior es el horizonte que mayor susceptibilidad al colapso presente en todo el perfil. El coeficiente de compresibilidad promedio en el tramo virgen (Cc) medido en condición de humedad natural es notablemente menor al medido en condición saturada. Igualmente, el coeficiente de colapsabilidad promedio para este manto resulta próximo a cero evidenciando un elevado potencial de colapso por humedecimiento.

Como puede apreciarse en la Figura 6, este comportamiento varía sustancialmente a lo largo del perfil. En el horizonte de Loess Inferior II, se sigue apreciando un comportamiento colapsable aunque en mucho

menor grado que el del loess superior. Sin embargo, los Loess Inferiores I y III, resultan mucho más rígidos y prácticamente sin susceptibilidad al colapso, fundamentalmente en el Loess Inferior III en donde se observa que los índices de compresibilidad (Cc) en estado natural y saturado resultan prácticamente iguales entre sí. De igual manera, el coeficiente de colapsabilidad (C) de este manto más profundo resulta igual a la unidad, lo que pone en evidencia de que si bien se trata de un loess con mineralogía y granulometría muy similar a la de los horizontes superiores, su comportamiento mecánico es notablemente diferente, sin mostrar susceptibilidad al colapso por humedecimiento.

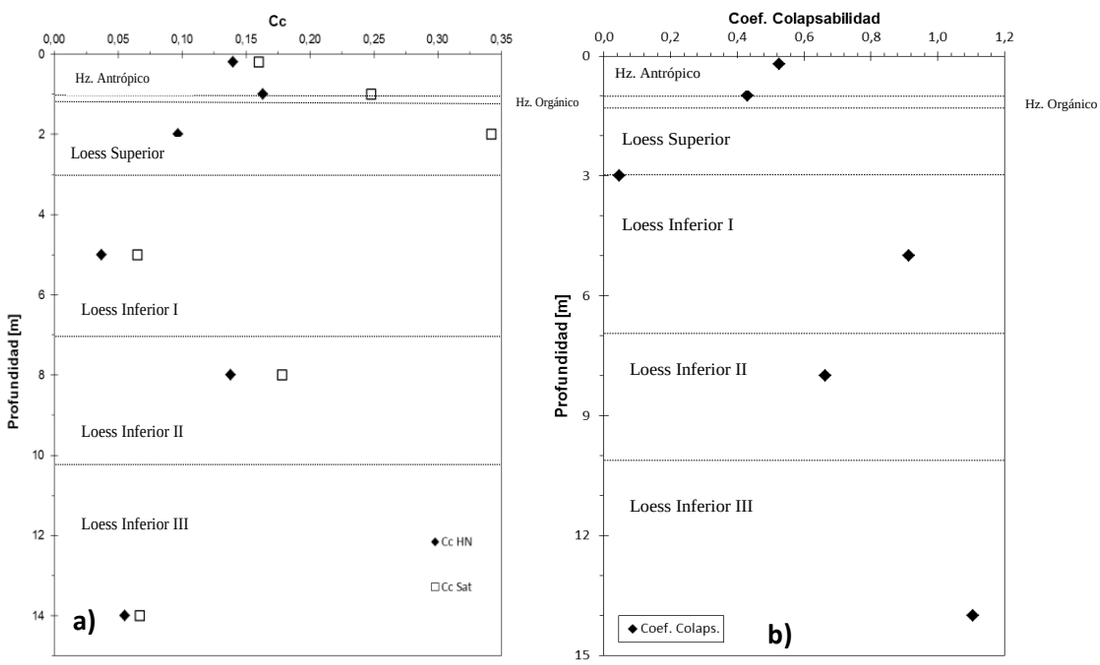


Figura 6: Variación con la profundidad de: a) los coeficientes de compresibilidad en el tramo virgen promedio y b) coeficientes de colapsabilidad promedio, para las muestras ensayadas a lo largo del perfil de Corralito en condición de humedad natural y saturada.

4.3 Relación entre los parámetros mecánicos y la historia geológica

En la Figura 2 se presenta la correlación entre el perfil litoestratigráfico (modificado de Ref. [17]) y el perfil mecánico de Corralito. Del análisis de los resultados de los ensayos mecánicos (edómetros) y químicos (contenido de carbonatos) sobre los diferentes horizontes del perfil y su comparación con su historia geológica se puede plantear la siguiente discusión.

Horizonte Antrópico

De acuerdo a la Figura 2 este horizonte se correlaciona con su homónimo en el perfil estratigráfico. Según su comportamiento mecánico se lo clasifica como un horizonte potencialmente colapsable. En este horizonte la estructura interna se encuentra modificada y alterada por la acción del hombre. En ella se han encontrado restos de ladrillos, vidrio, latas (Ref. [18]). Por otro lado, constituye el suelo que se encuentra actualmente cultivado, lo cual permite que el suelo a través de la vegetación incorpore materia orgánica (proceso de melanización) que al descomponerse deja espacios vacíos que favorecen el colapso.

4.3.1 Horizonte Orgánico

Desde el punto de vista mecánico se observó que el horizonte orgánico resulta potencialmente colapsable. Se trata de un manto rico en materia orgánica (1,7%) que quedó enterrado por el material antrópico. Nuevamente la presencia de materia orgánica, aportada por procesos de melanización, juega un papel fundamental en la compresibilidad, ya que al descomponerse genera espacios vacíos favoreciendo el colapso.

4.3.2 Loess Superior

El loess superior del perfil mecánico se correlaciona con el loess que constituye el material parental del suelo enterrado del perfil estratigráfico. El suelo enterrado, el loess, y el relleno antrópico representan la Fm. Cordobense (Figuras 2 y 3). Observando los coeficientes de compresibilidad y de colapsabilidad de la Figura 6, se concluye que desde el punto de vista mecánico esta capa se comporta como un material potencialmente colapsable.

De acuerdo a los análisis granulométricos realizados por Ref. [19], este material constituye un loess típico lo que significa que es un material que fue depositado por el viento, sin ningún tipo de retransporte. De acuerdo a Ref. [7] son los denominados loess primarios, con alta probabilidad de colapso.

4.3.3 Loess Inferior I

El Loess Inferior I del perfil mecánico se correlaciona con el Paleosuelo I y su material parental del perfil estratigráfico y representa la Fm. Pampeana (Figuras 2 y 3). El comportamiento mecánico de este horizonte en los ensayos de compresión confinada nos muestra que se trata de una capa relativamente rígida cuyas deformaciones no superan el 10 % para presiones elevadas (del orden de los 8 kg/cm^2) incluso en estado de humedad elevada. En la Figura 6 los coeficientes de compresibilidad (Cc) en estado de baja y elevada humedad resultan bajos y similares, y el coeficiente de colapsabilidad (C) es próximo a uno. Por lo tanto, se lo clasifica como un material de bajo a nulo potencial de colapso.

Desde el punto de vista geológico, los procesos pedogenéticos que actuaron en el desarrollo del mencionado paleosuelo son descarbonatación-carbonatación, argiluviación y cementación. El comportamiento mecánico de esta capa, responde a las características geológicas de los fragipanes (panes de arcilla), y corresponde a horizontes Bt cementados con óxidos de hierro (Ref. [24]).

En nuestra región, los fragipanes, se encuentran en suelos policíclicos con alguna posible participación de autocompactación (Ref. [25]), como así también se encuentran combinados con otros panes cementados con carbonato de calcio denominados calcretes o toscas (Ref. [25]).

La palabra “fragipán” que proviene de “fragilis” (quebradizo), hace referencia a panes endurecidos con arcilla con baja conductividad hidráulica y cuyas propiedades físicas y químicas difieren de los horizontes que se encuentran inmediatamente por encima. Para su formación deben cumplir ciertas características del material originario (loess), como ser texturas francas (20 – 50% de arena, 30 – 70% de limo y 7 – 30% de arcilla), bajo contenido de materia orgánica (menor al 1 %), y presencia de agentes ligantes (puentes de arcilla y carbonato de calcio). La profundidad debe ser tal como para que la presión de tapada pueda generar una compresión apreciable (mayor a 1 m) pero a la vez permitir que llegue una cantidad suficiente de agua (Ref. [25], Ref. [30]). Los horizontes genéticos en los cuales encontramos los fragipanes son los Bt, por lo cual el proceso pedológico inicial es la argiluviación.

En nuestro caso, el fragipán formado en el Loess inferior I, cumple con los requisitos mencionados arriba: la media granulométrica es limo medio (70%), arcilla (10%) y arena (20%) (Ref. [17]), y para su origen se acepta la hipótesis del colapso de sedimentos por su propio peso, también denominada hidroconsolidación. Como ya se ha mencionado, los sedimentos más colapsables son los sedimentos eólicos los cuales tienen características comunes con el material de los fragipanes, por lo tanto podría asignárseles ese origen.

En nuestro caso, la condición inicial del sedimento referida a la posibilidad del autocolapso sería adecuada al igual que el humedecimiento, ya sea por cambio climático, evolución topográfica, o combinación de

factores. El colapso sería un proceso post-depositacional al que continuarían procesos pedogenéticos que forman los puentes arcillosos.

4.3.4 Loess Inferior II

El Loess Inferior II resulta más compresible que el horizonte similar en granulometría, génesis y mineralogía inmediatamente superior (Loess Inferior I) y a su vez es susceptible al colapso por humedecimiento (ver Cc y C en Figura 6).

Este comportamiento se estima es consecuencia de que el fragipán que se encuentra por encima funciona como acuitardo, es decir como una barrera de menor permeabilidad que impide que el agua de lluvia percole. Al haber sufrido humedecimiento controlado a lo largo de su historia, se trata de un suelo que ha desarrollado escaso colapso en su estructura interna. No solo la compresibilidad e inestabilidad frente al humedecimiento de este manto son mayores a las del fragipán superior, sino que su relación de vacíos también es mayor.

4.3.5 Loess Inferior III

Este estrato mostró un comportamiento rígido (valores pequeños y similares para alta y baja humedad de Cc en la Figura 6) y estable frente al humedecimiento o no colapsable (C próximo a uno en la Figura 6).

La rigidez y potencial de colapso nulo se atribuyen a los siguientes motivos:

a) Estructura compacta por el peso de la columna sedimentaria lo cual se evidenció en los valores de peso unitario medidos en las probetas sometidas a compresión confinada.

b) No se infirieron paleosuelos por lo que se supone que los procesos pedogenéticos que actuaron fueron la descarbonatación-carbonatación.

c) Se midieron porcentajes de carbonato de calcio superiores al 5 % en su masa (ver Tabla 1), por lo cual, si bien este valor es insuficiente para clasificarlo desde el punto de vista geológico como “calcrete” (se necesita 15% o más), se trata de un suelo calcáreo que puede ser identificado como una “tosca”.

El origen del carbonato de calcio en el loess puede ser primario y provenir de la meteorización de la calcita, dolomita y/o de los feldespatos potásicos, todos minerales presentes en el sedimento eólico, o bien secundario, producto del movimiento vertical y/o horizontal del carbonato de calcio en suelos próximos como consecuencia de la fluctuación de la freática.

En cuanto a la génesis de la tosca, hay dos hipótesis. Una hipótesis pedológica, que sostiene que la acumulación de $CaCO_3$ es producto de la redistribución del mencionado elemento en el perfil del suelo como resultado de los procesos de descarbonatación-carbonatación (Ref. [31]). Y por otro lado, una hipótesis sedimentaria, que sostiene que el enriquecimiento en esta sal es resultado de la fluctuación de las aguas vadosas o freáticas saturadas en carbonato de calcio. En ambos casos, estas acumulaciones son características de zonas con déficit de humedad estacional.

En el perfil estudiado, se supone que la “tosca” tiene un origen pedogenético (Ref. [32]), ya que el nivel freático se encuentra muy por debajo de la superficie. En cuanto al origen del carbonato de calcio, se infiere que es primario, ya que de acuerdo a las investigaciones realizadas por Ref. [32] y Ref. [33], entre otros, el loess proviene de rocas volcánicas ricas en calcita y dolomita. Por otro lado, se cree que posee aportes secundarios proveniente de las canteras de calizas de San Agustín al Oeste como resultado del movimiento lateral de aguas subsuperficiales. Por el momento, y de acuerdo a las observaciones realizadas en campo, se asume que el origen del carbonato de calcio es una combinación de material heredado (primario) y secundario (proveniente de las canteras). Sin embargo, para poder dilucidar con mayor certeza el origen del $CaCO_3$ deberían realizarse análisis micromorfológicos.

En la mayoría de los casos esto ha sido interpretado como el comienzo del “Pampeano” o de la Fm. Pampiano siendo considerado el primer nivel de “tosca pampeana”.

4.4 Discusión

De acuerdo a los resultados expuestos, queda demostrada la estrecha relación que existe entre la historia geológica del perfil y su comportamiento mecánico. Si bien en todo el perfil estudiado el origen, granulometría y mineralogía de los suelos es similar, la historia geológica ha variado con la profundidad, lo cual es claramente evidenciado en el comportamiento mecánico y estabilidad frente al humedecimiento.

Los estudios realizados por Ref. [33], Ref. [17] y Ref. [23] demuestran que no hubo cambios climáticos notorios durante los últimos 115 mil años, no obstante hubo contraste estacional (una estación húmeda y una estación seca marcada), lo cual permitió la traslocación de arcillas a lo largo del perfil con la presencia de horizontes Bt distribuidos en toda la profundidad. Por otro lado, para el desarrollo de un suelo, se asume que el paisaje fue geomorfológicamente estable y no hubo movimientos tectónicos que lo alteraran. Teniendo en cuentas estas premisas, puede reconstruirse la siguiente evolución geológica del perfil.

En primer lugar se deposita la Fm. Pampeana (Loess inferior III), loess pulverulento, al cual se suceden períodos estacionales de humedad y sequía que permiten que por evaporación se formen las posibles toscas. Esta formación se supone que también fue enriquecida en $CaCO_3$ por el aporte de aguas abundantes en esta sal provenientes de las calizas ubicadas al Oeste.

A continuación se deposita el Loess inferior II, que se corresponde con el loess o material parental del paleosuelo III, sobre el cual sigue un período de biostasia o pedogénesis que permitió el desarrollo del paleosuelo III. Luego hay un desmejoramiento climático (rexistasia) y se deposita otra capa de loess sobre la cual se desarrolla el paleosuelo II. De acuerdo a Ref. [18] esto es considerado un suelo policíclico o poligenético, es decir lo considera un solo paleosuelo sometido a dos o más ciclos pedogenéticos.

Finalmente y siguiendo el mismo razonamiento, se deposita el Loess inferior I, sobre el cual se desarrolla el paleosuelo I y por encima de este el Loess Superior. Este ciclo de biostasia y rexistasia se repite hasta llegar al relleno antrópico, el cual por poseer gran cantidad de materia orgánica (debido a que es el actual piso de arado) se comporta como un suelo altamente colapsable, cuyo uso es despreciable desde el punto de vista ingenieril.

El comportamiento mecánico del perfil y la formación del fragipán responden a un proceso posdepositacional. Producto del peso de la columna sedimentaria, más las características texturales del loess anteriormente mencionada, sumado a lluvias estivales se produjo el colapso del horizonte Bt del paleosuelo I y se formó el fragipán (Loess Inferior I). Este fragipán es el que luego funciona como acuitardo y evita que el loess superior II se humedezca y colapse, por este motivo cuenta con una alta relación de vacíos.

5 CONSIDERACIONES FINALES

Se desarrolló un estudio experimental sobre la compresibilidad y susceptibilidad al colapso por humedecimiento de un perfil de 15 m de profundidad ubicado en la localidad de Corralito (Provincia de Córdoba) compuesto por limos areno arcillosos de tipo loéssico. Del estudio realizado, se pueden remarcar las siguientes conclusiones:

Si bien los loess presentes a lo largo de toda la profundidad investigada presentan un origen, granulometría y mineralogía similares, su comportamiento mecánico resulta disperso, lo cual se vincula estrechamente a la historia geológica o pasado postdeposicional sufrido por los horizontes ubicados a diferentes profundidades.

A medida que los depósitos son más antiguos, la sobreconsolidación por desecación que los afectó a lo largo de su historia geológica, disminuye la susceptibilidad al colapso.

El horizonte antrópico, horizonte orgánico y loess superior (primeros tres metros del perfil) fueron clasificados como materiales potencialmente colapsables. El horizonte antrópico y el horizonte orgánico son ricos en materia orgánica, la cual al descomponerse deja espacios vacíos que benefician el colapso.
El loess superior, es un loess típico o primario y pertenece a la Formación Cordobense. Al tratarse de un sedimento eólico, las características de su depósito generan una estructura porosa y suelta, lo cual favorece el colapso.
El loess inferior I no registra cambios importantes en su estructura interna ante un aumento en el contenido de humedad o un cambio en el estado tensional, es decir que desde el punto de vista mecánico se trata de un loess no colapsable. Esto se debe al grado de cementación con óxidos de Fe de sus partículas. Este horizonte, se corresponde con un fragipán, es decir un antiguo horizonte Bt que colapsó.
El loess inferior III ubicado a los 12 m de profundidad, pertenecería a la Fm. Pampeana y posee un mayor grado de compactación a causa de la sobreconsolidación que lo afectó a lo largo de su historia geológica. Este material tampoco registra cambios en su estructura si se modifican los factores extrínsecos como el contenido de humedad. Desde el punto de vista geológico este material se trataría de una tosca, cuya rigidez y resistencia no sólo se deben a la sobreconsolidación producto del peso de la columna sedimentaria, sino a la cementación ya sea por redistribución o flujo de aguas ricas en $CaCO_3$. Desde el punto de vista mecánico es un material no colapsable y de baja compresibilidad.
Sin embargo, entre los dos horizontes mencionados, a los 8 m de profundidad, se presenta el loess inferior II con un comportamiento mecánico diferente. En este manto se registran deformaciones un tanto mayores en su estructura con respecto a los horizontes sub y supra yacentes. El material fue clasificado como “potencialmente colapsable”. Este comportamiento se explica porque el fragipán que se encuentra por encima funcionó como acuitardo impidiendo el humedecimiento.

6 AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Secretaría de Ciencia y Tecnología (SECyT) de la Universidad Nacional de Córdoba por el apoyo económico brindado a través del subsidio al proyecto Consolidar (33620180100574CB) y al Laboratorio de Geotecnia por el espacio y equipamiento.

7 REFERENCIAS

[1] Rocca R. J. “Review of Properties of Loess Soils”. CE 299 Report, Tesis de Maestría presentada en la Universidad de California, Berkeley, Estados Unidos, 1985.
[2] Redolfi E. R. “Comportamiento de Pilotes en Suelos Colapsibles”. Tesis Doctoral presentada en la Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España, 1990.
[3] Rinaldi V. A., Santamarina J. C., Redolfi E. R. “Characterization of collapsible soils with combined geophysical and penetration testing”. Proceedings of the International Conference on Geotechnical Site Characterization (ISC 98) Atlanta, Vol. 1, 1998, pp. 581 – 588.
[4] Zeballos M. E., Terzariol R. E., Redolfi E. R. y Rocca R. J. “Infiltración en Suelos Loéssicos de la Provincia de Córdoba”. Memorias del XV Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Buenos Aires, Argentina, Vol 1., 2000, pp. 599 - 606.
[5] Clariá J. J. “Caracterización y Comportamiento del Módulo de Elasticidad Dinámico del Loess en Estado Natural y Compactado”. Tesis Doctoral presentada en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina, 2003.
[6] Terzariol R. E. “40 años de Estudio de los Suelos Loéssicos en Córdoba, Argentina”. Desafíos y Avances de la Geotecnia Joven en Sudamérica, Memorias de la III Conferencia Sudamericana de Ingenieros Geotécnicos Jóvenes, Córdoba, Argentina, 2009, pp. 323-337.

[7] Rocca R. J., Redolfi E. R. y Terzariol R. E. "Características Geotécnicas de los Loess de Argentina". Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 6 (2). 2006, pp. 149 – 166.

[8] Quintana Crespo E. "Relación entre las propiedades geotécnicas y los componentes puzolánicos de los sedimentos pampeanos". Tesis Doctoral presentada en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina, 2005.

[9] Rinaldi V. A., Clariá J. J. y Santamarina J. C. "The Small-Strain Shear Modulus (Gmax) of Argentinean Loess". XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Estambul, Turquía, Vol 1, 2001, pag. 495 - 499.

[10] Francisca F. M., Montoro M. A., Redolfi E. R., Pesca Pinto G., Capdevila L. A. "Behavior of collapsible loess saturated with NAPL in confined compresion test". Proceedings of the XV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Buenos Aires, Argentina, 2015.

[11] Giomi I. "Comportamiento Edométrico de los Loess de Córdoba Inundados con Agua e Hidrocarburo".. Tesis de Maestría presentada en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina, 2019.

[12] Francisca F. M., Rocca R. J.,Dahbar P., Verra M. "Variabilidad de las propiedades geotécnicas de los limos loéssicos de Córdoba". XIX Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (CAMSIG 2008), San Juan, Argentina, 2008.

[13] Reginatto A. y Ferrero J. C. "Collapse potencial of Soils and Soil – Water Chemistry". Proceedings of the VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 2, 1973, pp. 177 – 183.

[14] Jenny, H. Factors of soil formation: A system of quantitative pedology. Ed. McGraw-Hill, 1941, 281 p.

[15] Capitanelli, R. Geomorfología. Geografía Física de la Provincia de Córdoba, Buenos Aires Editorial Boldt: En Vázquez, J., Miatello, R. y Roqué, M. (eds.), 1979, 213-294.

[16] Sanabria, J.A. y Argüello, G. Aspectos geomorfológicos y estratigráficos en la génesis y evolución de la Depresión Periférica, Córdoba. II Congreso Argentino del Cuaternario y Geomorfología. Actas: 177-184, Tucumán, 2003.

[17] Rouzaut, Sabrina; Orgeira, Maria Julia. Influence of volcanic glass on the magnetic signal of different paleosols in Córdoba, Argentina; Springer; Studia Geophysica Et Geodaetica; 61; 2; 2017, 361-384.

[18] Frechen, M., Seifert, B., Sanabria, J.A. y Argüello, G.L. Chronology of Late Pleistocene Pampa loess from the Córdoba area in Argentina. Journal of Quaternary Science review 24: 2009, 761-772.

[19] Argüello, G.L., Dohrmann, R. y Mansilla, L. Capítulo I Loess of Córdoba (Argentine) Central Plain, present state of knowledge and new results of research, New York En Rossi y Miranda (eds.) Educational, Geographical and Cultural Issues, 2012, 1-49.

[20] Rouzaut, S., Orgeira, M. J., Vásquez, C., Ayala, R., Argüello, G. L., Tauber, A., ... & Sanabria, J. Rock magnetism in two loess–paleosol sequences in Córdoba, Argentina. Environmental Earth Sciences, 73(10), 2015, 6323-6339.

[21] Zárate, M. y Tripaldi, A. The aeolian system of central Argentina. Aeolian Research 3(4): 2012, 401-417.

[22] Porta, J., Poch, R. M., & López-Acevedo, M. *Edafología: uso y protección de suelos*. Mundi-Prensa Libros, 2019

[23] Campodónico, V., Rouzaut, S., Pasquini, A., Geochemistry of a Late Quaternary loess- paleosol sequence in central Argentina: Implications for weathering, sedimentary recycling and provenance.. Geoderma, 351, 2019, 235-249. Elsevier. ISSN: 0016-7061.

[24] Soil Survey Staff. Claves para la Taxonomía de Suelos. Traducción de la 12 edición 2010 de: Keys to Soil Taxonomy. U.S. Department of Agriculture, 2014, 331 p.

[25] Imbellone, P., Giménez, J. y Panigatti, J. Suelos de la región Pampeana: Procesos de formación. INTA (ed.), Buenos Aires, 2010, 320 p.

[26] Kröhling, D. y Carignano, C. La estratigrafía de los depósitos sedimentarios cuaternarios. Relatorio del XIX Congreso Geológico Argentino, Córdoba, 2014, 673-724 p.

[27] Montes, A. El Holoceno en relación con nuestra Prehistoria. 1955. Comunicaciones del Museo de Mineralogía y Geología, FCEFyN, UNC, 25, 1955, p. 1 – 28.

[28] Rouzaut, S.. Estudio geológico y de magnetismo ambiental de secuencias sedimentarias asignadas al Cuaternario tardío, expuestos en la Llanura Pampeana, Córdoba (R. Argentina), Implicancias paleoclimáticas. Tesis Doctoral presentada en la F.C.E.F. y N. de la U.N.C., Córdoba, Argentina, 2015.

[29] Curto, J.. Variación de la colapsabilidad del loess en función de su historia geológica. Tesis de grado presentada para obtener el grado de Geólogo, en la F.C.E.F. y N. de la U.N.C., Córdoba, Argentina, 2020.

[30] Smalley, I. J., & Marković, S. B. Loessification and hydroconsolidation: There is a connection. *Catena*, *117*, 2014, 94-99.

[31] Schiavo, H., Becker, A., Grumelli, M., Cantú, M. Calcretas del Suroeste de Córdoba. Suelos con acumulaciones calcáreas y yesíferas de Argentina, 1ra Edición, Ed. Imbellone Perla Editorial Facultad de Agronomía, 2015.

[32] Zárate, M.A. Loess of southern South America. Quaternary Science Reviews, 22, 2003, 1987-2006. Gili, S., DM Gaiero, SL Goldstein, F. Chemale, J. Jweda, MR Kaplan, RA Becchio y E. Koester. Cambios glaciales / interglaciales de la circulación del viento del hemisferio sur desde la geoquímica del polvo sudamericano, la Tierra y Planetary Science Letters, 2017, doi: 10.1016 / j.epsl.2017.04.007.

[33] Rouzaut, S.; Orgeira, M.J.; Vásquez, C.; Argüello G.L. y Sanabria, J. Magnetic properties in a loess-paleosol sequence of Córdoba, Argentina. Revista de la Sociedad Geológica de España, 25, (1-2), 2012 55-63. ISSN: 2255-1379.

Red neuronal artificial para obtener la permeabilidad intrínseca a través de la distribución de los poros

C. M. Toffoli

190070561@aluno.unb.br

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Brasilia. Brasília, Brasil.

RESUMEN: En el contexto de la necesidad de conocer la permeabilidad intrínseca de los materiales para caracterizarlos, se desarrolla una herramienta capaz de interpolar este valor a través de una base de datos preexistente. La técnica en cuestión es un tipo de inteligencia artificial, concretamente redes neuronales artificiales, del tipo feedfoward, que utiliza como entradas parámetros extraídos de ensayos realizados mediante el Porosímetro de Intrusión de Mercurio, es decir, los parámetros de entrada son valores que describen el diámetro equivalente y la respectiva frecuencia observada de los poros. Su único resultado es la permeabilidad intrínseca del material. De este modo, se consigue reducir la cantidad de pruebas necesarias para conocer el material y hacer posible su descripción y aplicación.

RESUMO: No contexto da necessidade de conhecer a permeabilidade intrínseca de materiais para que seja possível caracterizá-los, desenvolve-se uma ferramenta capaz de interpolar esse valor através de um banco de dados pré-existente. A técnica em questão é um tipo de inteligência artificial, especificamente as redes neurais artificiais, do tipo feedfoward, que utiliza como inputs parâmetros extraídos de ensaio realizado por meio do Porosímetro de Intrusão de Mercúrio, ou seja, os parâmetros de entrada são valores que descrevem o diâmetro equivalente e a respectiva frequência observada dos poros. Seu único output é a permeabilidade intrínseca do material. Dessa forma, torna-se possível reduzir a quantidade de ensaios necessária para conhecer o material e possibilitar sua descrição e aplicação.

Palabras clave: Red neuronal, Permeabilidad, Porosímetro de intrusión de mercurio, Poros

1 INTRODUÇÃO

Redes neurais são um tipo de inteligência artificial, com origem na década de 40 em trabalhos conjuntos de um neuroanatomista e um matemático. Seu surgimento está ligado à percepção de que poderiam ser feitas correlações entre princípios de funcionamento do cérebro humano e lógica, criando as redes mais incipientes [1]. Os posteriores avanços, inclusive dos computadores, conduziram às possibilidades de aplicação atuais da técnica. Entre elas está a realização de previsões de incidência solar [2], de previsão de convergência de túneis [3], leitura de caracteres em fotografias etc.

O funcionamento dessas máquinas se dá de forma semelhante ao funcionamento do cérebro humano, tornando possível a incorporação de experiências através de treinamento para que haja adaptação ao ambiente e aos dados às quais esta foi exposta [4]. Dessa forma, a rede é calibrada cada vez que um novo grupo de dados a atravessa, aprendizado o qual pode se dar da forma supervisionada ou não supervisionada. Na primeira, o grupo de treinamento é composto por valores de entrada e respectivos valores de saída, e a rede busca uma forma de relacioná-los. Já no segundo há apenas o primeiro grupo, e a informação buscada é uma forma de relacionar as informações entre si, subdividindo-as em clusters.

A engenharia, por estar sempre em busca de inovações e melhoria de técnica, é um campo bastante receptivo para novas tecnologias, principalmente no contexto da “engenharia 4.0” vivenciado atualmente. Nesse âmbito, desenvolve-se nesse estudo uma ferramenta capaz de correlacionar a estrutura física dos poros do solo e sua permeabilidade intrínseca, através das mencionadas redes neurais. Apesar da criação dessa ferramenta não ser atual, a evolução dos computadores observada nos dias de hoje que permite sua aplicação fluente e consistente.

As duas propriedades supracitadas são extremamente necessárias para a indústria da exploração de petróleo, tendo em vista serem parâmetros de entradas de diversos modelos e equações para reservatórios, principalmente no caso de rochas sedimentares, como arenitos [5]. Nesse contexto, diversos esforços já foram feitos buscando equacionar a relação entre as variáveis em questão, dos quais alguns foram reunidos por Nooruddin [6]. Além da indústria do petróleo, a técnica descrita neste artigo também tem aplicações em outras áreas da geotecnia, como por exemplo para o cálculo de adensamento. Dessa forma, um “interpolador” para obter porosidade a partir de parâmetros da curva de Distribuição de Tamanho de Poros ou Garganta de Poros (PSD) apresenta aplicabilidade e justifica a elaboração do estudo. O método, porém, requer que a PSD seja descrita através de parâmetros, os quais são obtidos através de algum de seus ajustes. Duas das possibilidades são a adaptação dos dados à curva de Van Genuchten [7],[8] e também à curva normal. Esses valores de parâmetros da PSD são obtiveis em laboratório através de ensaios, como por exemplo o Porosímetro de Intrusão de Mercúrio (MIP), entre outros.

2 METODOLOGIA

Para ser possível treinar e testar uma rede neural, faz-se necessário um banco de dados real, para que a rede possa ser calibrada e ajustada ao meio no qual está inserida e pretende atuar. Dessa forma, para a elaboração deste trabalho, utilizou-se uma coletânea de dados, obtidos em diversos estudos. A quantidade de dados retirados e o estudo respectivo são mostrados na Tabela 1. O número reduzido de dados de entrada é justificado por este estudo ter caráter analítico e não experimental. Além disso, não são frequentes a determinação em um mesmo trabalho de permeabilidade e porosimetria, ainda menos sua divulgação. Dessa forma, foi utilizado o universo de dados que se pôde coletar.

Tabela 1. Origem dos dados

Número de Pontos	Referência
4	Shuangfang *et al.*, 2018 [9]
6	Zhang *et al.*, 2016 [10]
3	Xi *et al.*, 2016 [5]
1	Wardlaw *et al.*, 1976 [11]

Para poder fornecer à rede a forma da curva de distribuição de poros obtida através do ensaio MIP (Mercury Intrusion Porosimetry), foram utilizados diversos parâmetros desta, incluisve alguns semelhantes aos da interpolação proposta por Van Genuchten [7]. Dessa forma, são onze os valores extraídos de cada curva e inseridos na rede, conforme itens na Figura 1. Estes são as coordenadas x e y dos pontos de inflexão e final para cada uma das etapas de intrusão e extrusão, nessa ordem, (item a, b, c, d, e, f, g, h da Figura 1, respectivamente), a ordenada do ponto inicial da etapa de intrusão (item i) e as inclinações médias da intrusão e da extrusão (itens j, k na ordem de menção). O valor que a rede deve ser capaz de obter é a permeabilidade intrínseca para o material ensaiado, não disponível no resultado deste ensaio da forma como é descrito no presente trabalho, e portanto obtido através de outro. Nesses gráficos resultantes dos mencionados ensaios, o eixo das abcissas representa o percentual de saturação da amostra com mercúrio e o das ordenadas a pressão de intrusão, dada em megapascal.
Além dessas informações, sobre o material de cada um desses corpos de prova e o estado de tensões ao qual ele já foi submetido, tem-se que estes são variáveis. Estes fazem com que a rede neural seja capaz de obter essas variáveis de entrada indiretamente a partir das outras disponíveis.

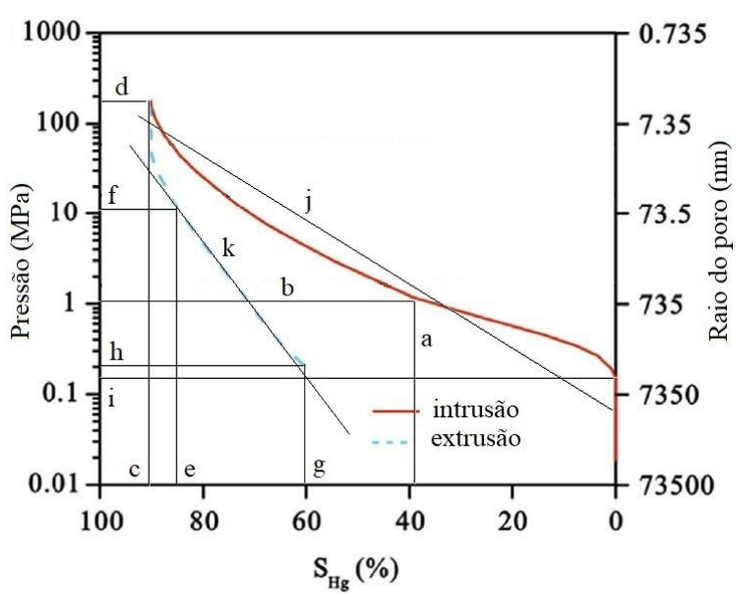


Figura 1. Inputs para a rede obtíves em gráfico resultado de ensaio com MIP (alterada de Zhang et al., 2016)

Antes de serem utilizados, os dados devem passar por pré-processamento. Nessa etapa, são feitos os processos randomização e normalização. O procedimento visa evitar a identificação de falsos padrões,

fazendo com que a rede seja alimentada de forma a não haver sequencias crescentes ou decrescentes dos dados [12].

Organizados os dados, é necessário definir a arquitetura da rede, ou seja, quantas camadas ocultas e nós em cada uma delas, além das funções de transferência utilizadas. A função pela qual se optou foi a tangente hiperbólica, por possuir impacto positivo na acurácia dos resultados fornecidos. Observa-se que a rede é do tipo feedfoward, o que significa que a informação prossegue dos nós de input até os de output sempre no mesmo sentido [4].

Quanto à divisão dos dados entre treinamento e teste, a decisão foi balisada pelas porcentagens descritas na literatura. [2] utiliza 75% dos dados para treinamento e 25% para teste. No estudo em questão, os 14 dados foram divididos em 11 para treino e 3 para teste, reservando aproximadamente 21% dos dados para a etapa de testes. O valor utilizado foi menor do que o estudo mencionado anteriormente tendo em vista a pequena base de dados disponível. Dessa forma, ao aumentar o percentual envolvido no treinamento, acredita-se estar otimizando o resultado.

3 DADOS E ANÁLISES DE RESULTADOS

Aqui são apresentados os resultados atingidos com a rede, bem como sua configuração ótima. Após os citados testes, a arquitetura da rede que retornou melhores resultados foi aquela na qual há quatro camadas ocultas, com nove, sete, cinco e três nós respectivamente. A camada de entrada tem o número nós igual ao de inputs, ou seja, 11 e a de saída tem o número de nós igual à quantidade de outputs, no caso apenas um. Conforme dito, as funções de transferência são do tipo tangente hiperbólica, exceto para a primeira camada, que é linear tendo em vista seu papel de transmitir os dados de entrada para a primeira camada oculta. Dado que não há variáveis de maior relevância, nenhuma das conexões possíveis entre nós foi desativada. Além disso, observada a variação do erro ao longo das iterações e alguns testes realizados pela autora, o número máximo de iterações foi definido em 100.000. A Figura 2 mostra a arquitetura da rede, sendo os parâmetros de entrada aqueles descritos na Figura 1.

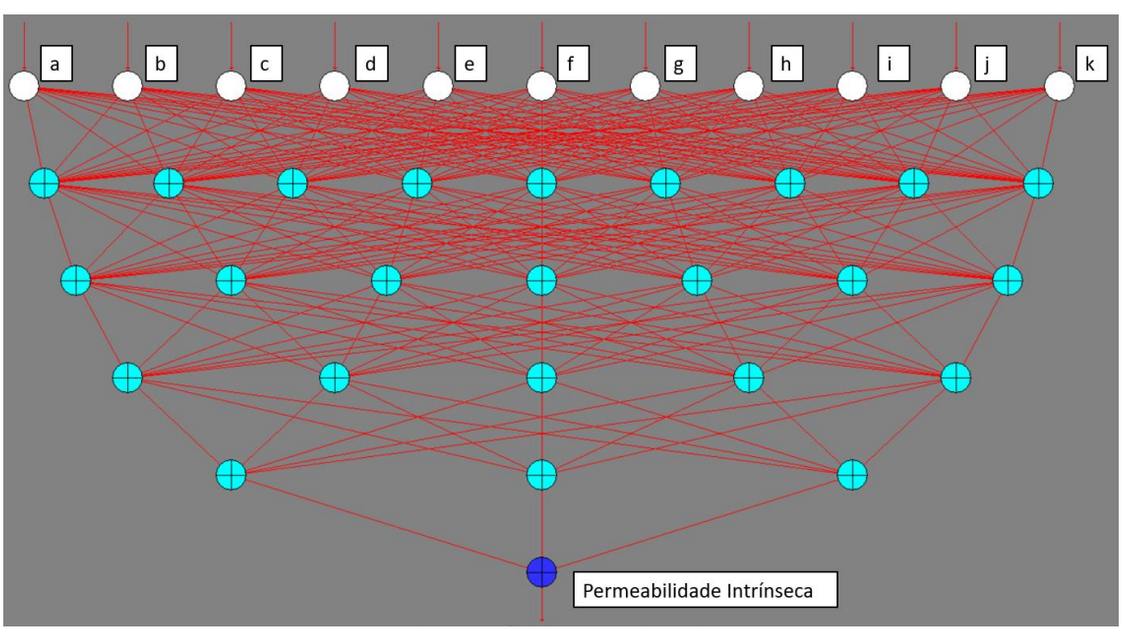


Figura 2. Arquitetura da rede

Ao se treinar a rede e em seguida testá-la, foram obtidos valores bastante elevados de correlação R^2, respectivamente 0,99996 e 0,99616. A Figura 3 apresenta a adaptação da rede aos dados de treinamento e também aos de teste. Nela a linha contínua representa os valores reais medidos e os pontos, os valores retornados pela rede. O valor elevado de correlação obtida está ligado ao fato de serem poucos os dados obtidos para treinamento e teste, o que torna mais fácil o processo de interpolação, mas também ao fato de os parâmetros escolhidos para inputs terem relação direta com o parâmetro buscado, ou seja, serem relevantes para o resultado buscado.

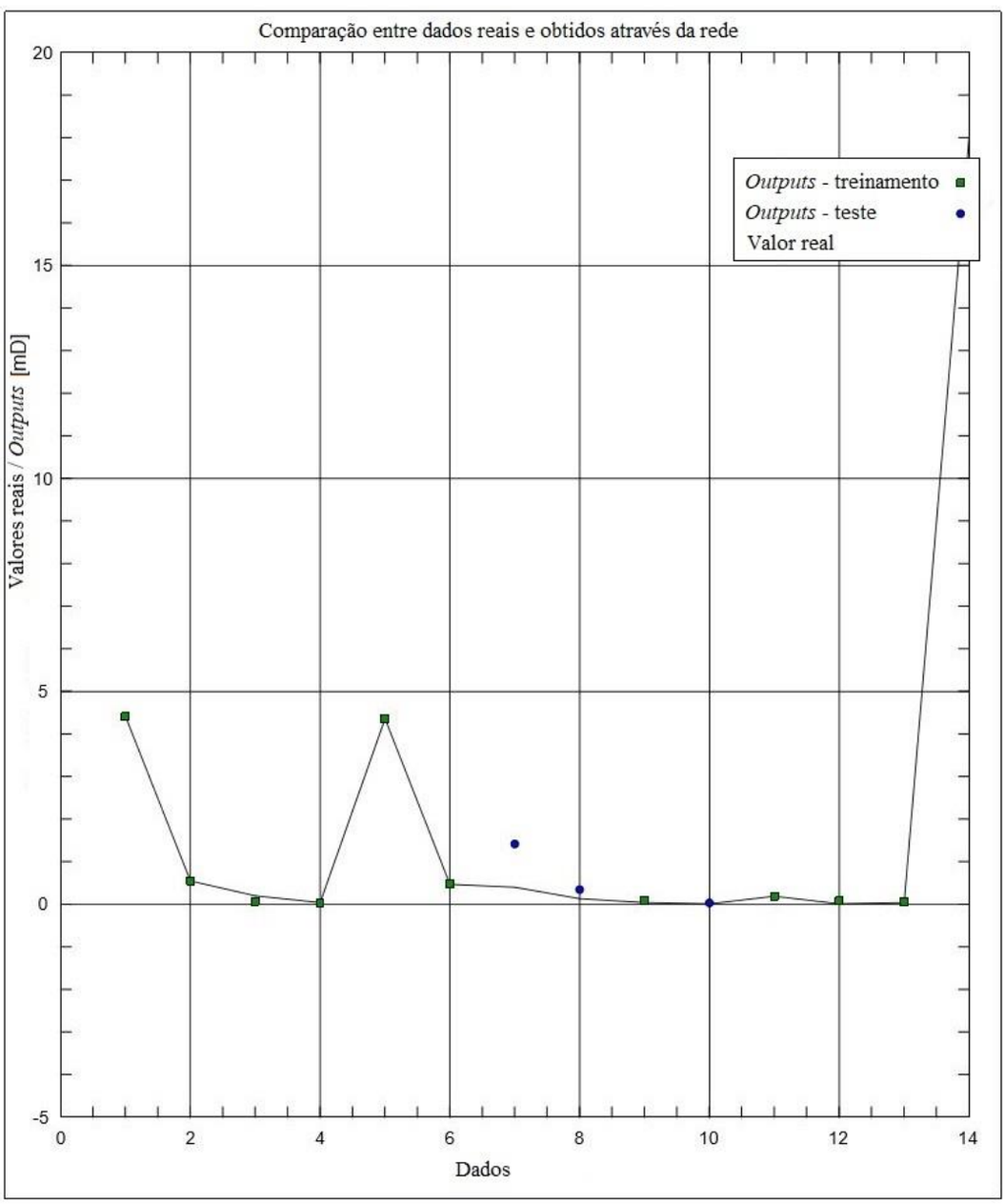


Figura 3. Comparação entre dados reais e obtidos pela rede

4 CONCLUSÃO

A rede atinge valor satisfatório de correlação, indicando que a ferramenta é viável e exequível. Pode-se tornar viável, então, seu uso para diminuir a quantidade de ensaios realizada para caracterizar materiais. A forma de incorporação dos parâmetros da curva obtida através do ensaio MIP aparenta ser adequada. Faz-se necessário, porém, aumentar a base de dados utilizada para treinamento e teste para que seja possível desenvolver uma ferramenta mais completa e precisa. Além disso, ao incluir dados de mais tipos de solo e rocha, ter-se-á um maior espectro de aplicação da técnica desenvolvida em âmbito real.

Como sugestão para estudos futuros indica-se a necessidade de incluir outros tipos inputs, como por exemplo, o estado de tensão ao qual o material está submetido e alguma forma de indicar suas famílias de fraturas, entre outros.

5 AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamentos de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] McCulloch, W. S.; Pitts, W. (1943). A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity. In: The bulletin of mathematical biophysics, 5(4), p.115-133.

[2] Al Shamisi, M.; Assi, A.; Hejase, H. (2011) Using MATLAB to Develop Artificial Neural Network Models for Predicting Global Solar Radiation in Al Ain City - UAE. 10.5772/25213.

[3] Mahdevari, S.; Torabi, S. R. (2012). Prediction of tunnel convergence using artificial neural networks. In: *Tunnelling and Underground Space Technology*, 28, p.218-228.

[4] Haykin, S. (2009) *Neural Networks and Learning Machines*. 3rd ed, Pearson Education, Inc., New Jersey.

[5] Xi, K.; Cao, Y.; Haile, B. G.; Zhu, R.; Jahren, J.; Bjørlykke, K., ...; Hellevang, H. (2016). How does the pore-throat size control the reservoir quality and oiliness of tight sandstones? The case of the Lower Cretaceous Quantou Formation in the southern Songliao Basin, China. In: *Marine and Petroleum Geology*, 76, p.1-15.

[6] Nooruddin, H. A.; Hossain, M. E.; Al-Yousef, H.; Okasha, T. (2014). Comparison of permeability models using mercury injection capillary pressure data on carbonate rock samples. In: *Journal of Petroleum Science and Engineering*, 121, p.9-22.

[7] Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils 1. In: *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), p.892-898.

[8] Lopes, B.C.F.L., Tarantino, A.; Cordão Neto, M. P. (2014). An approach to detect micro and macro-porosity from mip data. Unsaturated soils: research & applications. In: *Proceedings of the Sixth International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2014.* CRC Press/Balkema, Sydney, p.685–690.

[9] Shuangfang, L. U.; Junqian, L. I.; Zhang, P.; Haitao, X. U. E.; Guoli, W. A. N. G.; Zhang, J.; ...; Zheng, L. I. (2018). Classification of microscopic pore-throats and the grading evaluation on shale oil reservoirs. In: *Petroleum Exploration and Development*, 45(3), p.452-460.

[10] Zhang, P.; Lu, S.; Li, J.; Xue, H.; Li, W.; Zhang, P. (2017). Characterization of shale pore system: A case study of Paleogene Xin'gouzui Formation in the Jianghan basin, China. In: *Marine and Petroleum Geology*, 79, p.321-334.

[11] Wardlaw, N. C.; Taylor, R. P. (1976). Mercury capillary pressure curves and the intepretation of pore structure and capillary behaviour in reservoir rocks. In: *Bulletin of Canadian Petroleum Geology*, 24(2), p.225-262.

[12] Tymvios, F.; Michaelides, S.; Skouteli, C. (2008) Estimation of Surface solar radiation with Artificial neural networks. In: *Modeling Solar Radiation at the Earth Surface, Viorel, Springer, Germany*, p.221-256.

Procedimiento simplificado para la predicción de asentamientos en suelos loéssicos no saturados

M.E. Zeballos; A. Adami y R. Bustos

email marcelo.zeballos@unc.edu.ar; agustin.adami@unc.edu.ar
Area de Geotecnia / Facultad de C.E., F y N. de la Universidad Nacional de Córdoba

RESUMEN: Los problemas tenso deformacionales en suelos no saturados presentan varias formas de tratamiento según las características del modelo constitutivo que se considere de aplicación y, por lo tanto, según los parámetros involucrados en el mismo. Uno de los modelos de mayor aplicación es el Modelo Básico de Barcelona. Este establece la posibilidad de simulación de caminos de tensión variados, que involucren tanto procesos de asentamiento como de expansión del terreno. Sin embargo, en su conformación demanda un conjunto de variables que pueden resultar de difícil establecimiento a través de ensayos convencionales y en laboratorios comerciales. Algunos casos específicos, involucran caminos de tensiones únicos y pueden ser tratados como situaciones propias de una región o condición de cimentación. En el tratamiento de cimentaciones sobre suelos loéssicos, el camino de tensión es claramente definido. Interesa establecer el asentamiento por la inducción de presiones por cargas externas y por el incremento del contenido de humedad. Por la conformación estructural de estos suelos el comportamiento guarda una amplia relación con la variación de la succión matricial, pero adicionalmente pueden encontrarse influidos por sus cementantes débiles. La combinación de estas variables hace que la respuesta no necesariamente se enmarque en un modelo exclusivamente basado en la vinculación de las variables típicas de los modelo no saturados. Ha modo de contribución al tratamiento de problemas normalmente observados en la práctica, se propone un procedimiento simplificado que pueda, empleando ensayos convencionales, establecer una predicción de los asentamientos generados a partir de las cargas aplicadas y que valore la modificación de estos desplazamientos en función de variaciones en el grado de saturación del suelo.

Palabras clave: LOESS – ASENTAMIENTO – MODELO – NO SATURADO

1 INSTRODUCCION

Los principales suelos regionales ubicados en la zona central de Argentina, son los suelos loéssicos. Los mismos, bajo condiciones de humedad reducida o natural presentan elevada rigidez que, con el aumento progresivo de la humedad, disminuye significativamente, llegando en algunos casos al colapso de su estructura. Esta condición resulta en un problema de alta complejidad cuando el mismo se contempla en el marco de la interacción suelo estructuras. En consecuencia, la característica geotécnica más significativa de los loess está constituida por su colapsabilidad a causa del aumento de humedad.

El proceso de "colapso" indicado en este tipo de suelos puede llevar a su calificación ya sea como suelos autocolapsables o potencialmente colapsable, según su comportamiento frente a una variación en el contenido de humedad (con tendencia de incremento) y una variación tensional (generalmente vinculada con el incremento del valor de la solicitación).

Estos asentamientos, que implican una marcada reducción de la relación de vacíos de la estructura del suelo, y que se produce en tiempo relativamente reducidos, procura ser representada a través de la utilización de modelo de suelos no saturados. En estos modelos se establece la relación entre la presión externa aplicada (p), la succión matricial (ψ) y la relación de vacío del suelo (e). En este tipo de planteo, uno de las modelos más difundidos es el denominado Modelo Básico de Barcelona. Se trata de un modelo con una amplia posibilidad de simulación de estados y trayectorias de tensión complejos. Permite su aplicación en la resolución de numerosos tipos de problemas geotécnicos. A los fines de su aplicación en casos sencillos, en los cuales se demanda la generación de las variables iniciales del modelo a la producción de laboratorios de suelos comerciales, puede encontrarse con algunas limitaciones. Uno de los mayores inconvenientes en la formulación del modelo es la determinación del estado de succión matricial interviniente en cada estado tenso – deformación considerado. En particular, el trazado de las curvas succión – humedad, por el momento, no constituyen una práctica de uso frecuente en esos laboratorios.

En el tratamiento de cimentaciones sobre suelos loéssicos, los casos de uso frecuente en la práctica muestran su interés establecer el asentamiento por las presiones inducidas generadas por la aplicación de la carga externa y por el incremento del contenido de humedad. Por la conformación estructural de estos suelos el comportamiento guarda una amplia relación con la succión de la matricial. Sin embargo, su estructura, de tipo macroporosa, permite llamar la atención sobre la influencia en la rigidez de la microestructura generado por los puentes de cementación débil, propios del proceso de formación. Estos puentes se conformaron para permitir la vinculación de partículas del tamaño de limos y arenas finas, a través de aglutinamientos de arcillas y sales cementantes. Cuando parte de esta cementación se rompe a consecuencia de las presiones aplicadas o de su disolución por el incremento de la humedad, ocurren parte de los asentamientos que manifiesta el suelo. En consecuencia, el comportamiento no saturado de estos suelos, permite interpretar que el asentamiento que ocurre por incremento de presión externa o reducción de succión, se encuentra acompañado por la rotura parcial de los puentes cementantes.

Bajo estas singulares condiciones se muestra la conformación de un modelo de deformación simplificado que pueda, empleando ensayos convencionales, establecer una razonable predicción de los asentamientos generados a partir de las cargas aplicadas y que valore las modificación de estos desplazamientos en función de variaciones en el grado de saturación del suelo.

Queda claramente entendido que las relaciones propuestas sólo procurar tratar un camino de tensiones específico, y por lo tanto son de aplicación limitada. En tal sentido, el tratamiento de problemas de mayor complejidad demandarán la necesidad de utilización de modelo constitutivos de mayor sofisticación.

2. SUELOS LOESSICOS

Se ha estimado que un 10 % de la superficie de los continentes está cubierta por estos suelos, con presencias significativas en América del Norte, Europa, Asia y América del Sur. En Sudamérica existen varios suelos de tipo loéssicos o loessoides que se extienden desde aproximadamente los 23°S hasta los 38°S. Estos suelos son de edad Cuaternaria superior y se encuentran relacionados genéticamente por cinco tipos de transporte y sedimentación de limos eólicos [1]. De ellos el Tipo Pampeano y el Tipo Chaqueño involucran a Argentina. El ambiente de deposición es dominantemente eólico bajo clima semiárido/árido, con eventos torrenciales hacia el final que dieron origen a las facies de relleno de canal, presente en la mayor parte de afloramientos. Los sedimentos eólicos se acumularon en la región Pampeana desde el Mioceno tardío (~10 Ma) [2] y contienen paleosuelos o unidades pedogenéticas discretas. Muchos estudios han demostrado que las secuencias de loess/paleosuelos de Argentina han sido afectadas, parcialmente, por pedogénesis, lo que crea una estratigrafía compleja.
Los loess y limos loessoides agrupados en la Formación Pampeano han sido asignados al Pleistoceno medio-tardío. Esta unidad, depositada esencialmente por acción eólica, ha sido retrabajada en algunos casos por el agua y procesos gravitacionales, y afectada por procesos de meteorización. Está compuesta de sedimentos limosos y limo arenosos, masivos a débilmente laminados, de tonalidad castaña, con una elevada proporción de minerales volcánicos y carbonato de calcio concrecional y pulverulento.
Los suelos loéssicos cubren, aproximadamente, un área equivalente al 35% del continental Argentino, tal como se aprecia en la Figura 1.

Figura 1. Distribución de los depósitos loéssicos en la porción Argentina de la llanura Chaco-Pampeana (Fuente: Kemp et. al., 2006 [3])

Esto incluye partes importantes de las Provincias de Buenos Aires, Santa Fe, Córdoba, La Rioja, Catamarca, Santiago del Estero, Chaco y Formosa, y en menor medida San Juan, San Luis, Mendoza y La Pampa. Esta área posee sectores con climas áridos y semi-áridos. En la provincia de Córdoba, los loess constituyen el principal suelo regional.

Según Iriondo y Kröhling [4] hay varios mecanismos naturales que pueden producir volúmenes significativos de partículas con tamaño limo. Estos comprenden el vulcanismo, la meteorización física, y procesos fluviales y eólicos. El comienzo de la sedimentación loéssica ha sido relacionado con una fase de la orogenia andina del Mioceno Tardío (cerca de 10 millones de años) que, al modificar la cordillera de los Andes, generó una barrera a los vientos húmedos del Pacífico, reteniendo la humedad en su vertiente occidental chilena. Estos son los depósitos antiguos que se encuentran en el subsuelo profundo. Los depósitos más recientes corresponden al Pleistoceno Tardío/Holoceno y constituyen los loess primarios [5].

En los loess Tipo Pampeano, predominan minerales de origen volcánico y la gran mayoría de estos derivan principalmente de rocas andesíticas y basálticas de los Andes del sur de Mendoza y Neuquén [6]. Según Zárate [2] fueron transportadas por agentes erosivos de tipo glacial y fluvial hacia el Norte de la Patagonia. De allí las partículas fueron transportadas por la acción de los vientos del S - SW hacia el centro del país. Las partículas arenosas fueron arrastradas por saltación cubriendo una planicie arenosa en ambiente seco y desértico, mientras que los mismos vientos produjeron la sedimentación de partículas de polvo en suspensión, formado en cinturón de loess detrás del Mar de arena de 2,000 Km. de longitud y 250 a 300 Km. de ancho [7].

Sin embargo, al analizar en detalle la procedencia del loess pampeano, su origen sigue siendo bastante controvertido [1];[8]. Mientras algunos estudios sugieren una única fuente solo del tipo andina-patagónica, otros autores sugieren que otras fuentes de menor envergadura, pueden haber contribuido con materiales eólicos a la región Pampeana. Estas fuentes estarían asociadas a sedimentos derivados de rocas ígneas y metamórficas del Paleozoico Mesozoico de las Sierras Pampeanas de Córdoba y de la llanura aluvial del río Paraná, en la Llanura Pampeana norte [6]. También, pudo haber existido otra fuente asociada a sedimentos derivados de las Sierras de Ventania y Tandilia la Pampa Sur [2], a través de la deflación de materiales finos transportados desde llanuras de inundación y conos aluviales. Las lluvias de cenizas también constituyen una fuente del loess sudamericano. Se ha estimado entre 5 a 10 m de material piroclástico acumulado en el último millón de años. Se calcula que alrededor de un 10% de los loess del Pleistoceno Superior / Holoceno fueron depositados de esa manera. Las alteraciones de esas cenizas generan reacciones de tipo puzolánica con la formación de capas cementadas (tosca). La cementación es variable tanto en la extensión como en sus características mecánicas [9].

Un recopilación de propiedades mecánicas puede encontrarse en Redolfi et al [10]; Rinaldi et al [11]; Rocca et al [5], por ejemplo. De estos autores se presentan los aspectos característicos que se indican a continuación. La distribución del tamaño de grano es bastante uniforme, corresponde principalmente a limo, con diámetros entre 0,002 y 0,050 mm. La propiedad de cohesión que presentan deriva, generalmente, de un revestimiento de arcilla (diámetros menores de 0,002 mm) sobre las partículas de sedimentos tamaño limo, lo que contribuye a una estructura estable del suelo en estado insaturado. La cohesión también puede ser el resultado de la precipitación de los productos químicos, lixiviados por el agua de lluvia.

En cuanto a sus propiedades geotécnicas, los suelos loéssicos de Córdoba, tienen un límite líquido que varía entre 22% y 30%, un límite plástico entre 16% y 20% y se los clasifica como ML ó CL-ML, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. El peso unitario seco de estos suelos en general es bajo, varía entre 11 y 14 kN/m^3, y el contenido natural de humedad lo hace entre el 8% y 25%.

La principal característica geotécnica está constituida por su colapsibilidad o estado metaestable de su estructura interna que puede destruirse debido a cambios en el contenido de humedad o tensionales. Como consecuencia de ello, se generan variaciones volumétricas bruscas que pueden afectar a las estructuras apoyadas sobre estos suelos, cuando son incapaces de soportar distorsiones y asentamientos diferenciales significativos.

Los suelos meta-estable son aquellos cuyo comportamiento no sólo está en relación directa con las solicitaciones mecánicas, sino que también está controlado por factores externos al mismo, por ejemplo, factores químicos, variaciones ambientales, etc. La condición de colapsabilidad deriva, entonces, de la posible ruptura de los vínculos de unión entre partículas por acción de agentes externos, tales como un aumento importante en el grado de humedecimiento y/o del estado tensional, produciendo el colapso de la estructura interna, cuya manifestación macroscópica es la de grandes deformaciones de la masa del suelo. Los depósitos de loess tienen partículas tamaño limo y una relación de vacíos alta y pesos específicos bajos. La cohesión puede ser el resultado del recubrimiento de arcilla que rodea a las partículas de tamaño de limo, manteniendo a las partículas en una condición muy estable en un estado no saturado. Cuando el suelo se satura, los aglutinantes de arcilla pierden su resistencia y experimentan un colapso estructural.

Reginatto [12] señala que, en general, los suelos colapsables presentan una serie de características comunes, tales como:

- Estructura macroporosa con índice de poros (e), entre relativamente alto, a muy alto.
- Granulometría predominantemente fina, con predominio de fracciones de limos y de arcilla. El tamaño de los granos es, generalmente, poco distribuido y con los granos más grandes escasamente meteorizados. La mayoría de las veces, la cantidad de la fracción arcilla es relativamente escasa, pero, sin embargo, tiene una influencia importante en el comportamiento mecánico de la estructura intergranular.
- Estructura mal acomodada: con partículas de mayor tamaño separadas por espacios abiertos, y unidas entre sí por acumulaciones o "puentes" de material predominantemente arcilloso. En muchos casos existen cristales de sales solubles insertados en tales puentes o uniones arcillosas.

El grado de saturación necesario para provocar el colapso es menor al 100%, variando significativamente con la humedad natural del suelo. En las zonas semi-áridas donde la humedad natural puede ubicarse entre 10 y 12% la humedad necesaria para producir el colapso se ubica por encima del 16/18%, mientras que en regiones áridas donde la humedad natural es de entre el 3 al 6%, una humedad del 10% es suficiente para producir el colapso. [13].

El agua tiene un rol muy importante en la formación y comportamiento posterior del loess, tal como lo presentan Rinaldi et al [14]. Los autores considera que, a medida que el contenido de humedad decrece, la concentración iónica de los fluidos de los poros se incrementa, el espesor de la doble capa disminuye y las fuerzas de atracción (de Van der Walls) prevalecen sobre las fuerzas de repulsión de la doble capa. Cuando las fuerzas de atracción interpartículas dominan, las partículas arcillosas floculan formando puentes de arcilla y contrafuertes en los contactos entre granos de arena y limo. Una mayor reducción del contenido de humedad, hace que los cationes hidratados de la doble capa se deshidratan y se vinculen iónicamente a las partículas arcillosas contiguas. Mientras tanto, la concentración de sales alcanza la saturación y las sales precipitan como cristales que robustecen la estructura del suelo. El aumento contemporáneo de la succión aumenta también la resistencia. El efecto combinado de estos procesos confiere a los loess alta resistencia cohesiva y la aptitud para soportar cargas importantes. El incremento del contenido de humedad revierte los procesos: las sales solubles se hidratan y debilitan, y la concentración iónica en el fluido continúa decreciendo con el incremento del contenido de humedad. Al disminuir la concentración de iones se incrementa la doble capa que se forma alrededor de las partículas. La rigidez al corte y la resistencia de las formaciones arcillosas decrece a medida que se incrementa la capa hidratada. Las fuerzas de repulsión se vuelven dominantes y las partículas arcillosas se dispersan. También la succión gradualmente disminuye a medida que se incrementa el grado de saturación. Eventualmente, la estructura se debilita y colapsa aún sin alcanzar la saturación. Muy poca carga externa se requiere para alcanzar el colapso final, y a veces el propio peso de la masa del suelo es suficiente. Los loess no colapsan cuando son permeados por fluidos no polarizados. Esto señala la importancia de las arcillas y las sales de hidratación en el comportamiento metaestable.

La caracterización del grado de colapso de los loess se realiza desde hace varias décadas mediante ensayos edométricos, El ensayo clásico lo constituye el doble edómetro, realizado sobre dos muestras

idénticas talladas inalteradas desde el mismo pan de suelo. Una de las muestras se ensaya en condiciones de humedad natural y otro en condiciones de saturación. En la zona de Córdoba predomina como método aceptado en la práctica profesional, el empleo de criterios de tipo tensional para la caracterización del colapso y se utiliza solamente el ensayo edométrico (compresión confinada) realizado en estado saturado [15].

3. MODELOS DE COMPORTAMIENTO.

Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo no saturado se relacionan con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser tanto positivas, en cuyo caso se produce un colapso, como negativas, en cuyo caso se produce un hinchamiento. Según Aitchison [16], tanto el colapso como el hinchamiento pueden ser considerados como procesos de inestabilidad estructural, debido a que inducen discontinuidades en el comportamiento deformacional del suelo al variar las condiciones ambientales (ejemplo cambios de humedad), sin modificación del estado tensional exterior.
La estructura interna que presentan los suelos es un aspecto de gran importancia en el comportamiento mecánico de éstos. Alonso et al [17] establece tres estructuras fundamentales teniendo en cuenta tres elementos: partículas elementales, agregados de partículas, y poros. La conformación macro estructural típica de estos suelos se caracterización por una combinación de macro poros, y micro poros presentes en los puentes de unión con partículas de mayor tamaño. Una imagen esquemática de esta estructura la presenta Rinaldi et al [10].

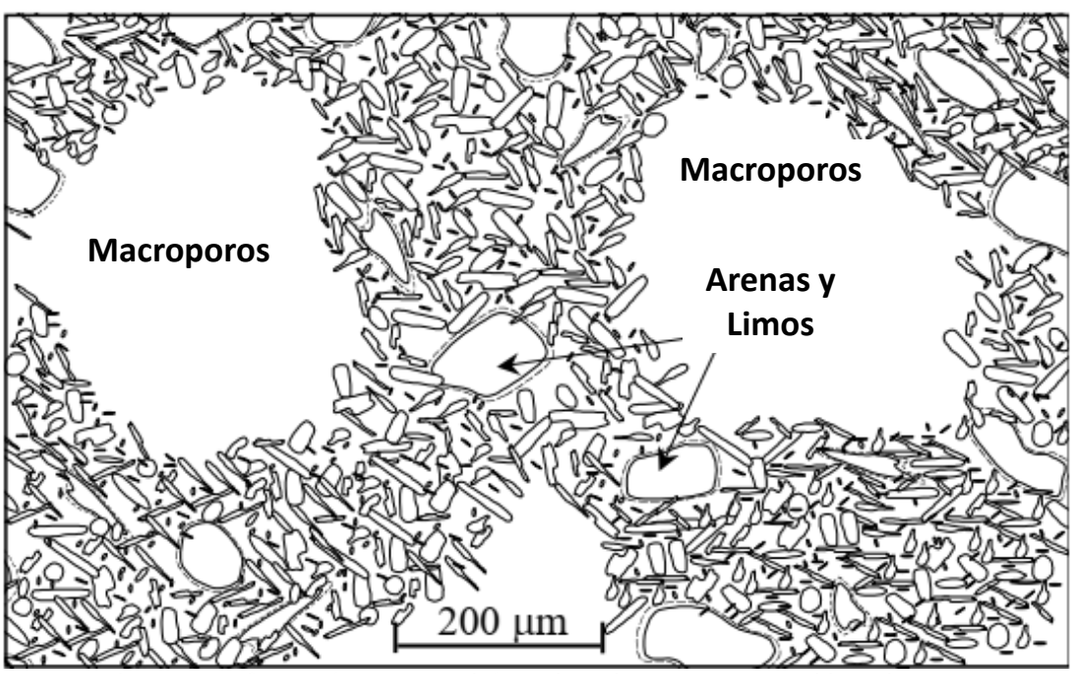


Figura 2. Conformación estructural típica de un loess. Fuente: Rinaldi et al, 2007.

Este comportamiento está condicionado por la succión matricial que actúa de dos modos: la componente capilar, asociada al agua entre agregados, aumenta la rigidez de la estructura cuando la succión es elevada; mientras que la componente de adsorción, en las partículas de arcilla, mantiene una baja compresibilidad de dichas partículas. De un modo similar, si mojamos el mismo suelo, la

disminución de la succión provoca una disminución de la resistencia de los contactos entre agregados, y la estructura colapsa irreversiblemente.
El Modelo Básico de Barcelona (BBM) presentado por Alonso et al. [14] es un modelo constitutivo que permite describir el comportamiento tensión-deformación de suelos parcialmente saturados. El modelo está formulado en el marco del endurecimiento plástico, mediante el empleo de dos series de variables de tensión, una es el exceso de presión total sobre la presión de aire y la otra la succión. En el marco de aplicaciones de este modelo sobre suelos loéssicos, pueden citarse aporte para el tratamiento de efectos de cambios de nivel freático en forma regional, realizados por Zeballos et al [18] y más recientemente los estudios de Giomi [19].
Cuando se analiza un proceso de deformaciones debido solamente a un aumento de humedad pueden realizarse algunas simplificaciones y obtener modelos más sencillos y específicos, que no requieran tantos parámetros del suelo. El modelo de Colapso Relativo inicialmente propuesto por Redolfi [20]. Con posterioridad Rocca [21]realiza aportes para la caracterización de la presión de fluencia de estos suelos y la modelación de su condición de colapso.
Terzariol et al [22] presentan revisión reciente el modelo simplificado. Es una alternativa aplicable a casos en los que se observa un aumento de humedad del suelo con posterioridad a la aplicación de la carga externa. El modelo asume que los incrementos de tensión producen deformaciones en el suelo, sin variaciones significativas en el grado de saturación, y por consiguiente en la succión matricial. En consecuencia, se considera que, dada la estructura macroporosa del loess, durante los procesos de carga a humedad constante, la succión permanece suficientemente constante. Se considera que el nivel de tensiones no cambia y que el suelo se comprime, disminuyendo drásticamente su volumen. Para aplicar este modelo es necesario conocer una "Función de Colapso" propia de cada suelo, que relacione los asentamientos observados con las presiones exteriores aplicadas y el aumento del contenido de humedad del suelo. Esta función de colapso puede expresarse como:

$$\delta_w = \alpha_w (\sigma)^{\beta_w} \tag{1}$$

En donde δi es la deformación del estrato "i" analizado, σio y σif son las tensiones inicial y final del estrato, y α (w) y β(w) son funciones que dependen del contenido de humedad del suelo. Para aplicar este modelo es necesario conocer el estado inicial de humedad del suelo y la tensión vertical. Para analizar el colapso del suelo, se considera que la tensión final es producto de un aumento del peso unitario por un aumento del contenido de humedad. Las funciones α_w y β_w son ecuaciones que varían acorde al contenido de humedad. Se indica que, en suelos limo loéssicos de la ciudad de Córdoba, el parámetro β puede considerarse constante e igual a 1,10. El parámetro α varia en forma cuadrática con el contenido de humedad, mediante la ecuación:

$$\alpha = 7.31x10^{-5}.\Delta w^2 + 2{,}10x10^{-3}.\Delta w \tag{2}$$

Como se ha indicado, y procurando el tratamiento de problemas específicos de asentamientos ante la acción de cimentaciones y procesos de humedecimiento, algunas de los conceptos del modelo general son adoptados, pero los mismos son utilizados en forma simplificada para el fin pretendido.

4. ENSAYOS REALIZADOS Y DATOS EMPLEADOS.

4.1. Ensayos Realizados.

Sobre la base de los antecedentes y el reconocimiento del estado del conocimiento se ha efectuado un análisis de la respuesta tenso – deformacional de un conjunto de muestras representativas de los loess primarios de la ciudad de Córdoba. Las muestras ensayadas han sido obtenidas a partir de un perfil de

suelos descubierto durante el desarrollo de las obras de construcción de la Avenida de Circunvalación de la ciudad de Córdoba. La Tabla 1 muestra un resumen de las muestras básicas empleadas en el análisis.

Tabla 1. Parámetros característicos de las muestras de estudio

Parámetro	Unidad	M1	**M2**	**M3**
Peso Unitario Seco	kN/m3	12,9	13,2	14,6
Humedad	%	16.2	13.3	11.6
Pasa 200	%	98,8	95,6	92,0
% de arcillas	%	8	7	8
Límite Líquido	%	22,5	21,9	23,1
Límite Plástico	%	21,6	20,0	20,8
Clasificación		ML	ML	ML
Sales Solubles	%	<0,1	<0,1	<0,1

Con el objetivo se valorar las características generales de las curvas presión asentamiento, sobre las muestras de referencia antes indicadas se realizaron ensayos de compresión confinada para distintos contenidos de humedad, los cuales son relacionados con diversos grados de saturación del suelo. La Tabla 2 muestra el conjunto de condiciones de humedad inicial aplicado para la evaluación del comportamiento del suelo. De esta forma se procura interpretar la variación del comportamiento del suelo en función de las modificaciones en el contenido de humedad.

Tabla 2. Contenidos de humedad de las muestras ensayadas

Muestra	**%W baja**	**%W natural**	**%W intermedia**	**%W elevada**	**%W saturada**
M1	9,1	16,2	17,9	23,6	30,1
M2	6,0	13,3	18,8	24,7	26,8
M3	4,7	11,6	15,9	22,7	25,6

El conjunto de los parámetros considerados hasta aquí, permiten las siguientes consideraciones parciales. El grado de saturación de las muestran en estado natural varía gradualmente entre el 55% y el 45%, decreciendo en la medida que aumenta la profundidad de extracción de la muestra. Los contenidos de “humedad baja” representan un estado de secado al aire en donde para disminuir aún más la humedad, se debería secar en horno el suelo. En los procesos de inundación de las muestras para lograr una condición de “saturación” los porcentajes obtenidos entre 26 a 30% humedad, son inferiores a los valores que se obtienen según el análisis teórico de la humedad de saturación, la cual se ubica en valores próximos al 40%. Las condiciones iniciales de humedad de las muestras, a partir del estado de humedad natural obtenido en campo, ha sido realizado a través de la colocación de la misma en cámara húmeda controlando en forma regular esta humedad en el tiempo. Para esto, el proceso de modificación de la humedad inicial de la probeta a partir de la que presentaba en terreno fue realizado mediante la inclusión de las probetas en cámara húmeda junto con la aplicación de un rociado de agua en forma regular, y el control del peso equilibrado de la muestra.
Los ensayos de compresión confinada, los cuales presentan ciclos de carga del orden de los 20 minutos para con alto nivel de saturación por cada nivel de esfuerzos y hasta 60 minutos en los niveles bajo de humedad, muestran los resultados indicados en las Figuras 3, 4 y 5.

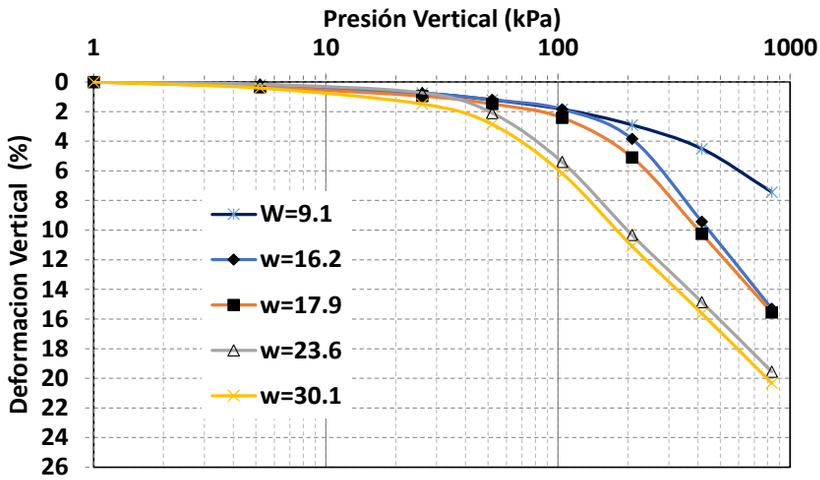


Figura 3. Ensayos de Compresión Confinada en Muestra M1.

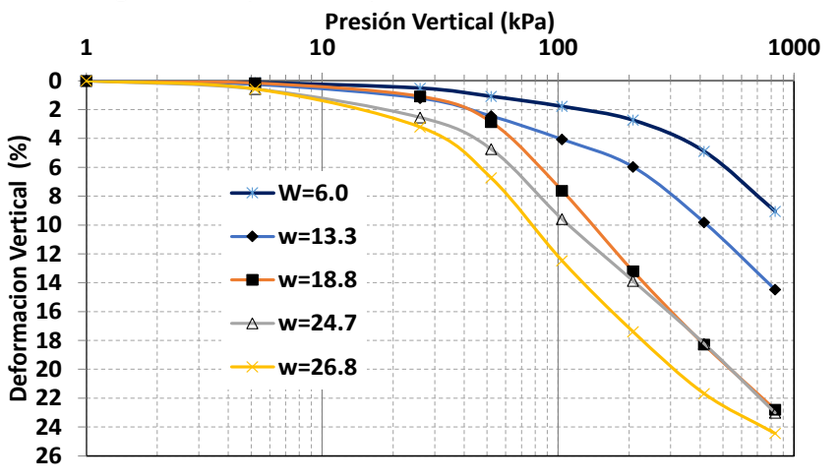


Figura 4. Ensayos de Compresión Confinada en Muestra M2

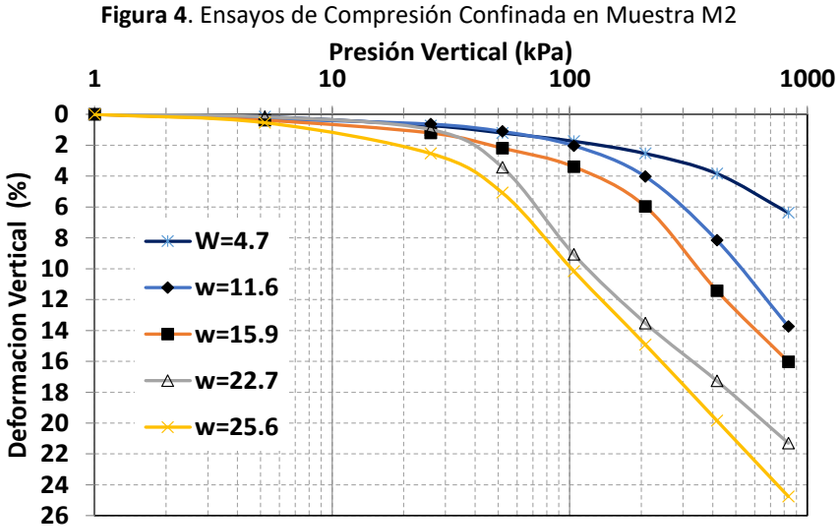


Figura 5. Ensayos de Compresión Confinada en Muestra M3

En el análisis de los resultados obtenidos se aprecian comportamiento ya observados por diversos autores, por ejemplo Claria y Rinaldi [23]. Es notable la presencia de una presión de fluencia variable según el contenido de humedad de la muestra. En el conjunto de modelos de simulación esta presión se vincula con el valor de frontera que separa el sector de comportamiento elástico (con presiones inferiores a la fluencia), respecto del sector de comportamiento plástico (valores de presión por encima de la fluencia). Aceptando esta condición, se puede interpretar un modelo sencillo y bilineal, con pendientes de presión – deformación características de espacio elástico y del espacio plástico.
En la estricta interpretación del comportamiento de los ensayos realizados bajo el concepto de suelos no saturados, los caminos de tensión seguidos han implicado un incremento de la presión externa y una reducción de volumen. Este cambio volumétrico, si se considera que se ha realizado en un tiempo reducido, sin posibilidad de migración del agua en el interior de la probeta, seguramente implica una reducción de la succión matricial, lo cual significa que no se ha seguido un camino de tensión en un plano de succión constante. En este tipo de ensayo rápido (sin variación en el contenido de humedad), el grado de saturación puede ser un indicador indirecto de la succión matricial. En consecuencia, la variación se puede visualizar en las Figuras 6. El análisis de este proceso de ensayo, muestra situaciones altamente representativas de lo que se observa ante la aplicación de carga sobre estos suelos y la modificación del estado de humedad.

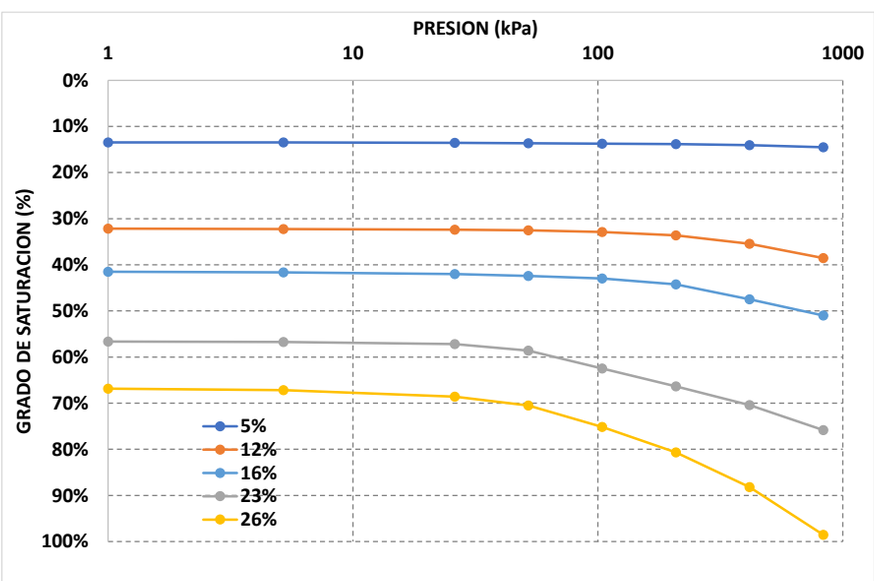


Figura 6. Camino de tensión en ensayos de la muestra M3

Los resultados obtenidos permiten formular las siguientes observaciones:

- Aun en el caso de la máxima humedad lograda en la muestra, su grado de saturación muestra una marcada diferencia respecto del máximo teórico. A pesar de esta diferencia, se han evidenciado importante niveles de colapso de la estructura. Esto permite acentuar el concepto de desarrollo de colapsos parciales para niveles intermedios de humedad, entre aquella interpretada como natural, y la de saturación del suelo.
- La respuesta en el cambio volumétrico de las muestras ante la aplicación de la presión externa, según el contenido de humedad inicial de cada ensayo, presenta un tramo inicial en el que el grado

de saturación es constante, en coincidencia con las deformaciones bajas de la muestra. Esta parte del recorrido puede asimilar su condición a un camino equivalente de succión constante.

- Para niveles tensionales por encima de la presión de fluencia, se aprecia una marcada reducción del volumen de vacíos, lo cual implica un incremento de deformaciones, con el cual se puede interpretar que ocurre una reducción en los valores de succión.
- En este tipo de suelo es necesario incluir otro elemento que sin duda debe tener algún grado de influencia en la respuesta del suelo. El hecho de que se trata de una estructura de tipo macro porosa, con cementación en forma de puentes de arcillas y sales, y su proceso paulatino de rotura, por la acción conjunto de la presión y el incremento de la humedad, seguramente interviene como una variable con complementa el proceso. Es por esto que, entendiendo parte de los principales componentes del problema el objetivo de este análisis se basa en la obtención de una expresión sencilla, que en forma expeditiva y con ensayos convencionales, pueda establecer un modelo genérico de comportamiento, para los principales caminos de tensión aplicados.

4.2. Discusión de los Resultados.

Los resultados obtenidos permiten efectuar algunas agrupaciones con el objetivo de establecer relaciones de predicción de los asentamientos que sufren estos suelos bajo la aplicación de presiones y modificaciones en el contenido de humedad.

En general, se aprecia que los resultados obtenidos puede expresarse según los criterios generales de los modelos de suelos no saturados. En este tipo de estado de solicitación tiene puntos en común con los modelos de comportamiento edométricos clásicos de la mecánica de suelos, aceptando que se trata de resultados de los ensayos de compresión confinada. En este sentido, uno de los primeros elementos analizados ha sido la variación de la presión de fluencia en función del nivel de humedad o grado de saturación de la muestra. Estas relaciones pueden proponerse como línea de frontera entre dos zonas de comportamiento diferenciado, así como lo indica la presión de preconsolidación en el modelo de consolidación unidimensional o la línea LC en el MBB. Los resultados obtenidos al respecto son los mostrados en la Figura 7, para el caso de la humedad gravimétrica, y la Figura 8, para el caso del grado de saturación.

En definitiva las ecuaciones anteriores sirven para la identificación de la línea de frontera en este tipo de suelos, permitiendo preestablecer lo que puede identificarse como una presión de fluencia, condicionada por el contenido inicial de humedad ($P_{f,w}$), o del grado de saturación inicial ($P_{f,S}$).

Complementariamente con esta determinación se han identificado los parámetros representativos de las pendientes de los tramos de previo (C_1) y posterior (C_2) a la presión de fluencia. Estos parámetros, pueden ser caracterizados como módulos de deformación característicos de este tipo de suelo. Los resultados son presentados en la Tabla 3. En la misma se han indicados parámetros característicos de estas variables, con características similares a las empleadas en el tratamiento de los procesos de consolidación. En este punto es necesario tener en consideración que los módulos son definidos como la variación de la deformación vertical del suelo respecto de la variación de presión en escala logarítmica. Tiene un sentido similar a lo empleado en el caso de la consolidación pero usando la deformación vertical como eje de ordenada y la no la relación de vacíos. Manteniendo la filosofía del conjunto de los pretendido se ha establecido de esta manera para respetar variables normalmente empleadas en usos frecuentes.

Los resultados obtenidos realizar las siguientes observaciones:

- En la identificación de la presión de fluencia, según el contenido de humedad de los suelos, se aprecia una marcada tendencia proporcionalidad inversa entre ambas variables. La misma puede ser presentada, con un buen nivel de ajuste, en función del grado de saturación de la muestra o en función de la humedad gravimétrica, los cuales resultan parámetros de definición convencional en laboratorios de mecánica de suelos.

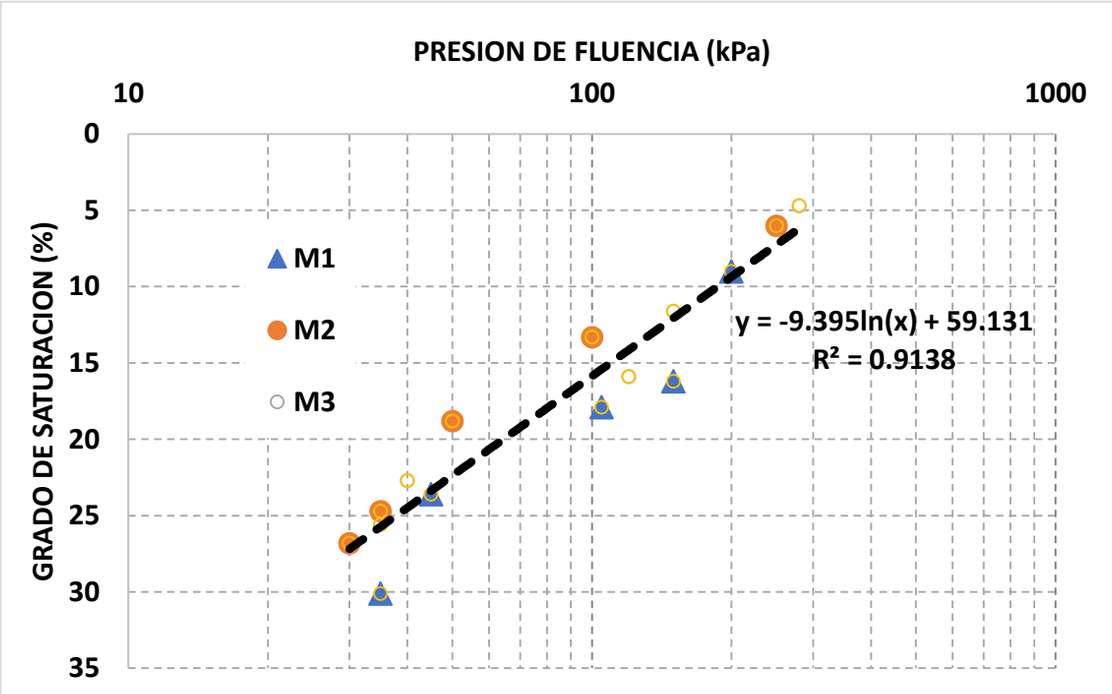


Figura 7. Relación entre la presión de fluencia y la humedad gravimétrica.

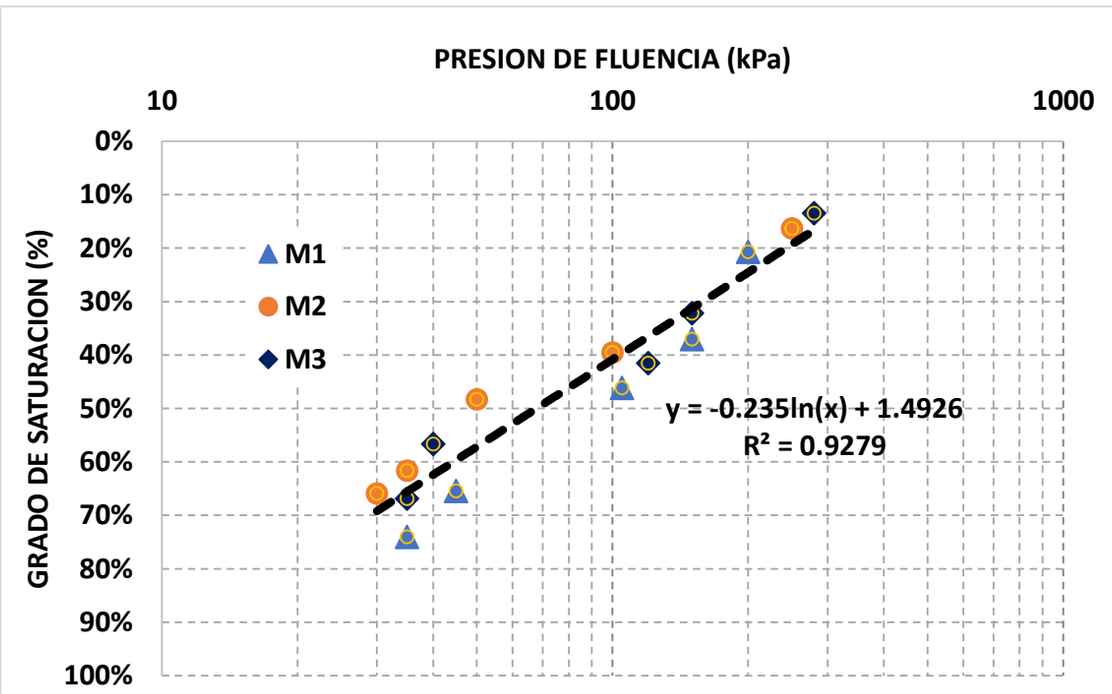


Figura 8. Relación entre la presión de fluencia y el grado de saturación.

Tabla 3. Parámetros característicos de módulos de deformación en muestras de loess.

Variables	C_1	C_2
Promedio	0.59	16.26
Mínimo	0.27	13.82
Máximo	0.85	19.51
Desviación	0.19	1.37

- A partir de esta definición de la línea de frontera entre la zona de comportamiento elástico y la zona plástica, puede aplicar una expresión general de caracterización del asentamiento, según la ecuación:

$$\varepsilon_v = \left(P_{f,S} - P_o\right) C_1 + \left(P_f - P_{f,S}\right) C_2 \tag{3}$$

  Siendo; C_1 y C_2 los parámetros característicos de los módulos de deformación (relación entre el logaritmo de la presión – deformación vertical); $P_{f,S}$ es la presión de fluencia, o límite de las zonas de influencia definida como una función que depende de la humedad volumétrica o el grado de saturación del suelo.

Complementariamente, y a fin de revisar la validez de la expresión propuesta para la estimación de asentamiento que se produce en función de la variación del contenido de humedad, se han aplicado las expresiones de estimación de colapso antes indicada. Los resultados de comparación entre los valores medidos y los resultados de la aplicación de la expresión antes indicada se presentan en la Figura 9. Cabe aclarar que dentro de esta comparación se emplearon valores obtenidos de las muestras trabajadas en los ensayos aquí presentados, así como referencias publicadas Rocca et al [5], Redolfi [15] y Rinaldi – Claria [18].

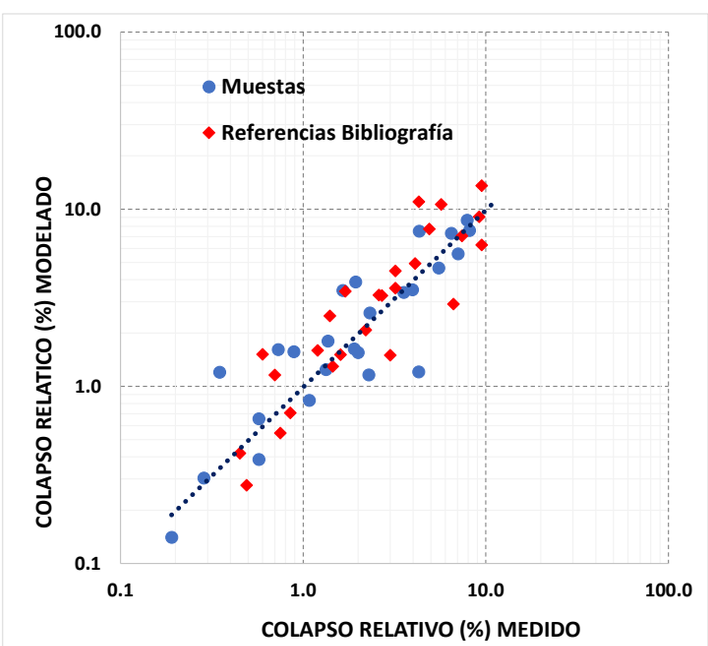


Figura 9. Comparación entre valores de colapso relativo medido y calculado.

Los resultados muestran que la continuidad de la expresión planteada para otras muestras similares a las aquí consideradas mantiene su condición de aplicación como una variable de predicción expeditiva de los colapsos relativos. En general se aprecia que los niveles de mayor grado de consistencia entre valores medidos y calculados se logran para presiones inferiores a los 200 kPa.

5. CONCLUSIONES.

Los modelos representativos del comportamiento tenso deformacional en suelos no saturados, tiene como principal referente el denominado Modelo Básico de Barcelona. El mismo establece una relación entre las variables de presión externa, succión matricial y relación de vacíos. Dentro de este campo de tensión es posible identificar campos de comportamiento elástico y comportamiento plástico. Ambos se encuentran diferenciados entre si a través de lo que se conoce como la línea de colapso, LC.

Los procesos de caracterización típicos de este modelo permiten el trazado de caminos de tensión de alta complejidad. Para poder conformar modelo se requieren mediciones basadas controles de la succión matricial, a través del uso de equipamiento que no siempre se encuentra disponible en laboratorios convencionales de mecánica de suelos.

Los suelos loéssicos sufren procesos de asentamiento condicionado por el incremento de la presión externa y por la variación de la humedad, ambos en sentido ascendente. Normalmente, este es el camino de tensión típico que se desarrollan en los casos de aplicación de estos suelos. Es por esto que se ha planteado la conveniencia de establecer un procedimiento simplificado que pueda ser empleado para interpretaciones preliminares del potencial asentamiento ocasionado para la interacción estas variables. Este procedimiento toma como referencia las ecuaciones clásicas de los modelos de consolidación, adecuándolas a las variables de uso frecuente en el caso de suelos colapsables. Se ha aportado información para el trazado de una relación entre la presión de fluencia y el contenido de humedad gravimétrica, o el grado de saturación del suelo. Esta relación junto con el establecimiento de valores característicos de los módulos de deformabilidad del suelo, a ambos lados de la presión de fluencia, permiten elaborar una ecuación simple de estimación del potencial asentamiento esperado por acción de la carga externa.

Es importante tener en consideración que en estos suelos un componente de su rigidez interna motivado por la capilaridad entre partículas, medida a través de la succión matricial. Adicionalmente, tienen un componente motivado por la cementación arcillosa y salina. La estructura macroporosa del suelo, con cementación ligera, generada por los puentes arcillosos o salinos que vinculan partículas de limo y arena fina. En consecuencia, no necesariamente la totalidad de los asentamientos ante un incremento de la humedad y carga externa constante es explicado por la variación en la succión matricial. Es esperable que una fracción de este asentamiento se vea generado por la rotura de algunas de las cementaciones.

En consecuencia, se ha investigado las composición de un modelo de expresión sencilla, y con estructura similar a la aplicada para análisis de asentamientos convencionalmente empleados en la mecánica de los suelos. Esta expresión ha sido formulada, estableciendo los valores de referencia de los módulos de deformación, para los sectores de comportamiento elástico y plástico, estableciendo la presión de fluencia según el valor de humedad gravimétrica del suelo. Desarrollada esta primera parte de la relación tenso deformacional, el asentamiento por humedecimiento se aplican las expresiones de estimación colapsos esperables para un suelo que sufre un incremento en el contenido de humedad.

6. AGRADECIMIENTOS.

Los autores de este artículo expresan su agradecimiento y colaboración a la SECyT (Secretaria de Ciencia y Técnica) de la Universidad Nacional de Córdoba.

7. REFERENCIAS.

[1] Iriondo, M. H., (1997). “Models of Deposition of Loess and Loessoids in the Upper Quaternary of South America”. Jooumd ofSouth American Earth Scirnw. Vol. IO, No. I. pp. 71-7Y. Parana, Argentina
[2] Zárate M.A. (2003). “Loess of southern South America”, Quaternary Science Reviews, Vol. 22, pp. 1987-2006.
[3] Kemp, R.A., Zárate, M., Toms, P., King, M., Sanabria, J., Argüello, G., (2006). “Late Quaternary paleosols, stratigraphy and landscape evolution in the Northern Pampa, Argentina”. Quaternary Research 66: 119–13
[4] Iriondo, M.H., Krohling, D.M., (2007). “Non-classical types of loess”. Sedimentary Geology 202: 352–368
[5] Rocca, R. J.; Redolfi, E. R. y Terzariol, R. E. (2006). “Características Geotécnicas de los Loess de Argentina”. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 6(2). Pp. 149 – 166
[6] Teruggi, M.E. (1957). “Thenature and origin of Argentine loess. Journal of Sedimentary Research” 27
[7] Krohling, D.M. (1999). “Upper Quaternary geology of the lower Carcarañá Basin, North Pampa, Argentina”. Quaternary International 57: 135–148
[8] Smith, J., Vance, D. y Kemp, R.A. (2003). Isotopic constraints on the source of Argentinean loess – with implications for atmospheric circulation and the provenance of Antarctic dust during recent glacial maxima. Earth Planet Science Letters 212: 181-196
[9] Quintana E. y Redolfi E.R. (2001). “Evaluation of Pozzolanic Activity of Pampean Loess”, XV. International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istambul. Vol. 1, pp. 243-246
[10] Redolfi, E.; Rinaldi, V. Rocca, R.; Terzariol, R.; Zeballos, M. y Quintana, E. (2003). "Avances en el Estado de los Suelos Loéssicos del Centro de Argentina". II Congreso Paraguayo de Ingeniería COPAINGE, Asunción, Paraguay.
[11] Rinaldi, V. A., Rocca, R. and Zeballos, M. (2007). "Geotechnical Characterization and Behavior of Argentinean Collapsible Loess". Second International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, Eds. Tan T. S., et al. Balkema, Vol. 4, pp. 2259 - 2286
[12] Reginatto A. (1971) “Standard Penetration Test in collapsible soils”. IV Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation. Engineering, Puerto Rico. Vol. II, pp. 77-84.
[13] Terzariol, R. E. (2009). “40 años de estudio de los suelos loéssicos”. In F. M. Francisca (Ed.), Desafíos y avances de la geotecnia joven en Sudámerica. Memorias de las III Conferencia Sudamericana de Ingenieros Geotécnicos Jóvenes, Córdoba, Argentina
[14] Rinaldi V.; Santamarina, J. C., & Redolfi, E. (1998). “Characterization of collapsible soils with combined geophysical and penetrationtesting. Geotechnical Site Characterization”.Balkema. Rotterdam. 581–588.
[15] Redolfi, E.R. y Oteo Mazo, C. (1992). “A Model of pile Interface in Collapsible Soils”, VII International Conference on Expansive Soils, Texas, Vol. 1, pp. 483-488.
[16] Aitchison, G.D. (1973). "Structurally Unstable Soils. State of the Arts". Proc of the 8º International Conferenceon Soils Mechanics and Foundation Engeneering. Moscú, URSS. Vol 3, pp. 161 – 190.
[17] Alonso E.E., Gens A. y Josa A. (1990). “A Constitutive Model for partially saturated soils”. Geotechnique, Vol. 40, No 3, pp. 405-430
[18] Zeballos, M.; Redolfi, E. y Blundo, M. (1999). “Settlement generated by fluctuation in the freatic level”. XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Foz do Iguazú, Brasil.
[19] Giomi, I. y Francisca, F. (2019). Comportamiento edométrico de los loess de Córdoba, inundados con agua e hidrocarburos. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Córdoba.
[20] Redolfi, E., (1990). Comportamiento de pilotes en suelos colapsables. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.

[21] Rocca, R.J. (2017). “Cálculo del asentamiento por colapso de los suelos loéssicos de Córdoba”. XVI CAMSIG, Trelew.
[22] Terzariol R.E., Zeballos M.E. y Rocca RJ. (2011). “Autocolapso de Suelos Loessicos. Modelos Sencillos de Predicción”. Pam-Am CGS. Geotechnical Conference
[23] Rinaldi, V. A. and Claria, J. J. (1999). Low Strain Dynamic Behavior of a Collapsible. XI Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation. Engineering, Vol. 2, pp. 835-841.

Colmatación biológica de geotextiles utilizados para la construcción de capas de filtros y drenaje en enterramientos sanitarios

J. de Goycoechea[(1)], M.A. Montoro[(1) (2)] y D.A. Glatstein[(1) (2)]

julieta.de.goycoechea@mi.unc.edu.ar;mmontoro@unc.edu.ar; dglatstein@unc.edu.ar

[1] Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología IDIT – CONICET – UNC, Avda. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, X5016 CGA, Córdoba, Argentina.

[2] Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba. Avda. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, X5016 CGA, Córdoba, Argentina.

RESUMEN: Los sistemas de barreras de contención de contaminantes en vertederos de residuos sólidos están formados, entre otras, por capas de filtro o protección, capas de drenaje o de recolección de lixiviados y capas de baja conductividad hidráulica. Para la construcción de las capas de filtro y drenaje se pueden utilizar suelos gruesos de diferente granulometría, geotextiles o combinación de ambos materiales. La función de estas capas es proveer control a la acumulación o tirante de líquidos lixiviados dentro de las celdas de enterramiento. Debido a las características de los lixiviados, estos materiales están en contacto por tiempos prolongados con fluidos de alta carga biológica. Esto favorece el desarrollo de biofilms y, en consecuencia, genera la colmatación biológica de filtros y drenes, pudiendo afectar el correcto desempeño hidráulico de los mismos. En este trabajo se explora el impacto de la generación de biofilms en geotextiles utilizados en la construcción de capas de filtro y drenaje y, en particular, la influencia del tipo de geotextil y las consecuencias del desarrollo de biofilms en la colmatación y en la conductividad hidráulica de los mismos. Finalmente, se explora la posibilidad de controlar el desarrollo de biofilms mediante la inoculación de antibióticos. Se encontró que para ambos tipos de geotextil la conductividad hidráulica se vio reducida, con mayores cambios para los geotextiles tejidos; y la inoculación de antibióticos en los geotextiles probó ser efectiva en la detención del crecimiento de microorganismos, comportamiento reflejado en una disminución de la relación de impregnación y aumento de la conductividad hidráulica de los geotextiles luego de ser inmersos en la solución de antibiótico.

Palabras clave: GEOTEXTIL – BIOCOLMATACIÓN – BIOFILM – FILTRO – SISTEMA COLECCIÓN LIXIVIADO

1 INTRODUCCIÓN

A pesar del intenso esfuerzo que se viene realizando en los últimos años relacionado a la instalación de políticas de reducción en la generación de residuos, la construcción de rellenos sanitarios son un requisito necesario para la disposición segura de los residuos sólidos urbanos. La construcción, operación, gestión y administración de los mismos tiene asociado una variedad importante de problemas ambientales como consecuencia de los procesos de generación de líquidos lixiviados y gases, los cuales deben ser correctamente controlados y tratados. Desde el punto de vista de la ingeniería, el correcto desempeño a largo plazo de estas instalaciones de disposición y almacenamiento de residuos dependen de un sistema compuesto por tres subsistemas principales: el sistema de barrera de baja conductividad hidráulica debajo de los residuos, las operaciones del vertedero y la cobertura y sistema de recolección de gases [1]. Es importante resaltar que uno de los aspectos más significativos es garantizar el desempeño hidráulico del sistema de barreras durante la vida útil del vertedero.

Los sistemas típicos de barreras inferiores y laterales de rellenos sanitarios se componen de capas con diferentes funciones específicas. Las capas de filtración y las capas de drenaje se encuentran entre ellas. La función principal de estas capas es minimizar el tirante de lixiviado, para limitar la migración de contaminantes a través de la barrera subyacente. El correcto diseño de este sistema es importante porque las operaciones de relleno sanitario que pueden afectar el desempeño de todo el sistema incluyen la limpieza y el mantenimiento del subsistema de recolección de lixiviados.

Las capas de filtración y drenaje pueden estar compuestas por geosintéticos o materiales granulares, con la ventaja de que los geosintéticos son más rentables, fáciles de instalar y transportar y poseen un estricto control de calidad durante la fabricación [2]. El sistema mencionado anteriormente falla cuando la conductividad hidráulica decrece hasta el punto en que el sistema de recolección de lixiviados ya no puede respetar el valor de diseño del tirante máximo de lixiviado. La acumulación de lixiviados, un fluido complejo y heterogéneo, puede generar problemas en la estabilidad de la masa de desechos [3] o un aumento en la pérdida de contaminantes a través de la capa subyacente de baja permeabilidad, lo que resulta en una disminución de la vida útil esperada del relleno sanitario. Algunas fallas notables atribuidas a deslizamientos como consecuencia del tirante de lixiviado dentro de las celdas de descarga son Central Maine [4], Kettleman Hills, California [5] y Cincinnati, Ohio [6].

El aumento del tirante de lixiviado dentro de las celdas puede deberse a la obstrucción de la capa de drenaje y/o la capa de filtro debido a la obstrucción física, la intrusión de partículas o granos del suelo, la precipitación de material particulado y la generación y desarrollo de colonias bacterianas (biofilms) [7, 8].

Los objetivos de esta investigación son evaluar y cuantificar los efectos de la obstrucción biológica en el desempeño hidráulico de geotextiles tejidos y no tejidos que se emplean comúnmente en la construcción de capas de filtración y drenaje; así como evaluar la posibilidad de controlar el desarrollo de biofilms mediante la inoculación de antibióticos.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 *Criterios de diseño de filtros y drenes con geotextiles*

El sistema de recolección de lixiviado se utiliza para colectar el líquido que se filtra a través de la masa de residuos y transportar el mismo hacia puntos bajos en las celdas de descarga, como sumideros, donde son removidos. Por lo tanto, este sistema está conformado por materiales que pueden llevar a cabo la función de transmisión de un líquido, lo cual incluye materiales granulares (grava, arena, o una mezcla de ambos) y geosintéticos como geotextiles tejidos y no tejidos [9].

En el caso de utilizar materiales granulares, el diseño del sistema se basa en un componente de drenaje que debe ser protegido por un filtro para así evitar la obstrucción del dren a causa del ingreso de partículas de suelo y diferentes partículas sólidas arrastradas por el flujo de lixiviados. El diseño de filtros de material

granular se centra en lograr mezclas granulométricas tales que provean la formación de poros de tamaño lo suficientemente grande como para garantizar un adecuado nivel de conductividad hidráulica y a su vez suficientemente pequeños de manera que eviten el ingreso a la capa de filtro y drenaje de partículas finas arrastradas por el flujo [10].

Los materiales geotextiles han sido utilizados como filtros y drenes debido a su exitosa aplicación en ingeniería geotécnica y ambiental. Los geotextiles como filtros permiten el flujo de lixiviados a través de su plano y retienen material particulado en suspensión, mientras que como drenes permiten el flujo dentro de su plano y conducen el lixiviado hacia un punto de extracción fuera de las celdas de descarga [11].

Los criterios de diseño de filtros utilizando materiales geosintéticos derivan de los métodos empíricos tradicionales utilizados en el diseño con materiales granulares [2]. Sin embargo, en el caso del diseño utilizando materiales geosintéticos, además de los criterios de retención y permeabilidad, se deben tener en cuenta otros fenómenos para contar con un correcto diseño de las capas de filtración y drenaje. Los principales criterios son los siguientes [12]:

- Criterio de retención para asegurar que la abertura de poros del geosintético sea suficientemente pequeña para evitar la migración excesiva de partículas del suelo.
- Criterio de permeabilidad para asegurar que el geosintético sea lo suficientemente permeable para permitir que los líquidos pasen a través de él sin que el flujo sea impedido de manera significativa.
- Criterio para evitar la obstrucción y asegurar que el geosintético tenga un número significativo de aberturas de modo que, si las partículas del suelo bloquean u obstruyen algunas aberturas, la permeabilidad del material no se vea afectada de manera significativa.
- Criterio de supervivencia que garantice que el geosintético es lo suficientemente resistente para sobrevivir la instalación del mismo.
- Criterio de durabilidad que garantice que el material podrá resistir la exposición a químicos adversos y luz ultravioleta durante la vida útil del mismo.

En la tabla 1 y 2 se resumen algunos de los criterios comúnmente utilizados para el diseño de filtros en sistemas de colección de lixiviado utilizando geotextiles.

Tabla 1. Criterios de conductividad hidráulica para geotextiles

Fuente	Criterio	Observaciones
Calhoun (1972), [13] Schober y Treindl (1979) [14], Wates (1980) [15], Carrol (1983) [16], Christopher y Holtz (1985) [17]	$k_f \geq k_s$	Aplicaciones no críticas de flujo estacionario y condiciones de suelo no severas
Carroll (1983) [16]; y Christopher y Holtz (1985) [17]	$k_f \geq 10\ k_s$	Aplicaciones críticas y condiciones hidráulicas o de suelo severas
Giroud (1982) [18]	$k_f \geq k_s$	Sin factor de seguridad
Comité Francés de Geotextiles y Geomembranas (CCG, 1986) [19]	Basado en la permitividad ψ con $\psi \geq 10^{3\text{-}5} k_s$	Crítico 10^5 menos crítico 10^4, arena limpia 10^3
Nota: k_f = Coeficiente de permeabilidad del filtro, k_s = Coeficiente de permeabilidad del suelo, ψ = Permisividad		

Tabla 2. Criterios de retención para geotextiles

Fuente	Criterio	Observaciones
Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (1977) [20]	0,149 mm ≤ O_{95} ≤ 0,211 mm 0,149 mm ≤ O_{95} ≤ D_{85}	D_{50} > 0,074 mm D_{50} ≤ 0,074 mm Los geotextiles no deberían ser utilizados si D_{85}<0,074mm

Tabla 2. Continuación criterios de retención para geotextiles

Fuente	Criterio	Observaciones
ASHTO Task Force 25 (1986) [21]	O_{95} < 0,59 mm O_{95}< 0,30 mm	Si 50% ≤ 0,074 mm Si 50 % > 0,074 mm Sin limitaciones en el tipo de suelo o geotextil
Calhoum (1972) [13]	$O_{95}/D_{85} \leq 1$ $O_{95} \leq 0.2$ mm	Tejidos, suelos con ≤ 50 % pasante del tamiz N° 200 Tejidos, suelos cohesivos
Zitscher, 1974 (de Rankilor, 1981) [22]	$O_{50}/D_{50} \leq 1{,}7\text{-}2{,}7$ $O_{50}/D_{50} \leq 2{,}5\text{-}3{,}7$	Tejidos, suelos con $C_u \leq 2$, D_{50} = 0,1 to 0,2 mm No tejidos, suelos cohesivos
Ogink (1975) [23]	$O_{90}/D_{90} \leq 1$ $O_{95}/D_{85} \leq 1{,}8$	Tejidos No tejidos
Sweetland (1977) [24]	$O_{15}/D_{85} \leq 1$ $O_{15}/D_{15} \leq 1$	No tejidos, suelos con C_u = 1,5 No tejidos, suelos con C_u = 4
Schober & Teindl (1979) (sin factor de seguridad) [14]	$O_{90}/D_{50} \leq 2{,}5\text{-}4{,}5$ $O_{90}/D_{50} \leq 4{,}5\text{-}7{,}5$	Tejidos y no tejidos finos, dependientes de C_u No tejidos gruesos, dependientes de C_u, suelos de limo y arena
Millar, Ho & Turnbull (1980) [25]	$O_{50}/D_{85} \leq 1$	Tejidos y no tejidos
Rankilor (1981) [26]	$O_{50}/D_{85} \leq 1$ $O_{15}/D_{15} \leq 1$	No tejidos, suelos con $0{,}02 \leq D_{85} \leq 0{,}25$ mm No tejidos, suelos con D_{85}> 0,25 mm
Giroud (1982) [18]	$O_{95}/D_{50} < C'_u$ $O_{95}/D_{50} < 9/C'_u$ $O_{95}/D_{50} < 1.5C'_u$ $O_{95}/D_{50} < 13.5/C'_u$ $O_{95}/D_{50} < 2C'_u$ $O_{95}/D_{50} < 18/C'_u$	I_D < 35%, 1 < C'_u < 3 I_D < 35%, C'_u > 3 35% < I_D < 65%, 1 < C'_u < 3 35% < I_D < 65%, C'_u > 3 I_D > 65%, 1 < C'_u < 3 I_D > 65%, C'_u > 3 Asume finos en la migración de suelos para grandes C_u
Carroll (1983) [16]	$O_{95}/D_{85} \leq 2 - 3$	Tejidos y no tejidos
Mlynarek (1985), [27] Mlynarek et al. (1990) [28]	$2\ D_{15} < O_{95} < 2\ D_{85}$	No tejidos
Lawson (1986) [29]	$O_{90}/D_n = C$	Desarrollado para suelos residuales de Hong Kong Los valores de n y C son obtenidos mediante el uso de un gráfico que define regiones aceptables para el funcionamiento de filtros
John (1987) [30]	$O_{95}/D_{50} \leq (C'_u)^a$	a es dependiente del tamaño de la partícula a ser retenida (a = 0.7 para D_{85})
FHWA-Christopher & Holtz (1985) [17]	$O_{95}/D_{85} \leq 1\text{–}2$ $O_{95}/D_{15} \leq 1$ o $O_{50}/D_{85} \leq 0{,}5$	Dependiente del tipo de suelo y C_u. Flujo dinámico, pulsante y cíclico si el suelo puede moverse debajo del geotextil
CFGG (1986)- Comité Francés de Geotextiles y Geomembranas [19]	$O_f/D_{85} \leq 0{,}38\text{–}1{,}25$	Dependiente del tipo de suelo, compactación y de condiciones hidráulicas y de aplicación

Tabla 2. Continuación criterios de retención para geotextiles

Fuente	Criterio	Observaciones
Fischer, Christopher & Holtz (1990) [31]	$O_{50}/D_{85} \leq 0,8$ $O_{95}/D_{15} \leq 1,8–7,0$ $O_{50}/D_{50} \leq 0,8–2,0$	Basado en la distribución de poros del geotextil y del valor C_u del suelo
Luettich et al. (1992) [12]	Gráficos de diseño	Basado en el tamaño de los vacíos del geotextil, tipo y tamaño de suelo, condiciones hidráulicas y otros factores
Sociedad Geotécnica Canadiense (1992) [32]	$O_f/D_{85} < 1,5$ $O_f/D_{85} < 3,0$	Suelos uniformes Suelos clasificados de manera amplia
Ministerio de Transporte de Ontario (1992) [33]	$O_f/D_{85} < 1,0$ y $O_f > 0,5\ D_{85}$ o 40 µm	Geotextiles no tejidos preferibles, $t_{GT} >$ 1mm, evitar geotextiles unidos por calor
UK DTp – Murray y McGown (1992), de Corbet (1993) [34]	O_{90}/D_{90} = 1 a 3 O_{90}/D_{90} < 1 a 3 $O_{90}/D_{50} < 1,8$ a 6	Suelos con $1 \leq C_u \leq 5$, tejidos y no tejidos Suelos con $5 < C_u < 10$, Tejidos y no tejidos finos ($t_{GT} \leq$ 2mm) – criterio alternativo Suelos con $5 < C_u < 10$, No tejidos gruesos ($t_{GT} >$ 2mm) – criterio alternativo
Fannin et al. (1994) [35]	$O_f/D_{85} < 1,5$ y $O_f/D_{50} < 1,8$ $O_f/D_{85} < 0,2$, $O_f/D_{50} < 2,0$, $O_f/D_{50f} < 2,5$ y $O_f/D_{15} < 4,0$	Geotextiles no tejidos, $1 < C_u < 2$ Geotextiles no tejidos, $3 < C_u < 7$
Bhatia y Huang (1995) [36]	$O_{95}/D_{85} < 0,65-0,05C_c$ $O_{95}/D_{85} < 2,71-0,36C_c$ O95 < D85	n < 60% and $C_c > 7$ n < 60% and $C_c < 7$ n < 60%
Lafleur (1999) [37]	$O_f/D_I < 1$ $1 < O_f/D_I < 5$	Suelos estables ($C_u \leq 6$ y $D_I = D_{85}$ en este caso), suelos con $C_u > 6$ pero linealmente clasificados ($D_I = D_{50}$ en este caso), suelos internamente estables ($D_I = D_G$) granulométricamente discontinuos ($C_u >$ 6) y suelos con $C_u > 6$ con concavidad positiva de la curva granulométrica e internamente estables ($D_I = D_{30}$) Suelos inestables con: $D_I = D_{30}$ suelos internamente inestables granulométricamente discontinuos y suelos internamente inestables con concavidad positiva de la curva granulométrica. Criterio desarrollado para suelos sin cohesión

Notas: O_X = tamaño de abertura del geotextil correspondiente a "X" tamaño de partícula basado en el tamizado seco de esferas de vidrio, O_f = tamaño de abertura de filtración basado en el tamizado hidrodinámico, D_I = tamaño indicativo del suelo base protegido, D_G = tamaño mínimo del grano para el salto de granulometría, D_Y = tamaño de partícula de suelo correspondiente a "Y" porcentaje pasante, C_u = coeficiente de uniformidad del suelo = D_{60}/D_{10}, C'_u = coeficiente lineal de uniformidad del suelo = $(D'_{100}/D'_0)^{05}$, D'_Y = tamaño de partícula de suelo correspondiente a "Y" porcentaje pasante obtenido a partir de la prolongación de una línea recta que ajusta la parte central de la curva granulométrica, I_D = Índice de densidad (densidad relativa), t_{GT} = espesor del geotextil, C_c = coeficiente de curvatura del suelo = $D^2_{30}/(D_{60}D_{10})$, D_{50f} = tamaño medio de partícula de la fracción de suelo menor al valor de O_f para el geotextil, n = porosidad del geotextil.

2.2 *Métodos de diseño de filtros y drenes*

Para el diseño de las capas de colección de lixiviados en los sistemas de barreras de rellenos sanitarios de residuos sólidos se cuenta con dos criterios. Uno de los criterios implica determinar el tirante máximo de lixiviado que se formaría y compararlo con el tirante de lixiviado permitido por las normativas. El segundo criterio se basa en determinar las especificaciones de conductividad hidráulica del material a utilizar para la construcción de la capa de drenaje y espesor requerido a efectos que el tirante de lixiviado que se forma no supere un valor máximo determinado. En cualquiera de los casos resulta indispensable poder determinar de manera analítica el tirante máximo de lixiviados dentro de la capa de drenaje para poder garantizar que el valor no supere el tirante máximo permitido y se evite la acumulación de presión dentro de la capa de colección de lixiviado [9].
El tirante de lixiviado depende de la tasa de suministro de líquido, la pendiente de la capa de recolección de lixiviados, la distancia entre los tubos de drenaje, la conductividad hidráulica y transmisividad hidráulica de los materiales. La conductividad hidráulica y la transmisividad hidráulica no son propiedades constantes del material, por lo que sus valores deberían ser determinados por medio de ensayos utilizando un rango de gradientes hidráulicos representativo de las condiciones de campo. La ley de Darcy es una relación empírica para el flujo de líquido a través de un medio poroso, que puede ser expresada por la ecuación 1:

$$q = k.i \qquad (1)$$

Existen varias ecuaciones disponibles para determinar el tirante máximo de lixiviados en la capa de drenaje, entre ellas una de las más aplicadas en la práctica es la propuesta por Giroud et al. (1992) [38] (ecuación 2).

$$t_{max} = j\frac{\sqrt{tan^2\beta + \frac{4q_h}{k} - tan\beta}}{2cos\beta}L \qquad (2)$$

Donde β es la pendiente de la capa de recolección de lixiviados (supuestamente menor de 90 grados), q_h es la tasa de suministro de líquido, L la longitud de la capa (figura 1), k la conductividad hidráulica de la capa y j es un factor de corrección adimensional calculado usando la ecuación 3, donde ϑ es un parámetro adimensional calculado por la ecuación 4:

$$j = 1 - 0.12\ exp\left[-\left[log\left(\frac{8\vartheta}{5}\right)^{\frac{5}{8}}\right]^2\right] \qquad (3)$$

$$\vartheta = \frac{q_h}{k\ tan^2\beta} \qquad (4)$$

2.3 *Reducción de la capacidad de flujo en el sistema de recolección de lixiviado*

La capacidad de transmisión de fluidos de los geotextiles en el campo puede verse reducida por un amplio rango de mecanismos que dependen de los siguientes factores: carga normal aplicada, tiempo, contacto con materiales adyacentes y las condiciones del entorno (presencia de químicos, actividad biológica y temperatura). Específicamente, el espesor o conductividad hidráulica del geotextil puede disminuir debido a mecanismos causados por la carga vertical aplicada, degradación química de los polímeros utilizados para fabricarlo y la obstrucción física, química o biológica del mismo. Por lo tanto, la disminución en la capacidad de flujo debido a los mecanismos mencionados se puede considerar utilizando factores de reducción aplicados a la transmisividad hidráulica de acuerdo a la ecuación 5 [9]:

$$\theta_{LTIS} = \frac{\theta_{medido}}{RF_{IMCO} \cdot RF_{IMIN} \cdot RF_{CR} \cdot RF_{IN} \cdot RF_{CD} \cdot RF_{PC} \cdot RF_{CC} \cdot RF_{BC}} \qquad (5)$$

En donde θ_{LTIS} es la transmisividad hidráulica mínima calculada para el geotextil sometido a la tensión máxima anticipada en el suelo durante el diseño de la vida útil del sistema de recolección de lixiviado y afectada por todos los mecanismos susceptibles de reducir su transmisividad hidráulica, θ_{medido} es el valor de transmisividad hidráulica medido en condiciones ideales de laboratorio, y los siguientes son factores de reducción como consecuencia de: RF_{IMCO}, la compresión inmediata, RF_{IMIN}, la intrusión inmediata, RF_{CR}, creep, RF_{IN}, la intrusión demorada, RF_{CD}, degradación química, RF_{PC}, obstrucción de partículas, RF_{CC}, obstrucción química y RF_{BC}, obstrucción biológica.

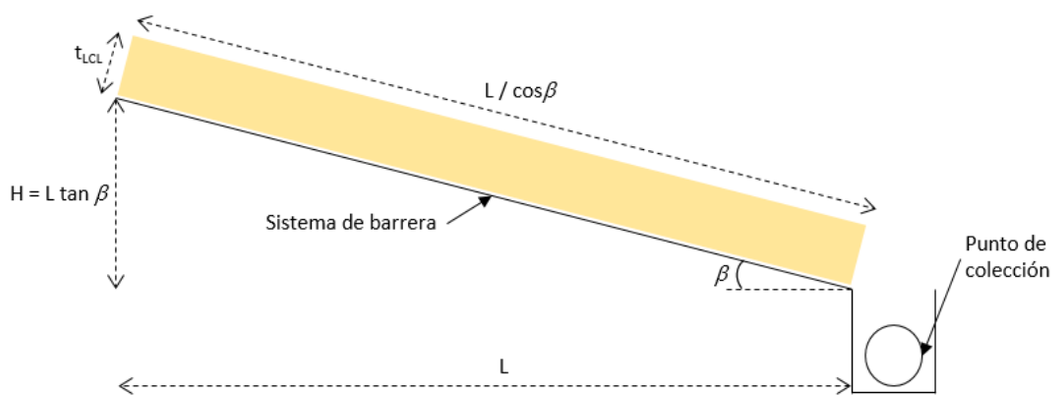


Figura 1. Sistema de recolección de lixiviado

2.4 *Mecanismos de obstrucción*

La obstrucción de un geotextil puede ocurrir como respuesta a fenómenos físicos, químicos y biológicos. La influencia del nivel de tensiones, fluido poral e integridad del contacto en la interfaz suelo-geotextil también es significativa [39].

En cuanto a la obstrucción física, el cegamiento y el bloqueo interno son mecanismos por los cuales se puede ver perjudicada la eficiencia del geotextil utilizado como filtro o dren. El cegamiento ocurre cuando el geotextil está en contacto con suelos internamente inestables, que pueden estar sujetos a erosión interna o tubificación, cediendo al movimiento de partículas de suelo más finas que son retenidos por la capa de geotextil. Esta capa de partículas finas forma una película de baja conductividad hidráulica que causa una reducción severa del flujo. El bloqueo interno puede ocurrir debido a la retención de un gran número de partículas de suelo en los poros del geotextil o como resultado de la precipitación de sustancias químicas o actividad bacteriológica [40].

La reducción de la conductividad hidráulica de geotextiles causada por mecanismos de obstrucción biológica es el resultado de fenómenos a nivel de poro como el transporte y adhesión de bacterias, el crecimiento bacteriano, la multiplicación y acumulación de biomasa, y el desarrollo de microcolonias bacterianas que forman biofilms en la superficie de los geotextiles, con la consecuente reducción en el espacio poral. Este proceso se encuentra autorregulado por mecanismos como la tasa de generación de biomasa y la tasa de remoción, la cual es mayor a medida que incrementa el gradiente hidráulico a través de la zona de obstrucción [41]. Koerner y Koerner [42] realizaron 96 ensayos de columna utilizando lixiviado de seis rellenos sanitarios diferentes con el fin de evaluar la tendencia de obstrucción de filtros compuestos tanto por geotextil como por material granular. Encontraron que 36% de los ensayos

mostraron un importante nivel de obstrucción con una reducción del 75% al 95% del flujo, y 15% de los ensayos mostraron un severo nivel de obstrucción con una reducción del 95% al 100% del flujo.
Los mecanismos de obstrucción biológica afectan el rendimiento hidráulico a largo plazo de los geotextiles que actúan como filtros o drenes. Una manera de cuantificar las consecuencias de estos mecanismos es a través de la relación de impregnación propuesta por Palmeira y Gardoni (2000) [43], λ, calculada como la relación entre la masa del geotextil colmatado y la masa total de fibras del geotextil en condición virgen o sin uso. A medida que la obstrucción aumenta, la conductividad hidráulica y la transmisividad hidráulica se ven reducidas. La ecuación 6 permite calcular el cambio en la conductividad hidráulica de geotextiles que se encuentran parcialmente obstruidos.

$$k^* = \frac{\beta \rho_w g}{\eta_w} \cdot \frac{\left[n - \lambda . \frac{\rho_f}{\rho_s} . \ (1-n)\right]^3}{\left(\frac{4}{d_f} + \lambda . \frac{\rho_f}{\rho_s} . \frac{6}{d_s}\right)^2 (1-n)^2} \qquad (6)$$

Donde η_w es la viscosidad dinámica del fluido, ρ_w es la gravedad específica del fluido, g es la aceleración de la gravedad, d_f es el diámetro de la fibra, β es el factor de forma, d_s el diámetro de las partículas de suelo dentro del geotextil, ρ_f la densidad de las fibras de geotextil, ρ_s la densidad de las partículas de suelo y n la porosidad del geotextil. Palmeira et al. [44] presentaron resultados relevantes sobre ensayos de permitividad hidráulica a largo plazo utilizando lixiviado para evaluar los procesos de obstrucción biológica en geotextiles no tejidos.
La obstrucción biológica ocurre como resultado del desarrollo de biomasa en los poros de los geotextiles, de manera compleja y dependiente de las características del fluido permeante. La complejidad surge de procesos químicos que ocurren como respuesta, y a su vez como consecuencia, de los procesos biológicos [45].

3 MATERIALES Y MÉTODOS

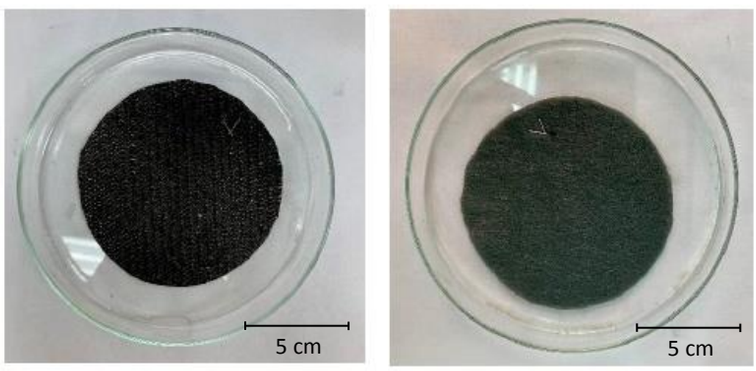
3.1 *Geotextiles utilizados*

En esta investigación se utilizaron dos tipos diferentes de geotextiles: un geotextil tejido (GT) y un geotextil no tejido (GNT). El GT está formado por bucles constituidos por cintillas de polipropileno (PP) con estabilización extra-elevada contra la radiación UV y la termo-oxidación, y posee una abertura de poros (O_{90}) de 250 µm, una masa por unidad de área de 0,027 g/cm^2 y un espesor de 0,75 mm. El GNT está formado por filamentos continuos de poliéster agujados, y posee una abertura de poros aparente de 180 µm, una masa por unidad de área de 0,027 g/cm^2 y un espesor de 1,53 mm. Para la ejecución de los diferentes ensayos, las muestras de geotextil fueron cuidadosamente cortadas en forma de discos de 10 cm de diámetro. En la figura 2 se muestran fotografías de ambos tipos de geotextiles estudiados.

3.2 *Fluidos de inmersión*

Para la realización de los ensayos de almacenamiento tipo batch se utilizaron cuatro fluidos diferentes: agua destilada (AD), lixiviado natural (LIX), una solución de nutrientes (SN) y una solución de antibióticos (SA). El agua destilada cumple las especificaciones para ser catalogada como tipo III, con conductividad eléctrica <= 4 µs/cm (ASTM D1193) [46]. El lixiviado natural fue recolectado del relleno sanitario Piedras Blancas ubicado en la provincia de Córdoba. Las principales propiedades químicas y biológicas del lixiviado se resumen en la Tabla 3.

La solución de nutrientes fue preparada con: 2% glucosa, 0,1% cloruro de sodio (NaCl), 0,1% extracto de levadura, 0,1% sulfato de magnesio hidratado ($MgSO_4.7H_2O$), 0,08% fosfato dipotásico (K_2HPO_4), 0,02% fosfato monopotásico (KH_2PO_4) y 7,5x10^{-4}% cloruro de hierro ($FeCl_3$) [47].
Para la preparación de la solución de antibióticos se disolvieron y mezclaron 2 g de cloranfenicol (bacteriostático), 0,05 g de nistatina (antifúngico) en alcohol, y 0,05 g de gentamicina (aminoglucósido) en un litro de agua destilada [47].



(a) (b)

Figura 2. Imágenes de geotextiles utilizados: (a) tejido, (b) no tejido

Tabla 3. Propiedades químicas y biológicas del lixiviado

Propiedades	Metodología	Valor
Plomo	US – EPA Método 200.7	15,9 µg/L
Cromo		92 µg/L
Bacterias aerobias heterotróficas	SM 9215 Método A	71400 UFC/ml
Bacterias coliformes totales	SM 9221 Método B	16000 NMP/100ml
Bacterias coliformes fecales	SM 9221 Método C	1700 NMP/100ml
Escherichia coli	SM 9221 Método C	Presente
Pseudomonas aeruginosa	SM 9213 Método E	Presente

US – EPA: United States Environmental Protection Agency
SM: Standard Methods for the examination of Water and Wastewater (American Public Health Association (APHA), the American Water Works Association (AWWA), and the Water Environment Federation (WEF)).
UFC: Unidades formadoras de colonias
NMP: Número más probable
Nota: las muestras ensayadas fueron almacenadas en frascos de vidrio y trasladadas a laboratorio el mismo día de muestreo, y protegidas en conservadora.

3.3 *Ensayo batch de desarrollo bacteriano*

Se realizaron ensayos batch de desarrollo bacteriano sobre ambos tipos de geotextiles utilizando los cuatro fluidos permeantes, además de ensayos de impregnación y observaciones en microscopio de los especímenes de geotextil en diferentes etapas.
El ensayo batch de desarrollo bacteriano consistió en sumergir 78 discos diferentes de cada tipo de geotextil en recipientes que contenían agua destilada, lixiviado natural y solución de nutrientes. De los 78 discos, 39 correspondieron a duplicados que fueron utilizados para realizar los ensayos de impregnación y observación en microscopio, y los restantes para los ensayos de conductividad hidráulica. Todos los discos fueron pesados en una balanza de precisión OHAUS PA313 (0,0001 g) para determinar el peso seco,

y luego sumergidos en los diferentes fluidos permeantes. Los tiempos de inmersión variaron entre períodos de 7 a 98 días. Cada recipiente contuvo 5 litros de uno de los tres fluidos mencionados según correspondiera y fueron cubiertos con un film plástico con el fin de prevenir la intrusión de impurezas dentro de los mismos. Además, se utilizó una red de fibra de vidrio con pesos en los extremos laterales para asegurar que los especímenes de geotextil estuvieran completamente sumergidos durante los periodos establecidos. La figura 3 muestra los discos de geotextil sumergidos en un recipiente que contiene lixiviado.

La actividad biológica desarrollada en los recipientes que contenían lixiviado natural, solución de nutrientes y solución de antibiótico fue monitoreada mediante la medición de la demanda química de oxígeno (DQO) y el pH de los fluidos todas las semanas. Las muestras utilizadas para realizar los correspondientes ensayos de DQO se trataron de muestras compensadas formadas por muestras tomadas de los diferentes recipientes de los cuales se retiraron los especímenes de geotextiles.

A intervalos de tiempo predefinidos, los especímenes de geotextil tejido y no tejido fueron retirados de los recipientes para realizar los ensayos de impregnación y conductividad hidráulica. Antes de los ensayos, los mismos fueron pesados en la balanza de precisión para obtener el peso húmedo.

Para los ensayos de impregnación, luego de pesar los especímenes, los mismos fueron secados en estufa a 58 ºC durante 48 horas, tiempo al cuál se verificó que los mismos alcanzan un peso constante. Luego, el peso seco de estos fue determinado para poder obtener los valores de relación de impregnación.

Cada disco de geotextil fue observado utilizando un microscopio óptico en condiciones secas y húmedas para poder evaluar la formación de biofilms sobre la superficie de los mismos.

Luego de realizado el ensayo de conductividad hidráulica correspondiente a los 98 días, los discos restantes fueron retirados de los recipientes y colocados en nuevos recipientes y sumergidos en solución de antibiótico durante períodos que variaron desde los 7 a los 49 días. Sobre estas muestras se repitieron los mismos ensayos de conductividad hidráulica y relación de impregnación.

Figura 3. Discos de geotextil sumergidos en lixiviado natural.

3.4 *Ensayo de conductividad hidráulica*

Los ensayos de conductividad hidráulica fueron realizados en un permeámetro de pared flexible utilizando la técnica de carga constante y siguiendo los lineamientos generales recomendados por la norma ASTM D5887 (ASTM 2014) [46].
Para el armado de la celda se dispuso sobre el cabezal inferior de la misma una piedra porosa, una lámina de papel de filtro, la muestra de geotextil correspondiente, una lámina de papel de filtro superior, la piedra porosa superior y el cabezal superior. Tanto las piedras porosas como las láminas de papel de filtro fueron sumergidas en agua la noche anterior a la realización del ensayo para garantizar la saturación total de las mismas. Se utilizó una membrana flexible para cubrir la totalidad de la superficie lateral del conjunto que contiene el espécimen a ensayar, y fue asegurada utilizando cuatro o-rings. Luego, se conectaron las mangueras y tubos de conducción de fluido correspondientes y se cerró la celda adecuadamente. La misma fue llenada con agua, con la precaución de evitar que queden atrapadas burbujas de aire en el interior. Una vez llena, se conectó la válvula del cabezal inferior al tanque tipo Mariotte y una manguera con una columna de agua de 112 cm se conectó al puerto de confinamiento de la celda. La válvula del cabezal superior se dejó abierta para permitir el flujo libre. Para los ensayos se generó flujo de abajo hacia arriba a efectos de facilitar la remoción de burbujas de aire que puedan haber quedado presentes en las muestras y en los conductos y de esta forma facilitar la saturación del sistema.
Una vez saturado el sistema y habiéndose verificado visualmente la ausencia de burbujas de aire ocluidas en los conductos de agua se procedió a la ejecución del ensayo, para el cual se controló el tiempo requerido para colectar un volumen de 100 cm^3 de efluente en la probeta colocada a la salida de la celda. Las mediciones se repitieron tres veces de manera consecutiva a efectos de obtener un valor promedio.

4 RESULTADOS OBTENIDOS Y DISCUSIÓN

4.1 *Relación de Impregnación*

La obstrucción de las capas de filtro y drenaje puede ser cuantificada mediante la determinación del incremento en masa del material luego de haber sido utilizado en un sistema de barrera por un período de tiempo establecido. Para la obstrucción de geotextiles en particular, la misma puede ser cuantificada mediante la relación de impregnación tal como se definió en el apartado 2.4. La figura 4 presenta la variación de la relación de impregnación en el tiempo tanto de geotextiles tejidos y no tejidos inmersos en agua destilada, lixiviado natural, solución de nutrientes y solución de antibiótico.
La relación de impregnación es un parámetro directamente proporcional a la masa total de microorganismos y material sólido que pueda adherirse a las fibras de los especímenes de geotextil. Por lo tanto, la tendencia general observada en la figura indica que la relación incrementa con el tiempo para los especímenes sumergidos en lixiviado natural y solución de nutrientes a medida que la actividad biológica es más severa. Además, los valores de la relación de impregnación para geotextiles no tejidos sumergidos en lixiviado y solución de nutrientes son mayores que aquellos correspondientes a los especímenes de geotextil tejido inmersos en los mismos fluidos. Debido a que los geotextiles no tejidos poseen una mayor apertura de poros, mayor es el espacio disponible para el desarrollo de biofilms en comparación con los geotextiles tejidos.
Los valores obtenidos de relación de impregnación para geotextiles inmersos en agua destilada obedecen el comportamiento esperado, mostrando valores constantes y próximos a cero durante el periodo de ensayo, destacando la importancia de la magnitud de obstrucción de los poros de los geotextiles inmersos en los otros fluidos debido a la actividad biológica.
Luego de la inmersión en solución de antibiótico, se observa una disminución de la relación de impregnación para ambos tipos de geotextiles, aunque de mayor magnitud para los especímenes de geotextil no tejido en consonancia con el mayor desarrollo de biofilms detectado previamente. Se observó

una disminución de un 33,8% y 74,8% en la relación de impregnación de geotextiles tejidos y no tejidos, respectivamente, inmersos en lixiviado natural. Mientras que el decrecimiento para los especímenes inmersos en solución de nutrientes fue de 55,3% y 76,9% para geotextiles tejidos y no tejidos respectivamente. En la figura 5 pueden observarse imágenes de microscopio correspondientes (a) día 56 de inmersión en solución de nutrientes, y (b) luego de 49 días de inmersión en solución de antibiótico, ambas correspondientes a un geotextil no tejido en estado húmedo. Es posible ver de manera clara la influencia producida por la inoculación de antibióticos en los geotextiles, al pasar de un medio colmado de colonias bacterianas adheridas a las fibras del geotextil, que otorgan a las mismas el color amarillento, a un material cuyas fibras se encuentran más limpias, y en donde el desarrollo microbiológico se observa disminuido.

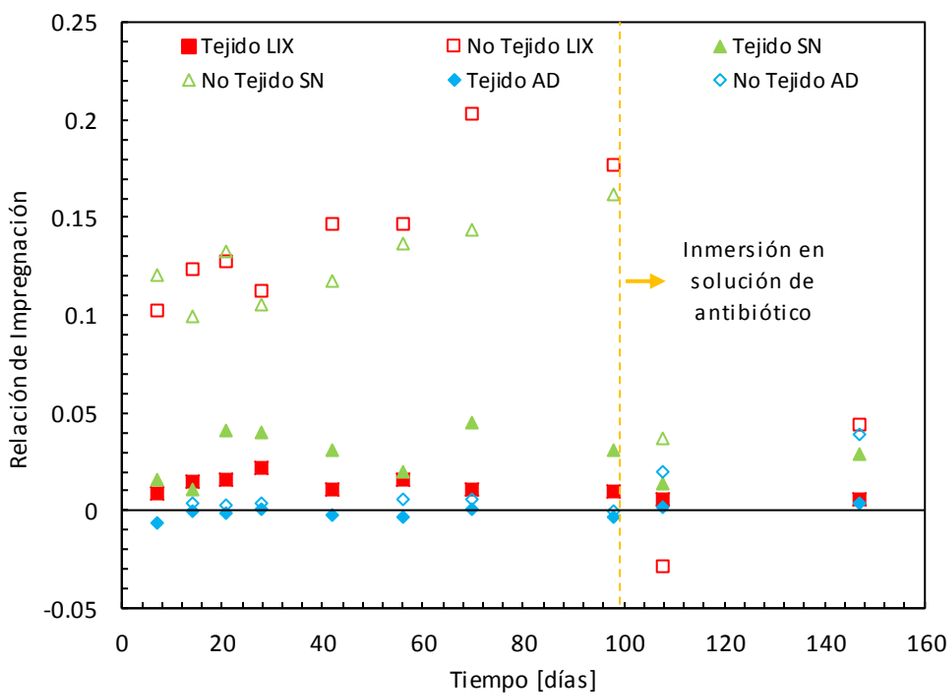
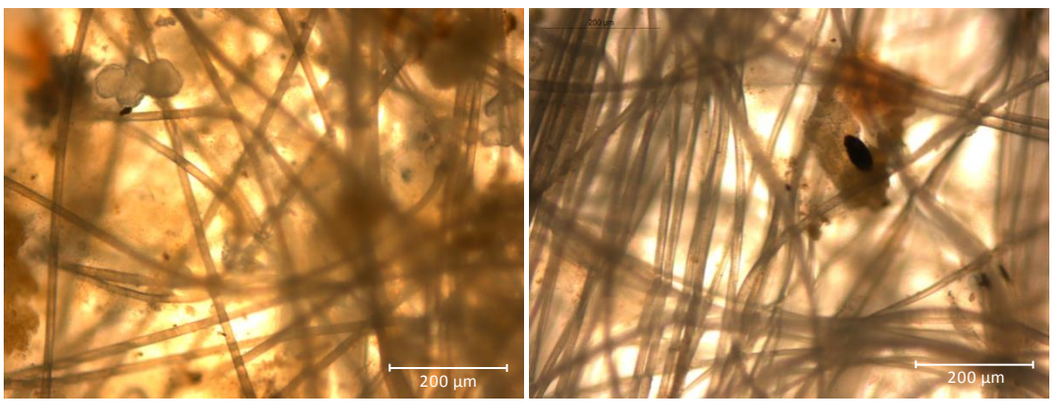


Figura 4. Variación de la relación de impregnación con el tiempo para geotextiles tejidos y no tejidos inmersos en agua destilada, lixiviado natural, solución de nutrientes y de antibiótico.

Como se indicó previamente, los cambios en las propiedades químicas del lixiviado y la solución de nutrientes debido a la actividad biológica fueron monitoreados mediante la medición del pH y la demanda química de oxígeno de los fluidos. Se espera una variación en ambos parámetros para los diferentes fluidos debido al consumo de oxígeno generado por el crecimiento bacteriano. Las figuras 6 y 7 muestran la variación del pH y la DQO con el tiempo durante el período de ensayo. La figura 6 presenta una tendencia general para el pH de lixiviado y solución de nutrientes, la cual muestra que a medida que pasa el tiempo los valores tienden a un pH neutro o ligeramente básico, cercano a 8. Es importante resaltar que el crecimiento biológico no fue el mismo, o constante, para todos los recipientes que contenían lixiviado natural o solución de nutrientes. Esta observación se ve respaldada por la diferencia en los valores de pH medidos el mismo día para los diferentes recipientes. En la figura 7 se observa que los valores de DQO del lixiviado natural aumentan a medida que pasa el tiempo, mientras que, para la solución de nutrientes, la DQO decrece hasta el día 71, y luego incrementa hasta alcanzar valores similares a los obtenidos al inicio. Esta tendencia se debe a que las muestras utilizadas para realizar el análisis fueron

muestras compensadas formadas por muestras tomadas de diferentes recipientes, y como fue mencionado, el desarrollo microbiológico no fue similar en todos, especialmente para los que contuvieron solución de nutrientes.



(a) (b)

Figura 5. Imágenes de microscopía óptica: (a) geotextil no tejido inmerso en solución de nutrientes durante 56 días, (b) geotextil no tejido inmerso en solución de antibiótico durante 49 días.

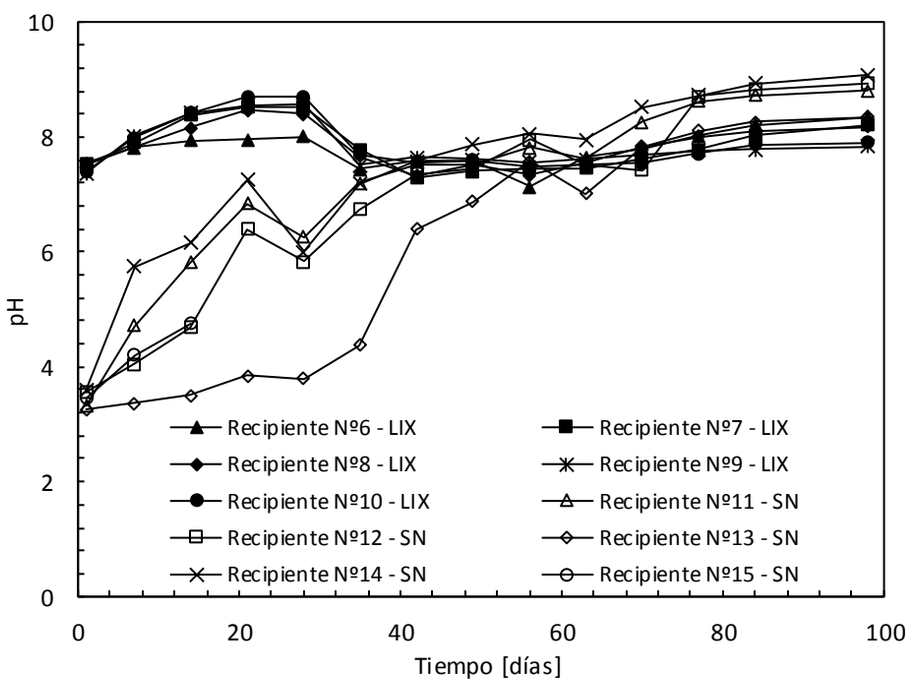


Figura 6. Variación de pH en función del tiempo.

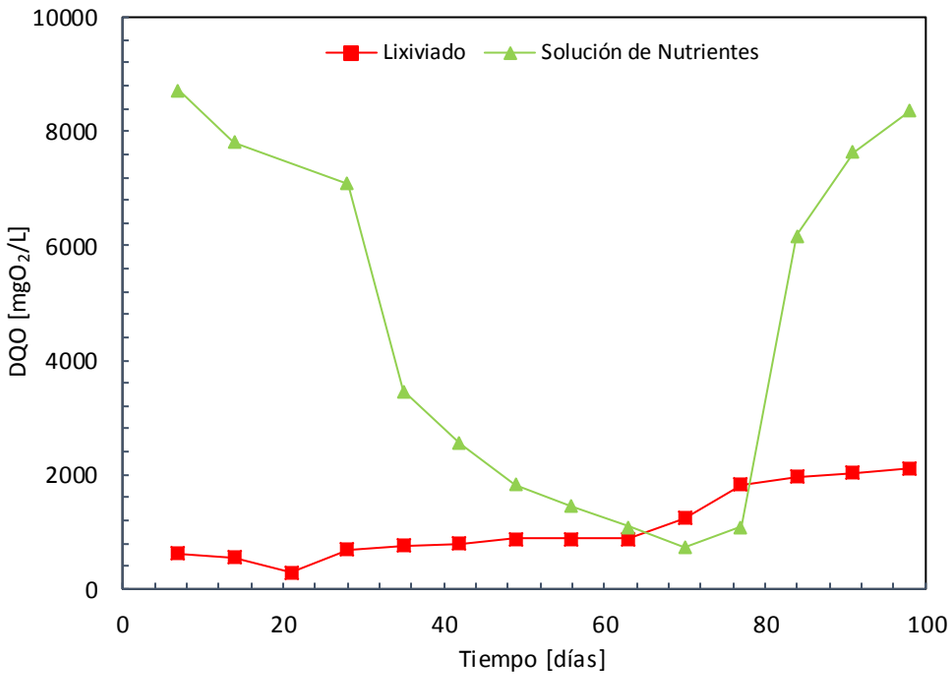
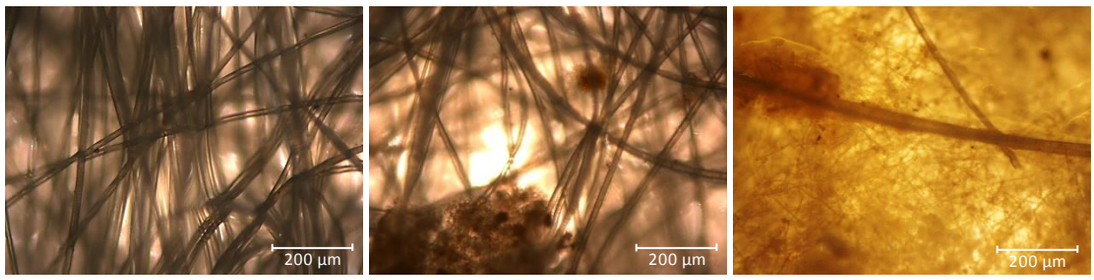


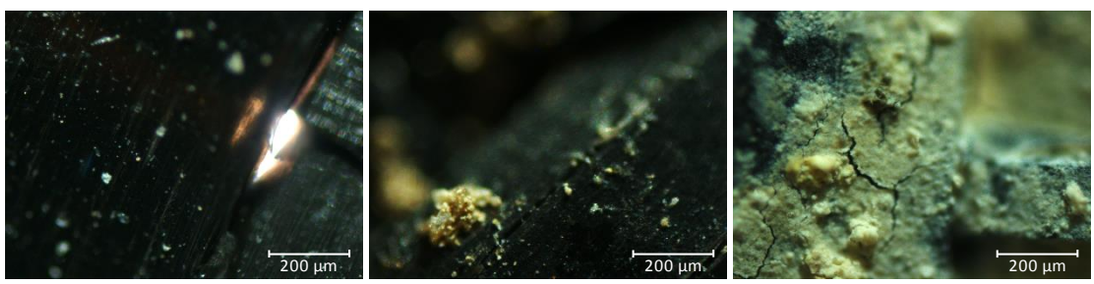
Figura 7. Variación de la demanda química de oxígeno en función del tiempo.

Las tendencias mencionadas son justificadas de manera cualitativa a través del análisis de las imágenes obtenidas por microscopía óptica. En la figura 8 se observan imágenes de geotextiles tejidos y no tejidos en estado húmedo y seco, inmersos en agua destilada, lixiviado natural y solución de nutrientes tomadas luego de 21 días de inmersión. Las figuras 8 (a), (b) y (c) son imágenes de geotextiles no tejidos inmersos en agua destilada, lixiviado natural y solución de nutrientes respectivamente en estado húmedo. Puede observarse un claro contraste entre el crecimiento microbiológico para los tres diferentes fluidos. Las fibras de los geotextiles inmersos en agua destilada se observaron limpias, mientras que las fibras de los inmersos en lixiviado natural y solución de nutrientes se encontraban cubiertas por biofilms. El análisis de la totalidad de las imágenes obtenidas durante el período de ensayo permitió determinar que, para los geotextiles no tejidos, los microorganismos comenzaron por adherirse a las fibras individuales y luego formaron el biofilm sobre la superficie del material. Las figuras 9 (a), (b) y (c) son imágenes de un geotextil tejido inmerso en agua destilada, lixiviado natural y solución de nutrientes en estado seco, respectivamente. La misma diferencia en crecimiento microbiológico puede observarse con este tipo de geotextil, sin embargo, en este caso los microrganismos primero se desarrollaron entre los cruces perpendiculares de las fibras y luego formaron un biofilm sobre la superficie del espécimen. Para ambos tipos de geotextiles, es evidente un incremento en la presencia de microorganismos con el tiempo.



(a) (b) (c)

Figura 8. Imágenes de microscopio luego de 21 días de inmersión, (a) GNT inmerso en AD (estado húmedo), (b) GNT inmerso en LIX (estado húmedo), (c) GNT inmerso en SN (estado húmedo)



(a) (b) (c)

Figura 9. Imágenes de microscopio luego de 21 días de inmersión, (a) GT inmerso en AD (estado seco), (b) GT inmerso en LIX (estado seco), (c) GT inmerso en SN (estado seco)

4.2 *Conductividad Hidráulica*

La figura 10 muestra la variación de conductividad hidráulica en el tiempo para geotextiles tejidos y no tejidos inmersos en agua destilada, lixiviado natural y solución de nutrientes hasta los 98 días y sumergidos en solución de antibióticos de manera posterior a ese momento.
Independientemente del tipo de geotextil considerado, los resultados muestran una tendencia de disminución de la conductividad hidráulica en el tiempo, demostrando que los mecanismos de obstrucción biológica afectan el rendimiento hidráulico de los geotextiles. Además, la disminución de la conductividad hidráulica de los geotextiles tejidos es más significativo que el de los no tejidos debido a que poseen una menor apertura de poros; es decir, aunque la masa de biofilm desarrollada es menor, las consecuencias son mayores ya que una menor masa fue suficiente para obstruir los poros y afectar de manera importante la tasa de flujo.
Luego de la inmersión en solución de antibiótico, los valores de conductividad hidráulica obtenidos para ambos tipos de geotextiles aumentaron, es decir, se recuperó aproximadamente el valor del parámetro determinado inicialmente; lo que sugiere efectividad en la utilización de antibióticos para controlar el desarrollo de biofilms.
No todos los valores obtenidos correspondientes al día 98 de inmersión obedecieron la tendencia general observada debido a que, como ya se mencionó, la actividad biológica en los diferentes recipientes no fue la misma, resultando en especímenes de geotextiles que se vieron menos afectados por la obstrucción biológica y valores más altos de conductividad hidráulica. Esta observación es justificada mediante las imágenes obtenidas por microscopía. La figura 11 (a) consiste en la imagen de un geotextil tejido inmerso durante 98 días en solución de nutrientes y la (b) muestra un geotextil no tejido inmerso el mismo periodo de tiempo en lixiviado natural. Aunque se observó desarrollo de colonias de microorganismos, el nivel de desarrollo no fue el esperado en comparación con las imágenes observadas para menos días de inmersión (figuras 8 y 9).

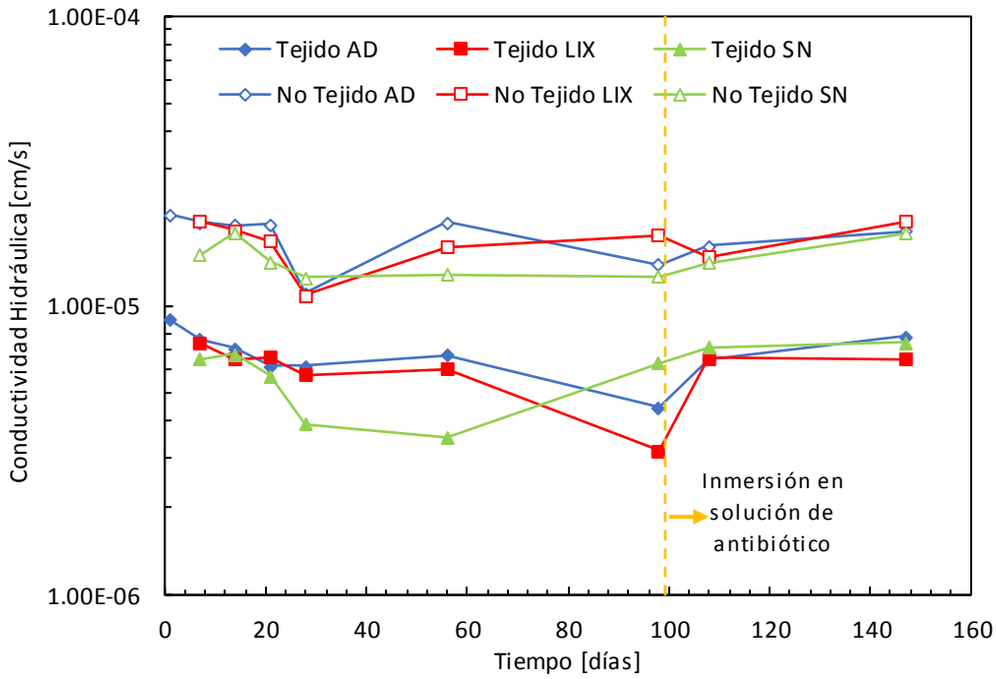
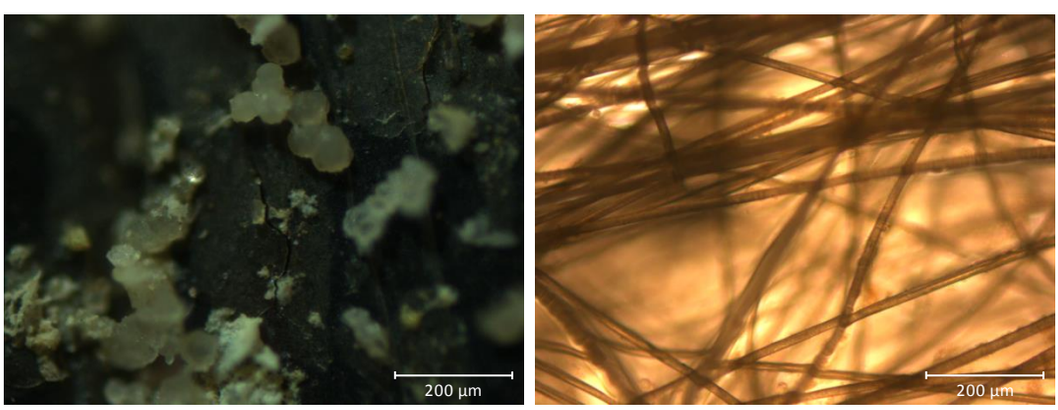


Figura 10. Variación de la conductividad hidráulica en el tiempo para geotextiles tejidos y no tejidos inmersos en agua destilada, lixiviado natural, solución de nutrientes y de antibiótico.



(a) (b)

Figura 11. Imágenes de microscopía óptica: (a) geotextil tejido inmerso en solución de nutrientes por 98 días, (b) geotextil no tejido inmerso en lixiviado por 98 días.

En la figura 12 se muestran los valores de conductividad hidráulica normalizada para especímenes de geotextil sumergidos en agua destilada, lixiviado natural, solución de nutrientes y solución de antibióticos. Los valores de conductividad fueron normalizados tomando como referencia el valor del parámetro obtenido luego de ensayar especímenes de cada tipo de geotextil luego de un día de inmersión en agua destilada. Durante las dos primeras semanas, los cambios en el coeficiente entre los fluidos no fueron significativos, indicación de que los mecanismos de obstrucción biológica comenzaron a afectar el comportamiento hidráulico de los materiales luego de transcurridos aproximadamente 14 días. La tendencia general observada es similar a la de la figura 10. Se calculó el máximo porcentaje de cambio

para el coeficiente de conductividad normalizada para los geotextiles inmersos en lixiviado natural, debido a que es el fluido encontrado en campo. Los geotextiles no tejidos sufrieron un decrecimiento del 44,3%, mientras que los tejidos uno del 57,5%.
Luego de la inmersión en solución de antibiótico, los valores obtenidos del coeficiente aumentan significativamente y se aproximan a valores que varían dentro del rango 0,7-1, que indican que la conductividad hidráulica de los geotextiles afectados por obstrucción biológica se ven recuperados gracias al efecto bacteriostático y fungicida de la solución de antibiótico, aunque la recuperación puede no resultar total debido a que luego de la acción de los agentes bacterianos quedan residuos sólidos de los biofilms y microorganismos desactivados. Se calculó nuevamente el máximo porcentaje de cambio para el coeficiente de conductividad normalizada para los geotextiles inmersos en lixiviado natural luego de haber sido inmersos en la solución de antibiótico y se encontró que para geotextiles no tejidos se obtuvo un cambio del 44,1% y para los tejidos de 51,8%, igualando de manera aproximada el cambio generado por la obstrucción biológica.

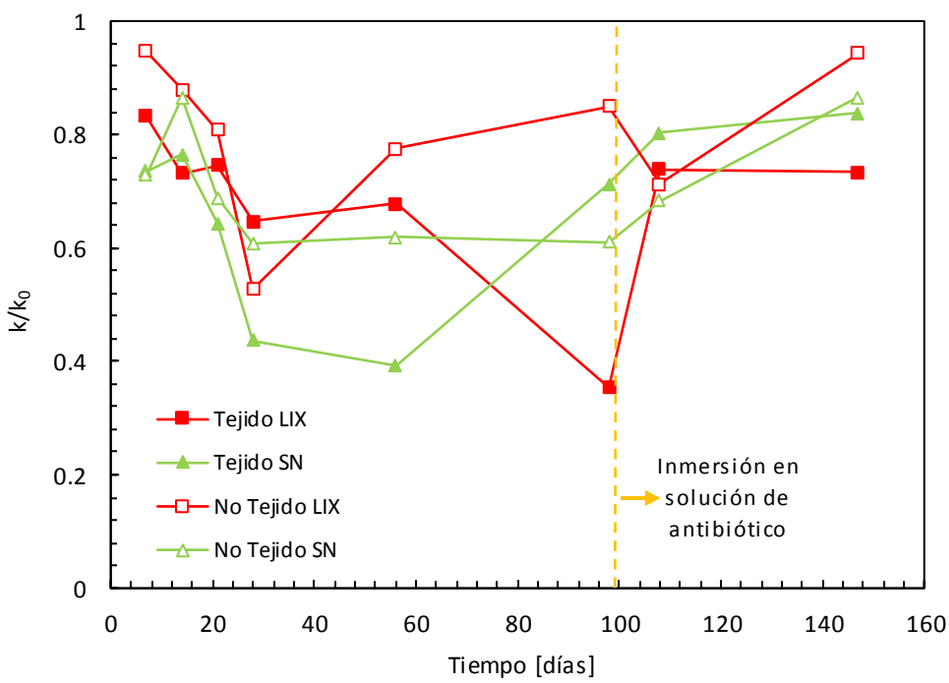


Figura 12. Variación del coeficiente de conductividad hidráulica normalizado en el tiempo para geotextiles tejidos y no tejidos inmersos en lixiviado, solución de nutrientes y antibióticos.

5 CONCLUSIONES

En este trabajo se analizaron los efectos de los mecanismos de obstrucción biológica en materiales geotextiles utilizados para la construcción de capas de filtro y drenaje en sistemas de barrera de rellenos sanitarios, se exploró la posibilidad de controlar el desarrollo de biofilms mediante la inoculación de antibióticos. Para lograr los objetivos se realizaron ensayos desarrollo microbiológico, de conductividad hidráulica y de relación de impregnación. Se llevó a cabo un análisis físico-químico del lixiviado natural y la solución de nutrientes para determinar cambios en el pH o demanda química de oxigeno de los diferentes fluidos. Además, se observaron los especímenes de geotextil por medio de microscopia óptica

para entender y evaluar la magnitud de obstrucción biológica. Las principales conclusiones que se alcanzaron se pueden resumir como sigue:

- La relación de impregnación para ambos tipos de geotextil incrementó con el tiempo para aquellos sumergidos en lixiviado natural y solución de nutrientes. Sin embargo, los valores fueron mayores para geotextiles no tejidos.
- Debido a la formación de biofilms en los geotextiles inmersos en lixiviado natural y solución de nutrientes, la abertura de poros de los materiales disminuyó, lo que resulto en un decrecimiento de la conductividad hidráulica.
- Los mayores cambios en la conductividad hidráulica se dieron en los geotextiles tejidos a pesar que inicialmente se los esperaba en los geotextiles no tejidos debido a los mayores cambios observados en la relación de impregnación. Esto se debe a que la apertura de los poros y espacio poral de los geotextiles tejidos es menor, en consecuencia, un pequeño desarrollo de biofilm implica consecuencias importantes.
- De la inspección de imágenes de microscopía se determinó que, en el caso de los geotextiles tejidos, el desarrollo de biofilms comenzó en los puntos de cruce entre fibras, para luego extenderse alrededor de las mismas.
- La inoculación de antibióticos en los geotextiles mediante la inmersión de los mismos en una solución de gentamicina, cloranfenicol y nistatina probó ser efectiva en la detención del crecimiento de microorganismos, comportamiento reflejado en una disminución de la relación de impregnación y aumento de la conductividad hidráulica de los geotextiles luego de ser inmersos en la solución mencionada.

De los resultados obtenidos y el análisis realizado en este trabajo, es evidente que la obstrucción biológica es un fenómeno clave que debe comenzar a ser considerado en el diseño de las capas de filtro y drenaje que forman parte del sistema de barrera de los rellenos sanitarios. Omitir este factor podría llevar a una acumulación de lixiviado mayor a la permitida por el criterio de diseño, resultando en el malfuncionamiento del sistema de barreras, favoreciendo mayores pérdidas de lixiviados a través de las mismas, pudiendo incluso afectar el desempeño mecánico de las barreras laterales, afectando a la estabilidad de las mismas y a la estabilidad de la masa de residuos dentro de las celdas.

6 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la empresa CORIPA por proveer las muestras de los materiales geosintéticos estudiados en esta investigación y a CORMECOR S.A. por proveer las muestras de lixiviados. Estas investigaciones fueron financiadas parcialmente mediante subsidios de investigación otorgados por CONICET, ANPCyT – FONCYT y Secretaría de Ciencia y Técnica de la Universidad Nacional de Córdoba (SECyT – UNC). Julieta de Goycoechea agradece a CONICET por la beca interna doctoral.

7 BIBLIOGRAFIA

[1] Rowe K.R. (2011). Systems engineering: the design and operation of municipal solid waste landfills to minimize contamination of groundwater. Geosynthetics International Vol. 18, No. 6: 391-404.

[2] Cristopher R. B, y Fischer R. G., (1992). Geotextiles Filtration Principles, Practices and Problems. Geotextiles and Geomembranes 11, pp. 337-353.

[3] Koerner R.M, T.-Y. Soong, (1999). Leachate in landfills: the stability issues. Geotextiles and Geomembranes 18 pp. 293-309.

[4] Reynolds, R.T., (1991). Geotechnical field techniques used in monitoring slope stability at a landfill, Sorum, G. (Ed.), Proc. Field Measurements in Geotechnics, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 883-891.
[5] Byrne, R.J., Kendall, J., Brown, S., (1992). Cause and mechanism of failure of Kettleman Hills landfill. In: Proc. ASCE Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments II, ASCE, pp. 1-23.
[6] Kenter, R.J., Schmucker, B.O., Miller, K.R., (1997). The Rumpke landslide. Waste Age, March, pp. 14-20.
[7] Colmanetti P. J. y Palmeira M. E., (2002). A study on geotextile-leachate interaction in large laboratory tests. 7th ICG, Nice, France, Vol. 2, pp. 749-752.
[8] Koerner M. R. y Koerner R. G., (2015). Lessons learned from geotextile filter failures under challenging field conditions. Geotextiles and Geomembranes 43, pp. 272-281.
[9] Giroud J.P., Zornberg J.G., y Zhao A., (2000). Hydraulic Design of Geosynthetic and Granular Liquid Collection Layers, Geosynthetics International, Special Issue on Liquid Collection Systems, Vol. 7, Nos. 4-6, pp. 285-380.
[10] Koerner M. R. y Koerner R. G., (1992). Leachate Flow Rate Behavior through Geotextile and Soil Filters and Possible Remediation Methods. Geotextiles and Geomembranes 11, pp. 401-430.
[11] Koerner, R.M., (2012). Designing with Geosynthetics, sixth ed. Xlibris Publishing Co., Indianapolis, IN. 914 pp.
[12] Luettich M. S., Giroud J. P. y Bachus C. R., (1992). Geotextile Filter Design Guide. Geotextiles and Geomembranes 11, pp. 355-370.
[13] Calhoun, C.C. (1972). Development of design criteria and acceptance of specifications for plastic filter cloth. Technical Report 5-72-7, US Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
[14] Schober, W. y Teindk H. (1979). Filter criteria for geotextiles. In Proceedings of the Seventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Vol. 2. pp. 123-9.
[15] Wates, J. A. (1980). Filtration, an application of a statistical approach to filter sand filter fabrics. In Proceedings of the Seventh Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 433--40.
[16] Carroll, R. G. (1983). Geotextile filter criteria. Transportation Research Record, 916, pp. 46-53.
[17] Christopher, B. R. y Holtz, R. D. (1989), Geotextile construction and design guidelines. HI-89-050, prepared for Federal Highway Administration, Washington, DC.
[18] Giroud, J. P. (1982). Filter criteria for geotextiles. In Proceedings of the Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, Nevada, Vol. I. Industrial Fabrics Association International, St Paul, MN, pp. 103-8.
[19] French Committee of Geotextiles and Geomembranes (1986). Recommendations for the Use of Geotextiles in Drainage and Filtration Systems. Institut Textile de France, Boulogne-Billancourt, France.
[20] U.S. Corps of Engineers (1977). “Civil works construction specification for plastic filter fabric”. CW 00215, Washington, DC, USA.
[21] AASHTO (1986). “Geotextile specifications prepared by joint committee of AASHTO-AGC-ARTBA Task Force 25, Washington, DC, USA.

[22] Zitscher, F.F. (1974). "Recommendations for the use of plastics in soil and hydraulic engineering". Die Bautechnik, Vol. 52, No. 12, pp. 397-402.
[23] Ogink, H.J.M. (1975). "Investigations on the hydraulic characteristics of synthetic fabrics". Delft Hydraulics Laboratory, Publication No. 146, Delft, The Netherlands.
[24] Sweetland, D.B. (1977). "The performance of non woven fabrics as drainage screens in subdrains. MSc. Thesis, University of Strathclyde, Scotland, UK.
[25] Millar, P.J., Ho, K.W. y Turnbull, H.R. (1980). "A study of filter fabrics for geotechnical applications in New Zealand". Ministry of Works and Development, Central Laboratories Report No. 2-80/5.
[26] Rankilor, P.R. (1980). "Membranes in ground engineering". Wiley, p. 377.
[27] Mlynarek, J. (1985). "Designing geotextiles as protective filters". Proceedings of the 21st IAHR Congress, Melbourne, Australia, pp. 154-158.
[28] Mlynarek, J., Lafleur, J. y Lewandowski, J.B. (1990). "Field study on long term geotextile filter performance". Proceedings of the 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, The Netherlands, Vol. 1, pp. 259-262.
[29] Lawson, C. (1986). "Geotextile filter criteria for tropical residual soils". Proceedings of the 3rd International Conference on Geotextiles, Vienna, Austria, Vol. 2, pp. 557-562.
[30] John, N.W.M. (1987). "Geotextiles". Blackie and Son Ltd, Glasgow, UK, p. 347.
[31] Fischer, G.R., Holtz, R.D. y Christopher, B.R. (1996). "Evaluating geotextile pore structure". Recent Developments in Geotextile Filters and Prefabricated Drainage Geocomposites, S.S. Bhatia and L.D. Suits Eds., American Society for Testing and Materials, ASTM STP 1281, pp.3-18.
[32] Canadian Geotechnical Society (1992). "Canadian foundation engineering manual". 3rd Edition, Canadian Geotechnical Society, Richmond, B.C., Canada.
[33] Ontario Ministry of Transportation (1992). "Guidelines for the design and quality control of geotextiles". Draft Engineering Material Report, Engineering Materials Office, Soils and Aggregate Section, Ministry of Transportation, Ontario, Downsview, Canada, p. 44.
[34] Murray, R.T. y McGown, A. (1992). "Ground engineering applications of fin drains for highways". TRL Application Guide No. 20, UK.
[35] Fannin, R.J., Vaid, Y.P. y Shi, Y.C. (1994). "Filtration behaviour of nonwoven geotextiles". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, pp. 555-563.
[36] Bhatia, S.K. y Huang, Q. (1995). "Geotextile filters for internally stable/unstable soils. Geosynthetics International, Vol. 2, No. 3, pp.537-565.
[37] Lafleur, J. (1999). "Selection of geotextiles to filter broadly graded cohesionless soils". Geotextiles and Geomembranes, Vol. 17, Nos. 5-6, pp. 299-312.
[38] Giroud, J.P., Gross, B.A., and Darasse, J., (1992). Flow in Leachate Collection Layers, Steady-State Condition. GeoSyntec Consultants Report, 62 p.
[39] Morcai, N. (2010). Geotextile filter: design; characterization and factors affecting clogging and blinding limit states. Proceedings, 9th International Conference on Geosynthetics, Guaruja, Brazil, May 23-27, 2010, p. 23.
[40] Palmeira E.M, Fannin R.J. (2002). "Soil-geotextile compatibility in filtration". Geosynthetics - 7 ICG - Delmas, Gourc & Girard. p. 853-870.
[41] Mitchell K.J., Hon.M. y Santamarina C.J. (2005). Biological Considerations in Geotechnical Engineering. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 131: 1222-1233.

[42] Koerner G.R. y Koerner R.M. (1990). Biological activity and potential remediation involving geotextile landfill leachate filters. ASTM STP 1081, R.M. Koerner Ed., Philadelphia, PA, USA.
[43] Palmeira M.E. y Gardoni G.M. (2000). Geotextiles in Filtration: a state of the art review and remaining challenges. Int. Symp. on Geosynthetics – GeoEng, Melbourne, Australia, M. Bouazza Editor: 85-111.
[44] Palmeira M. E., Remigio F.N., Ramos L.G, Bernardes S.R., (2008): A study on biological clogging of nonwoven geotextiles under leachate flow. Geotextiles and Geomembranes. Vol. 26: 205–219.
[45] Fannin R.J, (2010). "On the clogging of geotextile filters". 9th International Conference on Geosynthetics, Brazil. p. 401-412.
[46] ASTM, Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken, PA, (2019).
[47] Glatstein D.A. y Francisca F.M. (2014). Hydraulic conductivity of compacted soils controlled by microbial activity. Environmental Technology.

Resultados experimentales y simulaciones numéricas para el geo-almacenamiento de dióxido de carbono

J.C. Barría, R. Guerreiro, S. Orlandi, D. Manzanal,

juancruzbarria@gmail.com; ricguerr@gmail.com; sandra.orlandi@gmail.com; diego.manzanal@gmail.com
Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco

Jean-Michel Pereira

Jean-michel.pereira@enpc.fr
Navier, École des Ponts ParisTech, Univ Gustave Eiffel, CNRS,

RESUMEN: El geo-almacenamiento de dióxido de carbono lleva años implementándose. Nuevas tecnologías nos permiten almacenar de forma más eficiente mayores cantidades de CO_2 en reservorios geológicos. El almacenamiento geológico requiere que la protección anular de cemento alrededor del pozo de perforación garantice la aislación entre formaciones y la protección del casing de acero. La carbonatación supercrítica en el contexto del almacenamiento puede perjudicar el rendimiento del cemento, modificando sus propiedades químicas y mecánicas. Esto puede generar filtraciones de CO_2 a través de la degradación química del material e incluso comprometer la integridad mecánica del pozo debido a la lixiviación de los componentes resistentes del cemento. Para comprender este comportamiento y sus características, muestras de cemento fueron sometidas a una carbonatación supercrítica, representativas de las condiciones de pozos en reservorios geológicos. Ensayos de resistencia mecánica y estudios de la microestructura fueron realizados. Los parámetros obtenidos del proceso de carbonatación fueron luego utilizados en un modelo químico-hidro-mecánico acoplado implementado en un código de elementos finitos. En este trabajo presentaremos los resultados obtenidos de la simulación en las muestras experimentales.

RESUMEN: O geo-armazenamento do dióxido de carbono foi implementado há anos. Novas tecnologias nos permitem armazenar de forma mais eficiente maiores quantidades de CO_2 em reservatórios geológicos. O armazenamento geológico requer proteção anular em cimento ao redor do furo para garantir o isolamento entre as formações e a proteção da carcaça de aço. A carbonação supercrítica no contexto da armazenagem pode prejudicar o desempenho do cimento modificando suas propriedades químicas e mecânicas. Isto pode levar ao vazamento de CO_2 através da degradação química do material e até comprometer a integridade mecânica do poço devido à lixiviação dos componentes de resistência do cimento. Para entender este comportamento e suas características, amostras de cimento foram submetidas a carbonatação supercrítica, representativa das condições de poços em reservatórios geológicos. Foram realizados testes de resistência mecânica e estudos de microestrutura. Os parâmetros obtidos do processo de carbonatação foram então utilizados em um modelo químico-poromecânico

acoplado implementado em um código de elementos finitos. Neste artigo apresentaremos os resultados obtidos a partir da simulação nas amostras experimentais.

Palabras clave: ALMACENAMIENTO DE CO_2 - RESERVORIOS GEOLÓGICOS – SIMULACIÓN NUMÉRICA – PASTA DE CEMENTO - CARBONATACIÓN SUPERCRÍTICA

1 INTRODUCCIÓN

La contaminación en el medio ambiente ha aumentado considerablemente en los últimos 100 años, sobre todo en los países más desarrollados. A pesar de que estos países desarrollados han tratado de disminuir su contaminación por CO_2, las emisiones mundiales de CO_2 aumentan a un ritmo considerable [1]. El aumento de la demanda de energía se debe crecimiento económico en el mundo que provoca un aumento de las emisiones de dióxido de carbono (CO_2). Una forma de reducir la contaminación atmosférica generada por estas emisiones es desviar el flujo de CO_2 hacia los depósitos apropiados, que pueden almacenar una gran cantidad de este gas.

El concepto de almacenamiento de CO_2 está cobrando importancia en todo el mundo y ofrece una solución importante para reducir las emisiones de CO_2 a la atmósfera [2]. En la actualidad, la cantidad de sumideros de CO_2 puede aumentarse mediante varios métodos [3] [4]. Uno de estos métodos se basa en el almacenamiento geológico de CO_2 [5], mediante el cual se pueden almacenar millones de m^3 de CO_2 [6], [7]. Junto con otras formas importantes de almacenamiento de CO_2 [8], se pueden utilizar los yacimientos petrolíferos cuya vida útil de extracción ha finalizado, previendo un futuro uso para la inyección de CO_2 en yacimientos geológicos profundos de donde, en general, proceden sus materias primas (por ejemplo, la extracción de petróleo y gas). Una de las ventajas de esta alternativa es que existe un gran conocimiento sobre las inyecciones de CO_2 debido a la técnica de recuperación mejorada de petróleo (EOR) utilizada para la extracción de petróleo. El CO_2 capturado de las centrales eléctricas o cementeras puede utilizarse como fluido de inyección y al mismo tiempo puede ser almacenado, aunque hay que tener en cuenta su viabilidad técnico-económica [9].

El yacimiento requiere una capacidad suficiente y una alta porosidad que permita una buena inyectividad y una roca de cobertura con una permeabilidad muy baja para evitar la fuga de CO_2 a través de ella. La forma de inyectar CO_2 en un yacimiento geológico consiste en perforar hasta la profundidad deseada e inyectarlo a presión. Sin embargo, esta tarea requiere que el pozo de inyección sea estable y seguro. En la práctica, se coloca una tubería de acero perfectamente centrada en el pozo y luego se inyecta una lechada de cemento para protegerla de la corrosión. El cemento aísla la tubería de revestimiento de los fluidos dañinos de la formación y mantiene la integridad estructural del pozo. El cemento requiere un pH elevado para mantenerse en equilibrio químico, y las condiciones de los yacimientos geológicos con CO_2 crean un entorno ácido que es corrosivo para el cemento.

Entonces, la pasta de cemento endurecida estará en contacto con la formación rocosa (yacimiento y cubierta), los fluidos de la formación geológica y los gases inyectados. La interfase roca-cemento estará sometida a lo largo del proceso de inyección y a la acumulación del gas inyectado en el yacimiento a alta temperatura y alta presión en su vida útil, por lo que se debe mantener la integridad del pozo frente al ataque del CO_2 supercrítico ($scCO_2$) al cemento. Durante la perforación, la zona cercana al pozo se daña y las fallas/fracturas en la roca de cubierta podrían proporcionar vías de fuga de $scCO_2$ hacia ambientes superiores, por lo que es imprescindible evitar el escape de estos gases a través de las vías preferentes.

En principio, el cemento debe satisfacer ciertas condiciones para ser utilizado en los pozos. Sin embargo, los cementos comunes no modificados no pueden soportar el avance del CO_2 sobre los productos de

cemento hidratados [10], donde se producen reacciones químicas que producen grietas y potenciales vías de escape de CO_2 hacia la superficie u otras formaciones [11].
El proceso de carbonatación comienza cuando el cemento se introduce en un medio ácido de CO_2. Una vez inyectado el CO_2, su concentración dependerá de la presión y la temperatura. A temperaturas y presiones superiores a 32°C y 8 MPa, el CO_2 se encuentra en estado supercrítico, por lo que tiene una densidad como la de un líquido y la viscosidad de un gas. Estas condiciones pueden potenciar las reacciones químicas en el proceso de carbonatación.
El primer paso en la carbonatación del cemento es la disolución del CO_2 en el agua, que produce ácido carbónico. Cuando se inyecta en un yacimiento geológico, el CO_2 se disuelve primero en la fase acuosa, generando ácido carbónico y reduciendo el pH de la fase. Este ácido carbónico (H_2CO_3) puede disociarse en iones carbonato (CO_3^{2-}) y bicarbonato (HCO_3^-) en la solución de los poros.

$$CO_2 + H_2O \leftrightarrow H_2CO_3 \leftrightarrow H^+ + HCO_3^- \leftrightarrow 2H^+ + CO_3^{2-} \qquad (2)$$

Los estudios geoquímicos de la pasta de cemento muestran que el avance del ácido carbónico a través de la pasta de cemento produce principalmente la disolución de la portlandita (CH o hidróxido de calcio - $Ca(OH)_{2(s)}$) y C-S-H (silicato de calcio hidratado), y la precipitación del carbonato de calcio ($CaCO_3$). La primera reacción de carbonatación en el cemento es la disolución del CH:

$$CH + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O \qquad (2)$$

Los tiempos característicos de las reacciones químicas son muy pequeños en relación con la lenta difusión de los iones en el fluido dentro del poro, por lo que las reacciones pueden asumirse como instantáneas [12]. Estas reacciones químicas inducen cambios en la porosidad y en la composición mineral de la fase sólida. Tras la disolución del CH, el nivel de pH se reduce significativamente, permitiendo la segunda reacción que describe la carbonatación del C-S-H.

$$CH + 1.7CO_2 \rightarrow 1.7CaCO_3 + AmSi \qquad (1)$$

La formación de sílice amorfa (*AmSi*) aumenta la porosidad y reduce la integridad estructural, mientras que la formación de $CaCO_3$ aumenta la impermeabilidad del cemento y la resistencia a la compresión. Esto es sólo temporal, ya que el $CaCO_3$ en un medio acidificado con agua en presencia de CO_2 provoca la disolución de los minerales. Esta disolución continúa hasta que se alcanza el equilibrio termodinámico [13]. Esta última reacción provoca la lixiviación del $CaCO_3$, que aumenta la porosidad, la permeabilidad y reduce la resistencia a la compresión. El resultado final de la matriz de cemento es un medio poroso de muy baja resistencia, incapaz de mantener la integridad del pozo y la capacidad de sellado.
En la actualidad, se están estudiando adiciones a la mezcla cementante para mejorar la resistencia a la exposición al CO_2, como el humo de sílice [14], las resinas epoxi [15] o el látex [16].
La nanocelulosa bacteriana es un biopolímero derivado de la bacteria Gluconatetobacter Xylinus con altas propiedades mecánicas, como un elevado módulo de Young y una gran resistencia a la tracción [17]. Además, el NCB se produce más fácilmente mediante nuevos medios de cultivo [18]. En general, estas propiedades hacen que este material pueda ser considerado como un aditivo para materiales a base de cemento [19], [20], incluso en la industria del petróleo y el gas [19], [21]. Estudios recientes han descubierto que la nanocelulosa aumenta el grado de hidratación y las propiedades mecánicas del cemento [22], [23], lo que puede mejorar el rendimiento del cemento al inhibir su agrietamiento y evitar la degradación debida a la carbonatación. Sin embargo, es necesario realizar experimentos y analizar el comportamiento del cemento para caracterizar los efectos producidos por la nanocelulosa.
Ante esta problemática, este artículo estudia mediante el uso de polímeros y nanotecnología, la matriz de alteración crítica de la interfase roca-cemento a nivel de la cubierta de la roca de reservorio y la cementación del contacto del pozo de inyección, y la consecuencia de su degradación en un contexto de almacenamiento de CO_2. El estudio tiene como objetivo presentar una caracterización preliminar de los cementos petrolíferos convencionales y de los cementos modificados con nanobiopolímeros como la Nanocelulosa bacteriana (NCB) que pueden ser utilizados como agente nucleante e inhibidor de grietas

en la industria del petróleo y del gas. También se presenta una simulación numérica de la carbonatación mediante el método de los elementos finitos con un acoplamiento quimio-hidro-mecánico. Se simula la carbonatación de una muestra de laboratorio modificada con NCB. Se estudian los efectos sobre la resistencia mecánica y la microestructura del cemento, mediante ensayos de resistencia a la compresión, porosimetría por intrusión de mercurio y SEM.

2 MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 *Materiales*

El cemento para pozos petrolíferos de clase G fue suministrado por Petroquímica Comodoro Rivadavia S.A. El clinker y el sulfato de calcio se dosificaron para obtener un grado de alta resistencia a los sulfatos para satisfacer los requisitos químicos de la norma 10A del American Petroleum Institute (API) para el cemento [24]. La composición química se obtuvo por fluorescencia de rayos X (XRF) y se indica en la Tabla 1. El sistema XRF consta de un tubo generador de rayos X, colimadores, cristales y detectores de haces. La excitación de los átomos de los rayos X emite una radiación que es detectada por el equipo, cuantificando así la composición química del cemento.

Tabla 1. Composición química del cemento

Composition	CaO	SiO_2	MgO	Al_2O_3	Fe_2O_3	SO_3	Total alkali eq.
(wt%)	62.39	21.23	2.22	3.84	5.07	2.40	0.64

En la mezcla se utilizó agua desionizada y un superplastificante. El aditivo superplastificante (SP) utilizado fue el aditivo reductor de agua de alto rendimiento ADVA 175 LN, de aspecto líquido y de densidad 1,06 g/cm^3. Se trata de un aditivo con características similares a las de un policarboxilato [25].
La nanocelulosa bacteriana (NCB) es una membrana que tiene diámetros de fibra comprendidos entre 20 y 50 nm y longitudes de 1 µm. La nanocelulosa tiene una estructura molecular repetitiva compuesta por una columna vertebral lineal de unidades de d-glucosa enlazadas β(1-4) [18], [19]. La diferencia entre la NCB y otros polímeros radica en que no posee macromoléculas libres; es una membrana formada por fibras micrométricas de espesor nanométrico.
El tratamiento de las membranas de NCB para obtener un aditivo para el cemento requiere varios pasos. Las membranas de NCB se molieron en húmedo para obtener el aditivo de NCB. A continuación, la mezcla de NCB y agua destilada se acondicionó en un baño de ultrasonidos Arcano de 6,5 L con una frecuencia de 40.000 Hz durante 30 minutos. Este procedimiento rompe las fibras aglomeradas de nanocelulosa. El uso de la técnica de ultrasonidos mejora las propiedades mecánicas de la mezcla al dispersar la nanocelulosa y generar una pasta más homogénea [26]. La proporción de NCB se determinó pesando tres muestras representativas del aditivo antes y después de colocar las muestras dentro de un horno durante 24 horas. Se evaporó el agua libre y la cantidad media de NCB obtenida fue de aproximadamente 0,46%. Después, la mezcla de NCB y agua destilada se colocó en el mezclador de alta velocidad según el porcentaje de adición de NCB. Se añadió agua de destilación adicional con SP para obtener la relación agua/cemento deseada.

2.2 *Preparación de las muestras*

Las muestras se prepararon de acuerdo con la norma 10A del American Petroleum Institute, con una relación agua/cemento de 0,44. Se prepararon 3 tipos de mezclas: cemento Portland sin adiciones (CEM I), cemento con la adición de 0,05% de NCB (NCB05) y cemento con la adición de 0,15% de NCB (NCB15). La lechada se vertió en moldes cilíndricos de 38 mm de diámetro y 76 mm de altura y se compactó 27 veces en dos capas con una varilla de pudding. Las muestras se curaron durante 24 horas en una cámara

a 20 °C y luego se desmoldaron. Tras el desmolde, se mantuvieron bajo agua saturada de cal durante 28 días. Estas condiciones permitieron una buena hidratación del cemento, ya que la alta concentración de iones de calcio en la solución de los poros no permite la lixiviación del Ca^{2+} del CH o del C-S-H durante la etapa de hidratación.

2.3 *Carbonatación*

Las muestras se pesaron, se midieron y se colocaron dentro de una celda de titanio. Tras sellar la celda, se conectó a la línea de CO_2 a presión y se llenó (5 MPa aproximadamente). Se encendió la bomba y se siguió inyectando CO_2 hasta 8 MPa. Una vez alcanzada esta presión, aumentamos la temperatura a 90 °C dentro de la célula. El aumento de la temperatura hace que la presión del CO_2 aumente, por lo que se controló la presión mediante la válvula de alivio hasta que se alcanzaron los 20 MPa. Tanto la temperatura como la presión se midieron y controlaron durante todo el experimento.
La carbonatación se realizó a 90 °C y 20 MPa durante 120 días. Después, se disminuyó la temperatura y se bajó lentamente la presión durante una hora hasta alcanzar la presión atmosférica. Las referencias son NC para cementos no carbonatados y 120d para cementos carbonatados durante 120 días.

2.4 *Ensayos de resistencia mecánica*

El ensayo de compresión uniaxial se realizó en una máquina de ensayos de 100 kN con una velocidad de 0,5 mm/min. Durante los ensayos de compresión se controlaron el desplazamiento vertical y la fuerza aplicada. Se calcularon la resistencia a la compresión y el módulo de Young de todas las muestras. Los promedios de los valores de resistencia y módulo de Young se calcularon a partir de 3 muestras cilíndricas ensayadas.

2.5 *Estudio de la microestructura*

Para comprender mejor la distribución de los poros y la porosidad de los materiales, se realizó la porosimetría de intrusión de mercurio (MIP) en todas las muestras de cemento utilizando un Auto-pore IV de Micromeritics. Las muestras se secaron por el método de liofilización antes de obtener la porosimetría del cemento. La distribución de los poros se obtiene mediante el equilibrio de fuerzas entre los poros del cemento y la presión exterior, lo que conduce a la fórmula.

$$D \equiv \frac{4\gamma \cos(\theta)}{P} \qquad (1)$$

donde γ = tensión superficial del mercurio = 0,485 N/m, θ = ángulo de contacto del mercurio = 130°, P = presión del mercurio, D = diámetro del poro.
Se realizó un análisis de difracción de rayos X (DRX) con un difractómetro Philips 3020 utilizando radiación CuKα con un filtro de Ni (35 kV, 40 mA). El barrido se realizó entre 3° y 70° 2θ, con un paso de 0,04° y un tiempo de conteo de 2 s/paso. No se utilizó ningún monocromador y las aperturas fueron de 1° para la divergencia, 0,2° para la recepción y 1° para la dispersión. La identificación de las fases minerales del material se realizó con el programa X'Pert High Score. Para la identificación y cuantificación se siguieron los procedimientos descritos por Moore y Reynolds [27], mientras que la cuantificación se basó en el trabajo de Biscaye [28].

Para la microscopía electrónica de barrido (SEM), se utilizó un microscopio FE-SEM Σ. También dispone de detectores de electrones secundarios y retrodispersados que permiten recoger simultáneamente información topográfica y de contraste químico. El sistema óptico conjunto permite vistas con aumentos de 12 X a 500.000 X. El voltaje de aceleración puede variarse entre 0,1 kV y 30 kV en pasos de 100 V. Las muestras de SEM se metalizaron con cromo para hacerlas conductoras y se colocaron al vacío. La

resolución máxima de las imágenes es de 3072×2304 píxeles a 24 bits, y pueden presentarse en cuadros múltiples, lo que permite el registro simultáneo de imágenes adquiridas con diferentes detectores.

3 RESULTADOS EXPERIMENTALES

3.1 *Carbonatación*

La tabla 2 muestra las densidades de los distintos tipos de cementos carbonatados. El CEM I aumenta su densidad aparente inicial de 1,99 g/cm^3 en un 2,5% a los 120 días. El NCB05 fue el más ligero en comparación con los otros dos tipos de cemento con 1,93 g/cm^3, y mostró un aumento de su densidad en un 2%. El NCB15 tuvo 1,97 g/cm^3 inicialmente, y mostró un aumento del 3,6%.

Tabla 2. Densidades de muestras carbonatadas

Muestras	ρ inicial [g/cm^3]	ρ carbo. [g/cm^3]
CEM I	1.99	2.04
BNC05	1.93	1.97
BNC15	1.97	2.04

3.2 *Resistencia mecánica*

La Tabla 3 muestra las resistencias a la compresión y el módulo de Young de los distintos tipos de cementos carbonatados. El CEM I tiene una resistencia de 52 MPa, mientras que el NCB05 y el NCB15 tienen 55 MPa. Los valores del módulo de Young son 25,7 GPa, 24,3 GPa y 26,3 GPa para CEM I, NCB05 y NCB15, respectivamente.
Los resultados tras 120 días de carbonatación muestran que el CEM I ha perdido un 33% de su resistencia original, mientras que la NCB ha perdido un 13% y el NCB15 un 23%. El módulo de Young sigue una tendencia similar a la de la resistencia a la compresión. El CEM I ve disminuir su módulo de Young en un 37% después de 120 días.

Tabla 3. Resistencia mecánica de los cementos estudiados

Mezcla	Sin carbonatación [MPa]		120 días de carbonatación [MPa]	
	Resistencia máxima	Módulo de Young	Resistencia máxima	Módulo de Young
CEM I	52	25,7	36	16,4
NCB05	55	24,3	48	22,1
NCB15	55	26.3	42	21

La densidad y el módulo de Young son mayores para el $CaCO_3$ que para el CH, es decir, la precipitación del $CaCO_3$ debería aumentar el rendimiento mecánico. Sin embargo, el C-S-H podría estar perdiendo su integridad al ser disuelto mientras el $CaCO_3$ se precipita, pero el $CaCO_3$ no está ligado a la matriz de cemento como lo estaba inicialmente el C-S-H. Esto puede crear una discontinuidad que disminuya las propiedades mecánicas. Este comportamiento se señala en [29], en donde la zona de precipitación de la calcita, el módulo de Young es menor que en la zona sin reaccionar. Si la carbonatación continúa, el módulo de Young disminuirá continuamente hasta alcanzar el módulo de Young del gel de sílice.
Estudios de laboratorio anteriores [7-8] demostraron que la NCB aumenta la capacidad de hidratación aún más después de 28 días de curado, principalmente debido a la capacidad hidrofílica del NCB que

permite mantener el agua dentro de la mezcla durante tiempos prolongados, permitiendo que se produzcan más reacciones químicas. Las fibras de nanocelulosa bacteriana son muy resistentes [17] y, durante la hidratación, reducen las grietas causadas durante el secado. Esta mejora podría reducir los poros más grandes y disminuir la velocidad de penetración en el cemento durante el proceso de carbonatación [21].

3.3 *Microestructura*

CEM I tiene una media del 19% de porosidad capilar, mientras que el NCB05 tiene una media del 12% y el NCB15 del 16%. Las muestras que contienen NCB muestran una reducción significativa de la porosidad en algunas partes de las muestras. El grado de penetración de la muestra viene dado por la difusión de CO_2 hacia el interior de la muestra. Esta difusión depende también de porosidad y la conexión que hay entre los poros. La nanocelulosa bacteriana en el cemento está reduciendo la porosidad y el diámetro del tamaño de los poros en algún momento durante el curado del cemento. Al reducir los poros más grandes, los parámetros de transporte se modifican y pueden reducir la transferencia de CO_2 hacia el centro de las muestras de cemento.
Todos los cementos carbonatados tienen una porosidad similar cerca del borde exterior. CEM I tiene 5%, BNC05 tiene 6% y BNC15 tiene 4%. Esto quiere decir que la precipitación de los carbonatos está saturando los poros y a la vez disminuyendo la tasa de penetración de CO_2 hacia el interior del cemento. De hecho, la porosidad es similar en los cementos carbonatados debido a que la muestra tomada para el MIP es de aproximadamente de 1 cm^3, y es probable que a esta escala no se vean diferencias entre los distintos cementos.
La Tabla 4 indica la cantidad de materiales cristalinos presentes en los cementos

Tabla 4. Cuantificación de las fases cristalinas mediante la técnica DRX

Fase Cristalina (%)	CEM I		NCB05		NCB15	
	NC	120d	NC	120d	NC	120d
Porlandita	50	5	52	10	73	1
Katoita	16	-	26	7	-	-
Yeso	-	Trazas	-	-	-	-
Brownmillerita	12	9	14	9	26	5
Tobermorita	-	-	-	-	Trazas	-
Brucita	-	-	3	-	-	-
Okenita	7	-	-	-	-	-
Calcita	15	12	5	7	-	9
Aragonita	-	73	-	67	-	85

El aumento de la cantidad de portlandita y la disminución de browmillerita en las muestras antes de la carbonatación sugieren que la BNC mejora el proceso de hidratación del cemento. Los resultados de la DRX posterior a la carbonatación en la superficie expuesta indican una carbonatación casi completa de los hidratos de cemento, tal y como se mide en los resultados del MIP. Una gran cantidad de aragonita en esta zona denota una mayor inestabilidad debido a la alta solubilidad del aragonita, lo cual puede llevar a la disolución de esta fase y a la reducción de material sólido en el borde exterior de la muestra.
La Fig. 1 muestra imágenes SEM de muestras de una muestra BNC15 carbonatada. La imagen a muestra la estructura carbonatada de la superficie del cemento. Aquí se puede observar una cristalización característica de los carbonatos de calcio, sin presencia de CH o C-S-H. Al acercarnos más en la imagen b observamos carbonatos de calcio con distinto sistema cristalino. Estos cristales tienen una forma similar a la aragonita o vaterita. Sin embargo, en los análisis DRX, sólo son visibles cristales de calcita o aragonita. La imagen c muestra las distintas zonas que son producidas debido a la carbonatación. La zona de redisolución de $CaCO_3$ es la más expuesta al ácido carbónico y es aquí donde la calcita se puede

transformar en aragonita para posteriormente disolverse en el fluido. El frente de carbonatación es una zona más densa y rica en carbonatos de calcio. La zona de disolución de CH se caracteriza por ser una zona más porosa que el cemento sin carbonatar.

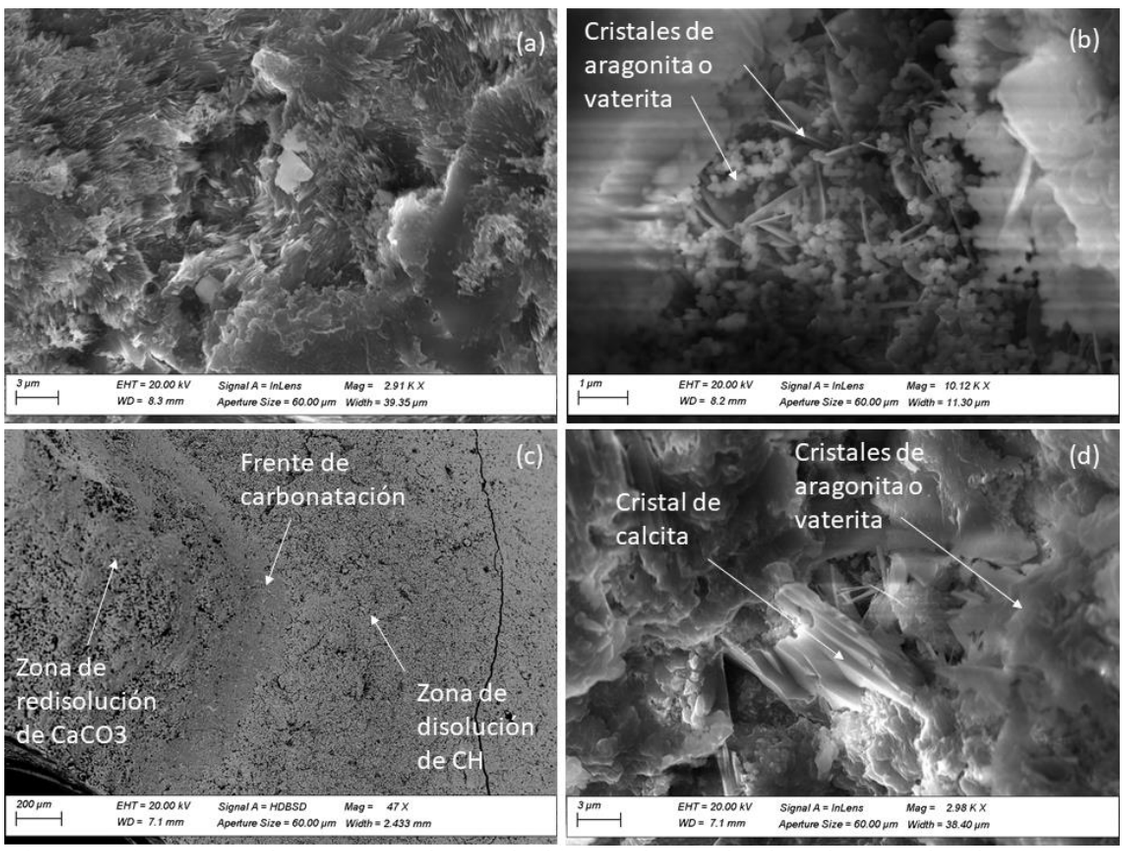


Figura 1. (a) Estructura de cemento carbonatado (b) Tipos de cristales de carbonatos de cálcio (c) zonas de carbonatación del cemento (d) Cristal de calcita en matriz cementícea carbonatada

4 MODELADO NUMÉRICO

4.1 *introducción*

Los ensayos experimentales se simulan con un modelo acoplado quimio-hidro-mecánico [12] implementado en un código de elementos finitos llamado BIL 2.3.0[31].
Se puede representar el avance de la carbonatación en materiales 1D o 2D. El modelo contiene las ecuaciones de equilibrio de la mecánica del continuo basadas en la conservación de la masa, el momento y la energía [32]
Para el modelo, el cemento se considera un material multifásico poroso compuesto por una matriz sólida y poros saturados de agua. El esqueleto está compuesto por diferentes materiales, como hidróxido de calcio (CH), silicato de calcio hidratado (C-S-H), aluminatos y calcita ($CaCO_3$).
El CO_2 se considera disuelto en la solución acuosa. Las reacciones químicas comienzan cuando la concentración de CO_2 alcanza un valor determinado. Se supone que las reacciones químicas son instantáneas [12].

El CH es el primer cemento hidratado que reacciona con el CO_2 y precipita el $CaCO_3$. Una vez que el nivel de pH de la solución desciende por debajo de 9, la carbonatación comenzará a consumir el C-S-H, precipitando también $CaCO_3$ y sílice amorfa [33].
El modelo considera un material poroso isotrópico elástico de un elemento de volumen representativo infinitesimal. El equilibrio poroelástico en condiciones isotérmicas es el siguiente:

$$\boldsymbol{\sigma}-\boldsymbol{\sigma}_0=\left(K-\frac{2}{3}G\right)(\varepsilon-\varepsilon_0)\mathbf{1}+2G(\boldsymbol{\varepsilon}-\boldsymbol{\varepsilon}_0)-\sum_{k=F,C}b_k\left(p_k-p_{k,0}\right) \qquad (2)$$

$$\varphi_J-\varphi_{J,0}=b_J(\varepsilon-\varepsilon_0)+\sum_{k=F,C}b_k\left(\frac{p_k-p_{k,0}}{N_{J,K}}\right);J=F,C \qquad (3)$$

En donde:
$\boldsymbol{\sigma}$: Tensor de tensión, $\boldsymbol{\varepsilon}$: Tensor de deformación infinitesimal, ε : Deformación volumétrica. (Tr($\boldsymbol{\varepsilon}$)), K & G = Módulo de masa y de cizalla en condiciones de drenaje, φ_J : Deformación del volumen poroso ocupado por la fase J, b_J : Coeficiente de Biot generalizado, $N_{J,K}$: Módulos de acoplamiento poroelástico generalizado [34].
La conservación de la masa se aplica al fluido y a la cantidad molar de CO_2:

$$\left(\frac{\rho_f\phi_f}{K_f}+\frac{\rho_f}{N_{FF}}\right)\frac{\partial p_f}{\partial t}+\rho_f b\,div\left(\frac{\partial u}{\partial t}\right)+\rho_f\sum_{Ri}Y_{Ri}\frac{\partial\xi_{Ri}}{\partial t}-div\left(\rho_f\frac{k}{\eta}grad\rho_f\right)=0 \qquad (4)$$

$$\frac{\partial(\phi_f cCO_2)}{\partial t}+\sum_{Ri}a_{Ri}\frac{\partial\xi_{Ri}}{\partial t}-div\left(d_{eff}\,grad(cCO_2)+cCO_2\frac{k}{\eta}grad\rho_f\right)=0 \qquad (5)$$

En donde:
ρ_f es la densidad del fluido, ϕ_f es la porosidad del fluido, K_f es el módulo aparente del fluido, p_f es la presión del fluido, a_{Ri} es el coeficiente estequiométrico de la reacción Ri, cCO_2 es la concentración de CO_2 en el fluido, η es la viscosidad dinámica de la fase fluida, Y_{Ri} es una variable que depende de los volúmenes molares de las especies reactivas, u es el vector de desplazamiento del esqueleto, ξ_{Ri} es el avance de la reacción que depende de d_{eff} y k , que son los coeficientes de difusión y permeabilidad.
Los fenómenos de transporte de difusión y permeabilidad controlan el avance de la carbonatación [35], [36].

4.2 *Homogeneización de parámetros poroelásticos*

El modelo realiza una homogeneización del medio para determinar las propiedades globales de la muestra, incluido el fluido. Los parámetros poroelásticos pueden entonces simplificarse siguiendo las relaciones [37]:

$$K_d^{hom}=\sum_r f_r k_r A_r^v \qquad (6)$$

$$G_d^{hom}=\sum_r f_r g_r A_r^d \qquad (7)$$

$$b^{hom} = 1 - \sum_r f_r A_r^v \qquad (8)$$

$$\frac{1}{N^{hom}} = \sum_r f_r \frac{1 - A_r^v}{k_r} \qquad (9)$$

Donde K_d^{hom} es el módulo de compresibilidad drenado, G_d^{hom} es el módulo de corte drenado, b^{hom} es el parámetro de Biot, N^{hom} es el módulo del esqueleto de Biot, f_r es la proporción volumétrica de la fase r, k_r y g_r son los parámetros elásticos de los sólidos y , A_r^v y A_r^d son los coeficientes de localización de la deformación volumétrica y desviatoria. Para este caso se implementó una formulación de homogeneización, añadiendo las características de la NCB [38].
A medida que avanza la carbonatación, la homogeneización permite conocer los parámetros poroelásticos de la pasta de cemento en cada paso de tiempo.

4.3 *Dimensiones elegidas y condiciones de contorno*

La geometría elegida es una cuarta parte de las muestras de cemento de prueba. Esta geometría se simulará con 20 MPa de confinamiento y una temperatura de 90°C. Como el código no está acoplado térmicamente, las condiciones de fluido y gas se fijan para una temperatura de 90°C.
Se utilizó un modelo de forma rectangular 2D para simular el avance de la carbonatación en estas muestras luego de 120 días. La forma rectangular consistió en un cuarto de muestra (19 mm de radio por 38 mm de altura) utilizando una malla de 22x11 elementos (Fig. 2). El contorno horizontal inferior tiene movimientos restringidos en la dirección X, mientras que el contorno vertical izquierdo tiene movimientos restringidos en la dirección Y. Los contornos superior y derecho están sometidos a la carbonatación de la célula y con la presión del líquido como condición de contorno.

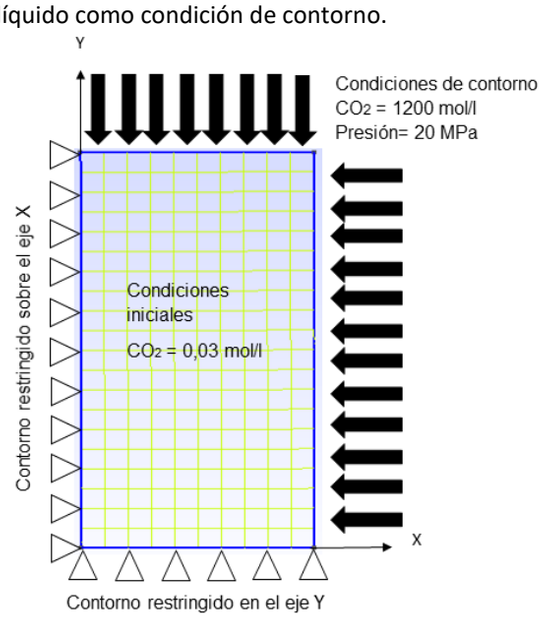


Figura 2. Modelo utilizado para la simular la carbonatación de muestras de cemento

Los resultados de la modelización se encuentran en la Fig. 3.

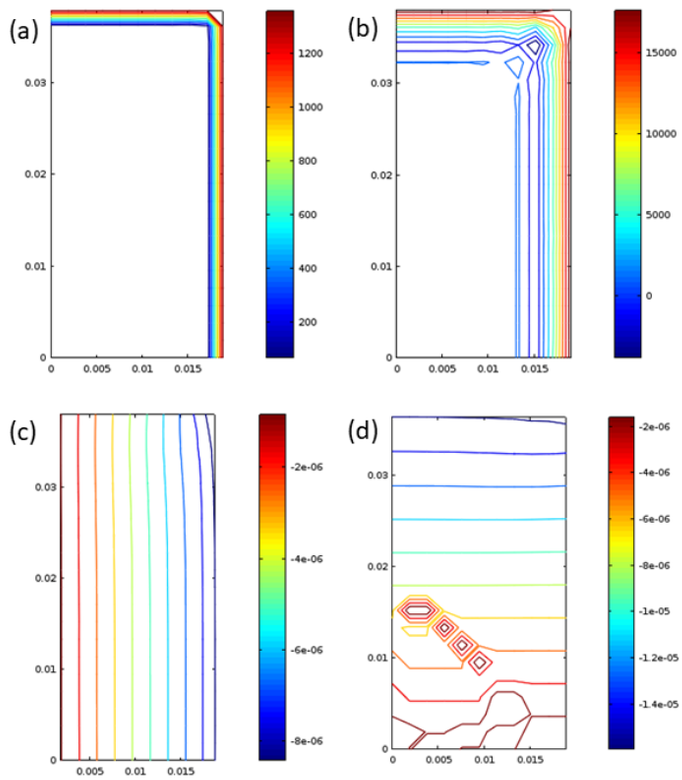


Figura 3. (a) Concentración de CO_2 (b) Avance de las reacciones (c) Desplazamientos unitarios en X (d) Desplazamientos unitarios en Y

Se observa una fuerte concentración de CO_2 en el exterior de la muestra y su difusión al interior. También se puede observar que las reacciones se llevan a cabo a una penetración mayor a la observada en las muestras de cemento. Esto es posible, ya que carbonatos de calcio pueden precipitar por delante del frente de carbonatación. Las reacciones de carbonatación generan una variación en el estado tensional del cemento, lo cual deforma la muestra. Esto se ve en las imágenes (c) y (d), las cuales muestran las deformaciones unitarias en los ejes X e Y, correspondientemente.

5 CONCLUSIONES

Este trabajo estudia la carbonatación acelerada de muestras modificadas de cemento de pozos petrolíferos de clase G con un biopolímero, producto de la síntesis de la bacteria Gluconatetobacter Xylinus, denominado nanocelulosa bacteriana (NCB).

El resultado del proceso de inmersión de las muestras en CO_2 supercrítico a una presión de 20 MPa y una temperatura de 90 °C durante 120 días pretende emular las condiciones a las que se somete la vaina de cemento en los pozos petrolíferos agotados utilizados en el almacenamiento geológico de CO_2.

El estudio evalúa los cambios microestructurales de las muestras de cemento y cemento modificado antes y después de la carbonatación con un porosímetro de mercurio. Además, se caracteriza el comportamiento mecánico con ensayos uniaxiales.

La densidad ha aumentado en todas las muestras, pero los cemento con NCB son más livianos. Antes de la carbonatación, la adición de nanocelulosa bacteriana reduce la porosidad en un 15 a 35% en comparación con la porosidad del cemento portland, que es del 19%. La resistencia a la compresión uniaxial es un 4% mayor en el cemento modificado y el módulo de Young es el mismo en ambos casos.

Luego de la carbonatación, los cementos con NCB tienen mayor resistencia que los cementos sin modificar. Los estudios cristalinos indican una fuerte presencia de aragonita, un material inestable que puede disolverse en el fluido, llevando a una pérdida de material sólido, lo cual puede afectar aún más el comportamiento mecánico de las muestras. Las imágenes de microscopía revelan los distintos tipos de cristales de carbonatos de calcio presentes en el cemento y las zonas de disolución/precipitación generadas por la carbonatación.
Una simulación de la carbonatación de las muestras experimentales es presentada indicando el avance de las reacciones, así como también la concentración de CO_2. El modelo toma parámetros intrínsecos de los materiales componentes del cemento, los homogeniza y, considerando las ecuaciones de balance de masa, momento y energía, resuelve el sistema químico-hidro-mecánico acoplado.

6 REFERENCIAS

[1] Belbute, J. M. and A. M. Pereira, "ARFIMA Reference Forecasts for Worldwide CO2 Emissions and the Need for Large and Frontloaded Decarbonization Policies", Lisboa, 2019.
[2] Gielen, D., "The Future Role of CO2 Capture and Storage Results of the IEA-ETP Model", 2003.
[3] Herzog, H. and D. Golomb, "Carbon Capture and Storage from Fossil Fuel Use", Encyclopedia of Energy, vol. 1, 2004, pp. 277–287.
[4] Voormeij, D. A. and G. J. Simandl, "Geological, ocean, and mineral CO2 sequestration options: A technical review", Geoscience Canada, vol. 31, no. 1, 2004, pp. 11–22.
[5] Philip Ringrose, *How to Store CO2 Underground: Insights from early-mover CCS Projects*. Springer, 2020.
[6] Michael, K. *et al.*, "Geological storage of CO 2 in saline aquifers — A review of the experience from existing storage operations", International Journal of Greenhouse Gas Control, vol. 4, no. 4, 2010, pp. 659–667.
[7] Bachu, S. *et al.*, "CO2 storage capacity estimation: Methodology and gaps", International Journal of Greenhouse Gas Control, vol. 1, no. 4, 2007, pp. 430–443.
[8] Bert M., Ogunlade D., Coninck H., Loos M., M. L., *La captación y el almacenamiento de dióxido de carbono*, vol. 17, no. 4. 2005.
[9] Gozalpour, F., S. R. Ren, and B. Tohidi, "CO 2 EOR and Storage in Oil Reservoirs", Oil & Gas Science and Technology, vol. 60, no. 3, 2005, pp. 537–546.
[10] Bruckdorfer, R. A., "Carbon Dioxide Corrosion in Oilwell Cements", Society of Petroleum Engineers, 1986.
[11] Scherer, G. W., "Leakage of CO2 through abandoned wells: Role of corrosion of cement", in *Carbon Dioxide Capture for Storage in Deep Geologic Formations*, Elsevier Ltd., 2005, pp. 827–848.
[12] Vallin, V., J. M. Pereira, A. Fabbri, and H. Wong, "Numerical modelling of the hydro-chemo-mechanical behaviour of geomaterials in the context of CO 2 injection", no. April, 2013, pp. 3052–3069.
[13] Kim, S. and J. C. Santamarina, "Reactive fluid flow in CO 2 storage reservoirs: A 2-D pore network", Greenhouse Gases: Science and Technology, vol. 473, no. 5, 2015, pp. 462–473.
[14] Ilesanmi, O. R. *et al.*, "Long Term Wellbore Isolation in Corrosive Environments", SPE Heavy Oil Conference - Canada, 2013, no. June, 2013, pp. 1–14.
[15] Barlet-Gouédard, V., "Cement composition for carbon dioxide supercritical enviroment", United States Patent, 2012.
[16] Yang, Y., B. Yuan, Y. Wang, S. Zhang, and L. Zhu, "Carbonation resistance cement for CO2storage and injection wells", Journal of Petroleum Science and Engineering, vol. 146, 2016, pp. 883–889.
[17] Gatenholm, P. and D. Klemm, "Bacterial Nanocellulose as a Reneable Material for Biomedical Applications", MRS Bulletin, vol. 35, 2010, pp. 208–213.

[18] Cerrutti, P., P. Roldán, R. M. García, M. A. Galvagno, A. Vázquez, and M. L. Foresti, "Production of bacterial nanocellulose from wine industry residues: Importance of fermentation time on pellicle characteristics", Journal of Applied Polymer Science, vol. 133, no. 14, 2016.

[19] Vázquez, A. and T. M. Pique, "Biobased Additives in Oilwell Cement", in *Industrial Applications of Renewable Biomass Products. Past, Present and Future*, 2017, pp. 179–198.

[20] Vazquez, A., M. L. Foresti, P. Cerrutti, and M. Galvagno, "Bacterial Cellulose from Simple and Low Cost Production Media by Gluconacetobacter xylinus", Journal of Polymers and the Environment, vol. 21, no. 2, 2013, pp. 545–554.

[21] Panchuk, M., L. Shlapak, A. Panchuk, M. Szkodo, and W. Kiełczy, "Perspectives of use of nanocellulose in oil and gas industry", Journal of Hydrocarbon Power Engineering, vol. 3, no. 2, 2016, pp. 79–84.

[22] Hisseine, O. A., W. Wilson, L. Sorelli, B. Tolnai, and A. Tagnit-Hamou, "Nanocellulose for improved concrete performance: A macro-to-micro investigation for disclosing the effects of cellulose filaments on strength of cement systems", Construction and Building Materials, vol. 206, 2019, pp. 84–96.

[23] Sun, X., Q. Wu, S. Lee, Y. Qing, and Y. Wu, "Cellulose Nanofibers as a Modifier for Rheology, Curing and Mechanical Performance of Oil Well Cement", Scientific Reports, vol. 6, 2016, pp. 1–9.

[24] API, "Recommended Practice for Testing Well Cements: API RECOMMENDED PRACTICE 10B-2", no. November, 2013, p. 111.

[25] Puertas, F., H. Santos, M. Palacios, and S. Mart﹟nez-Ram﹟ez, "Polycarboxylate superplasticiser admixtures: effect on hydration, microstructure and rheological behaviour in cement pastes", Advances in Cement Research, vol. 17, no. 2, 2005, pp. 77–89.

[26] Barbash, V. A., O. V. Yaschenko, S. V. Alushkin, A. S. Kondratyuk, O. Y. Posudievsky, and V. G. Koshechko, "The Effect of Mechanochemical Treatment of the Cellulose on Characteristics of Nanocellulose Films", Nanoscale Research Letters, vol. 11, no. 1, 2016, pp. 16–23.

[27] Moore, D. and R. Reynolds, *X-Ray Diffraction and the Identification and Analysis of Clay Minerals*. 1989.

[28] Biscaye, P. E., "Geological Society of America Bulletin Mineralogy and Sedimentation of Recent Deep-Sea Clay in the Atlantic Ocean and Adjacent Seas and Oceans", Geological Society American Bulletim, vol. 76, no. 7, 1965, pp. 803–832.

[29] Mason, H. E., W. L. Du Frane, S. D. C. Walsh, Z. Dai, S. Charnvanichborikarn, and S. A. Carroll, "Chemical and Mechanical Properties of Wellbore Cement Altered by CO 2 - Rich Brine Using a Multianalytical Approach", Environmental Science & Technology, vol. 47, 2013, pp. 1745–1752.

[30] Barría, J. C., D. G. Manzanal, C. M. Martín, T. Piqué, and J. M. Pereira, "Cement-rock interface subjected to SCCO2", in *Rock Mechanics for Natural Resources and Infrastructure Development-Proceedings of the 14th International Congress on Rock Mechanics and Rock Engineering, ISRM 2019*, 2020, pp. 3196–3203.

[31] Dangla, P. and A. Bonnard, "Ifsttar/bil: first version in github (Version v2.4). Zenodo". 2017.

[32] Vallin, V., "Modélisation chimio poromécanique du comportement des géomatériaux dans le contexte du stockage géologique du dioxyde de carbone : Application au puits d'injection", Université Paris-Est, 2014.

[33] Morandeau, A., M. Thiéry, and P. Dangla, "Investigation of the carbonation mechanism of CH and C-S-H in terms of kinetics, microstructure changes and moisture properties", Cement and Concrete Research, vol. 56, 2014, pp. 153–170.

[34] Coussy, O., *Mechanics and Physics of Porous Solids*. 2010.

[35] Ghabezloo, S., J. Sulem, and J. Saint-Marc, "Evaluation of a permeability-porosity relationship in a low-permeability creeping material using a single transient test", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 46, no. 4, 2009, pp. 761–768.

[36] Mainguy, M., "modeles de diffusion non-lineaires en milieux poreux. Applications a la dissolution

et au sechage des materiaux cimentaires", 1999.

[37] Ulm, F. J., G. Constantinides, and F. H. Heukamp, "Is concrete a poromechanics material? - A multiscale investigation of poroelastic properties", Materials and Structures/Materiaux et Constructions, vol. 37, no. 265, 2004, pp. 43–58.

[38] Barría, J. C., D. Manzanal, and J. M. Pereira, "CO2 Geological Storage: Performance of Cement-Rock Interface", in *Proceedings of the XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVI PCSMGE)*, 2019, pp. 2873–2881.

Importancia de la interacción fluido-partícula en la estabilidad y propiedades reológicas de lodos

M. A. Montoro y F. M. Francisca

mmontoro@unc.edu.ar; franco.francisca@unc.edu.ar
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba e Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología, CONICET – UNC. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Avda. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria (5016) Córdoba, Argentina

RESUMEN: Múltiples aplicaciones geotécnicas, ambientales y de la industria del petróleo requieren de la utilización de lodos ya sea para perforaciones como para la generación de barreras. La fracción fina de los suelos sufren cambios importantes de comportamiento cuando entran en contacto con fluidos de distintas características químicas. Por ello, es importante la cuantificación de la importancia de la interacción fluido-partícula para conocer cómo afectan estos fluidos a la estabilidad y propiedades reológicas de las dispersiones de partículas. Los cambios se deben a la modificación en la doble capa difusa que se forma alrededor de las partículas. Estos cambios dependen de las características de los fluidos y de la superficie específica. En este trabajo se busca cuantificar la importancia de este fenómeno mediante el estudio de cambios en las propiedades reológicas de dispersiones de partículas de suelos finos (limos loéssicos, zeolitas y bentonitas) en fluidos con diferentes propiedades químicas: soluciones iónicas y fluidos orgánicos. La cuantificación de los mecanismos de interacción se realiza mediante el análisis de cambios en parámetros de modelos de comportamiento reológicos y de los parámetros de interacción electroviscosa primaria. Se define un nuevo parámetro para cuantificar la magnitud de la interacción mediante la comparación del contenido volumétrico de partículas para los cuales las dispersiones presentan una resistencia al corte de 1 Pa cuando los fluidos dispersantes son diferentes. Los análisis efectuados permiten avanzar en el comportamiento de las dispersiones de partículas a través del entendimiento de los fenómenos fisicoquímicos a nivel de micro escala que controlan las propiedades macroscópicas de las dispersiones de partículas.

Palabras clave: Interacción fluido – partícula, dispersiones, reología, resistencia al corte no drenada, viscosidad.

1 INTRODUCCIÓN

La correcta comprensión de los mecanismos de interacción entre fluidos de diferente naturaleza química y las partículas de suelos finos son de fundamental importancia para la ingeniería civil, del petróleo y ambiental. Entre las principales aplicaciones prácticas, donde estos mecanismos de interacción son relevantes, se puede mencionar el desarrollo de lodos de perforación para la industria de petróleo y de la construcción, aplicaciones en industria de pinturas, industria de tintas, industria farmacéutica, en fundiciones e incluso en la industria alimenticia [1].
La magnitud de las consecuencias de la interacción fluido partícula depende de varios factores, entre los más importantes se encuentran la mineralogía y propiedades mineralógicas de las partículas de suelos, el tamaño y forma de las partículas, la densidad de carga eléctrica y la distribución de las cargas eléctricas en las caras de las partículas, el tipo de fluido en contacto con las partículas, el pH del fluido, la concentración de iones, la permitividad dieléctrica del mismo y la viscosidad [2-6]. Los mecanismos de interacción resultan relevantes cuando el comportamiento de los suelos está controlado por partículas finas de alta superficie específica y tamaños inferiores a 74 µm [7].
Cuando líquidos contaminantes entran en contacto con partículas de suelos finos se pueden presentar importantes cambios en las propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas de los mismos [8]. Estos cambios en el comportamiento pueden afectar el diseño y ejecución de tareas de remediación de sitios contaminados, pueden condicionar los potenciales usos del suelo como material de construcción o bien afectar el desempeño de las estructuras de fundación [9-10].
Las tendencias locales e internacionales indican que la contaminación de suelos es un problema cada vez más extendido debido al desarrollo de las áreas urbanizadas, al desarrollo industrial y la mayor demanda de combustibles para satisfacer los requerimientos de la demanda energética. Las principales fuentes de contaminación se deben a la incorrecta disposición de residuos sólidos, vertidos clandestinos de residuos líquidos, derrames en áreas industriales, derrames en operaciones de extracción, transporte, almacenamiento, refinamiento y venta de derivados del petróleo [11]. Estos últimos son no miscibles en agua, se los identifica como NAPLs por sus siglas en inglés (*Non Aqueous Phase liquids)*.
El objetivo de esta investigación es estudiar la importancia de la magnitud de los procesos de interacción fluido partícula entre partículas de suelos finos naturales con diferente superficie específica: limo, zeolita y bentonita con fluidos de diferente naturaleza química (soluciones iónicas y fluidos orgánicos). En particular se busca analizar los mecanismos de interacción fluido-partícula y a partir de ello proponer una metodología para cuantificar su importancia mediante la determinación de propiedades reológicas de dispersiones preparadas con las partículas de suelos finos y diferentes fluidos.

2 INTERACCIÓN FLUIDO PARTÍCULA

2.1 *Interacciones controladas por la doble capa difusa*

Los fenómenos de interacción fluido-partícula se deben a la presencia de campos eléctricos alrededor de las partículas del suelo provocados por la presencia de cargas eléctricas no balanceadas. Las cargas eléctricas de las caras de las partículas suelen ser de signo negativo, en tanto que las cargas presentes en los bordes de las mismas suelen ser de signo positivo cuando las partículas se encuentran en un ambiente con pH neutro. Sin embargo, las cargas negativas son preponderantes, ya que los bordes representan menos del 5% de la superficie total de las partículas [12]. Estas cargas no balanceadas afectan la distribución y movilidad de las moléculas de fluidos e iones presentes en los poros del suelo [13].
Cuando las partículas de minerales arcillosos se encuentran en contacto con agua o soluciones iónicas, el campo eléctrico negativo alrededor de las mismas atrae los cationes en solución y orienta las moléculas de agua vecinas. En consecuencia, se genera un desbalance en la concentración de cationes en la solución, siendo mayor en proximidades de la partícula y disminuyendo en la medida que aumenta la distancia a la

misma. La región próxima a las partículas en la cual la concentración de cationes y la orientación de las moléculas de agua se ve afectada por la presencia del campo eléctrico de la partícula se domina doble capa difusa a la que se la designa por sus siglas en inglés como DDL (*Diffuse Double Layers*). El espesor de las DDL depende de la mineralogía de la partícula, de la permitividad dieléctrica del fluido, la temperatura, la concentración y la valencia de los iones. El espesor de la DDL se conoce como la longitud de Huckel - Debye y se puede determinar a partir de la ecuación (1) [14].

$$\frac{1}{\kappa} = \sqrt{\frac{\varepsilon_0 R}{2F^2}\frac{\varepsilon' T}{c_0 z^2}} \qquad (1)$$

En donde: R = 8,314 J/(K mol) es la constante universal de los gases, F = 9.6485 x 10^4 C/mol es la constante de Faraday, ε_0 = 8,85 x 10^{-12} F/m es la permitividad dieléctrica del vacío, T es la temperatura absoluta (K), c_0 = es la concentración iónica (mol/m³), ε' permitividad dieléctrica, z es la valencia de la especie iónica presente en solución.
Las partículas finas de minerales arcillosos puestas en suspensión en fluidos experimentan dos tipos de fuerzas de interacción: fuerzas de repulsión debido a la interacción entre las DDLs de partículas adyacentes y fuerzas de atracción de van der Waals. El balance de ambas es conocido como interacción DLVO [12, 15-16]. La fuerza de interacción resultante puede ser tanto positiva como negativa. Dependiendo del signo de la fuerza resultante las partículas pueden tender a formar diferentes asociaciones entre ellas, lo que favorece diferentes arreglos microestructurales [5, 17]. Las formas más típicas de asociación o interacción entre partículas son las conocidas como borde – borde (B-B), borde – cara (B-C) y cara – cara (C-C). De manera adicional, debido a la interacción entre partículas, las mismas pueden asociarse, coagular y formar flóculos. Esto puede ocurrir cuando las partículas se encuentran en dispersión en soluciones iónicas y en la misma se alcanza una concentración de iones conocida como "concentración crítica de coagulación" [12]. La formación de estas diferentes asociaciones entre partículas a pequeña escala se traduce en importantes consecuencias en cambios de las propiedades de los suelos, lodos y sistemas de partículas, tales como cambios en las propiedades reológicas de dispersiones, cambios en los límites de consistencia, cambios en la conductividad hidráulica e incluso cambios en las propiedades resistentes [8, 10, 13, 18-19].

2.2 *Propiedades reológicas*

Una forma tradicional de estudiar la importancia de los fenómenos de interacción fluido-partícula es mediante las propiedades reológicas de dispersiones de partículas en fluidos de diferentes propiedades químicas. Los estudios se basan en determinar cambios en la viscosidad aparente, o en la resistencia al corte de estas dispersiones, realizando mediciones a distintas tasas o velocidades de aplicación de las deformaciones tangenciales. La viscosidad aparente es un parámetro reológico que se determina directamente midiendo la resistencia al corte de una dispersión a una velocidad de carga específica y aplicando la ley de Newton para la viscosidad.
El comportamiento reológico más simple es el del tipo newtoniano, en donde las tensiones de cortes que se desarrollan son directamente proporcionales a la velocidad de deformaciones de corte aplicadas. Existen también diferentes modelos empíricos y/o semiempíricos que permiten capturar comportamientos reológicos que se desvían del newtoniano. Dos de los más difundidos son el modelo potencial (ecuación 2) y el modelo plástico de Bingham (ecuación 3) [1, 20].

$$\tau = K_p \dot{\gamma}^{\eta_p} \qquad (2)$$

$$\tau = \tau_B + \eta_B \dot{\gamma} \qquad (3)$$

En donde τ es la resistencia al corte, τ_B [Pa] es la resistencia al corte de fluencia y K_B [Pas] es el coeficiente de consistencia, ambos del modelo de Bingham, K_P [(kg s^{n-2})/m] es el coeficiente de consistencia y η_P es el

índice de comportamiento del fluido del modelo potencial, $\dot{\gamma}$ [1/s] es la velocidad de corte aplicada.
Se espera un comportamiento reológico de "ablandamiento" por corte cuando η_P < 1 mientras que se espera un comportamiento de "endurecimiento" por corte cuando η_P > 1. En el caso particular que η_P = 1 se espera un comportamiento tipo Newtoniano [1, 21].
Los principales factores que afectan las propiedades reológicas de una suspensión de partículas son el tipo de arcilla, el contenido de volumétrico de sólidos y las características químicas del fluido dispersante [17, 22]. Sólo se evidencia comportamiento del tipo Newtoniano para dispersiones de partículas con muy bajo contenido volumétrico de sólidos, mientras que los comportamientos plásticos de Bingham y de "ablandamiento" por corte se pueden evidenciar también en dispersiones con contenidos volumétricos de partículas tan bajos como del 1%. Un aspecto importante es que la magnitud de los parámetros de ajustes de los diferentes modelos puede ser considerados como una medida de la magnitud de asociación o interacción entre las partículas que forman la dispersión y el fluido [5, 17]. Por ejemplo, la tensión de fluencia τ_B del modelo plástico de Bingham, puede ser considerada como una medición del grado de asociación o floculación entre partículas.
Por su parte, la viscosidad aparente de la dispersión aumenta con el incremento en el contenido volumétrico de sólidos dado que el mismo modifica las líneas de flujo del campo que se forma por el proceso de medición [22]. La relación entre la viscosidad aparente de la dispersión y el contenido volumétrico de partículas se puede expresar a partir de la ecuación (4) [20]:

$$\frac{\mu}{\mu_0} = 1 + K_1\phi + K_2\phi^2 + O\phi^3 \qquad (4)$$

Donde μ es la viscosidad aparente de la dispersión, μ_0 es la viscosidad del fluido, ϕ es el contenido volumétrico de partículas, K_1 y K_2 son los coeficientes de Einstein y de Huggins respectivamente, O es un término de orden superior que generalmente es ignorado. Si sólo se considera el primer término, la ecuación 4 se reduce a la ecuación de Einstein. En el caso de dispersiones formadas por partículas rígidas, esféricas e inertes, con baja concentración volumétrica de partículas sólidas (ϕ < 0,01) el coeficiente K_1 toma un valor de 2,5. En caso de partículas no esféricas, el valor de este coeficiente puede ser superior a 2,5 y puede alcanzar valores tan elevados como 24,5 para el caso de partículas planas [23]. En general, se evidencia un incremento no lineal en la viscosidad aparente de las dispersiones para el caso de presentar contenidos volumétricos de partículas importantes, este incremento es capturado por el segundo término de la ecuación (4). En este caso el coeficiente K_2 toma valores iguales a 6,2 cuando ϕ < 0,15.
De la misma forma, hay varios modelos empíricos y/o semi empíricos que relacionan la viscosidad aparente de las dispersiones con el contenido volumétrico de partículas para el caso de dispersiones de alta concentración. La ecuación de Dougherty – Krieger es una de las más aceptadas, debido a su simplicidad y precisión de ajuste [6, 23].

$$\frac{\mu}{\mu_0} = \left[1 - \left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)\right]^{-[\eta]\phi_{max}} \qquad (5)$$

En donde $[\eta]$ es un parámetro adimensional denominado viscosidad intrínseca, ϕ_{max} es la máxima fracción de acomodamiento de partículas sólidas, el valor depende del acomodamiento o microestructura que adopten las partículas en la dispersión, el tamaño y la forma de las mismas.
En el caso de dispersiones de partículas de minerales arcillosos en soluciones iónicas, el desarrollo de las DDL afecta las propiedades reológicas debido a la interacción entre las partículas y la nube de cationes que las rodean. La magnitud de este efecto depende del espesor de las DDL y se manifiesta en un incremento de la viscosidad aparente cuando se la compara con dispersiones de partículas inertes con la misma concentración volumétrica. Esto se denomina efecto electroviscoso. Existen tres efectos electroviscosos identificados: el efecto electroviscoso primario que tiene que ver con la distorsión de la

nube de iones alrededor de las partículas, el efecto electroviscoso secundario, que está relacionado al solapamiento entre las DDL de partículas vecinas y el efecto electroviscoso terciario que se debe a la interacción de polielectrolitos con las partículas y a la existencia de cadenas de polímeros, en general son despreciados.

La ecuación de Dougherty – Krieger considera una dispersión de partículas sólidas inertes y esféricas, en consecuencia, la viscosidad intrínseca es independiente de la velocidad de corte de medición y de las propiedades del fluido, por lo que cualquier desvío respecto del comportamiento esperado puede ser considerado como una consecuencia de los procesos de interacción fluido-partícula, por ello la viscosidad intrínseca se podría considerar como un parámetro de ajuste y un indicador apropiado para cuantificar la magnitud de la interacción fluido-partícula en la dispersión [24-25].

De manera adicional, para identificar la importancia de estas interacciones, se puede recurrir a ensayos y determinaciones simples como por ejemplo los índices de consistencia [7, 13]. El límite líquido es el contenido de humedad para el cual una mezcla de partículas y agua cambia su comportamiento de fluido viscoso a plástico. Para esta condición la resistencia al corte no drenada de la mezcla es aproximadamente entre 1,7 y 2,5 kPa [26]. De manera similar, el límite plástico es la cantidad de agua para el cual el material deja de comportarse como plástico y pasa a un estado semirrígido. En este estado, la resistencia al corte no drenada se encuentra entre 170 y 250 kPa [26-27]. El cambio en el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad cuando se determina con diferentes fluidos son un indicador de la magnitud de la interacción fluido-partícula [8, 13, 28]. Diferentes autores reportaron una disminución significativa del límite líquido e índice de plasticidad cuando se los determina utilizando fluidos orgánicos en lugar de agua, de igual forma ambos parámetros disminuyen con el aumento de la concentración de iones en solución y con el incremento de la valencia de estos iones [7, 9, 13]. Recientemente, Jang y Santamarina [7] propusieron un método sencillo para complementar el sistema de clasificación unificada de suelos agregando información sobre la susceptibilidad del mismo a interactuar con contaminantes de diferente naturaleza química. Para ello proponen determinar el límite líquido del suelo utilizando tres fluidos diferentes: agua destilada, querosén y salmuera. A partir de la relación entre los valores determinados proponen un nuevo parámetro designado como sensitividad eléctrica S_E dado a partir de la ecuación (6):

$$S_E = \sqrt{\left(\frac{LL_{AD}}{LL_{SM}} - 1\right)^2 + \left(\frac{LL_{Quer}}{LL_{SM}} - 1\right)^2} \qquad (6)$$

En donde LL_{AD}, LL_{SM} y LL_{Quer} son el límite líquido con agua destilada, sal muera y querosén, respectivamente. En base a la magnitud de S_E se clasifica a los suelos como de sensitividad eléctrica baja cuando $S_E < 0{,}4$, intermedia cuando $0{,}4 < S_E < 1$ y elevada cuando $S_E > 1$.

3 MATERIALES Y MÉTODOS

2.3 *Suelos y fluidos utilizados*

Para el desarrollo de los ensayos se utilizaron muestras de tres tipos diferentes de suelos de partículas finas: limos loéssicos (ML), zeolitas (MH) y bentonitas (CH). En la Tabla 1 se resumen las principales propiedades físicas de las muestras estudiadas.

La muestra de limos loéssicos fue obtenida a partir de la excavación de una calicata a un metro de profundidad en el campus de la Universidad Nacional de Córdoba, en la ciudad de Córdoba. Las partículas de esta muestra están conformadas por minerales de cuarzo y feldespato, vidrio volcánico y presencia de algunos minerales arcillosos tales como illitas y montmorillonitas.

Las muestras de zeolita y bentonita fueron obtenidas de la formación Jagüel y la formación Roca, en proximidades del lago Pellegrini en la provincia de Neuquén. Ambos materiales se ensayaron en estado

disgregado. De acuerdo a los resultados de una difracción de rayos X, las partículas de zeolita están compuestas por heulandita y clinoptilolita, mientras que, en el caso de la muestra de bentonita, la misma está compuesta en su mayoría por montomorillonita sódica.
Para la fabricación de las dispersiones de partículas sólidas se utilizaron agua destilada, soluciones iónicas con seis concentraciones diferentes: 1 x 10^{-7}; 1 x 10^{-5}; 1 x 10^{-3}; 1 x 10^{-2}; 0,1 y 1 mol/L. Se utilizaron tres tipos de sales distintas, una sal 1:1 (NaCl – cloruro de sodio), una sal 1:2 ($CaCl_2$ – cloruro de calcio) y una sal 2:2 ($MgSO_4$ – sulfato de magnesio). El contenido total de sales solubles iniciales determinados en la muestra de partículas de bentonita es de 0,1% en peso seco de partículas, en consecuencia la concentración iónica inicial de todas las dispersiones preparadas con agua destilada es de 1,7 x 10^{-4} mol/L., por ello las concentraciones de referencia de todas las dispersiones preparadas con las diferente sales fueron corregidas considerando este valor inicial resultando las siguientes: 1,7 x 10^{-4}; 1,8 x 10^{-4}; 1,2 x 10^{-3}; 1 x 10^{-2}; 0,1 y 1 mol/L respectivamente.
De manera adicional se utilizaron tres fluidos orgánicos: querosén y dos aceites de parafina con permitividad dieléctrica similar, pero con diferente viscosidad: 90 y 180 de acuerdo a la escala del Instituto Americano del Petróleo (API). Las viscosidades de los fluidos orgánicos utilizados se encuentran en el rango entre 2,05 x 10^{-3} a 0,03 Ns/m².

Tabla 1: Principales propiedades de las partículas de suelos estudiadas

Propiedad	Limo Loéssico	Zeolita	Bentonita	Norma/método
USCS	ML	MH	CH	ASTM D2487 [29]
Gravedad específica G_s	2,63	2,49	2,67	ASTM D854 [29]
Límite plástico (%)	22,5	42,1	192,3	ASTM D4318 [29]
Límite líquido (%)	2,5	7,8	117,2	ASTM D4318 [29]
Contenido de partículas < 0,074 mm (%)	61,4	100	100	ASTM D422 [29]
Contenido de partículas < 0,002 mm (%)	13,5	32,8	84,8	ASTM D422 [29]
Superficie específica, S_s (m²/gr)	0,04-1,1	61,2	731	Método de azul de metileno [30]

2.4 *Preparación de las dispersiones de partículas sólidas y ensayos de reología*

Las partículas de cada una de las muestras de suelos utilizadas fueron inicialmente secadas en estufa a 105º C por un período de 24 horas. Las dispersiones fueron preparadas en vasos de precipitado de 600 ml utilizando partículas pasante tamiz 40.
Las dispersiones en fluidos orgánicos se prepararon utilizando contenidos volumétricos de partículas sólidas entre 0,1 y 0,5 dependiendo del tipo de partículas finas utilizadas para el armado de la dispersión y del fluido de suspensión. Se utilizó un contenido volumétrico de partículas de bentonita entre 0,025 y 0,075 para preparar dispersiones en agua destilada y entre 0,2 y 0,4 para dispersiones de partículas de limo y zeolita. De esta forma se lograron preparar dispersiones que se encuentran en el rango de las de alto contenido volumétrico de sólidos. La única excepción fueron las dispersiones de partículas de bentonita en agua destilada debido a que para contenidos volumétricos de partículas superiores a 0,075 las viscosidades resultantes de la dispersión eran lo suficientemente altas como para exceder el rango de medición del equipo.
Las dispersiones fueron preparadas colocando el peso de partículas secas correspondientes al contenido volumétrico de sólidos deseado para cada dispersión en particular, luego se completan los 600 ml correspondientes al vaso de precipitado con el fluido. Una vez completo se agita enérgicamente mediante un agitador magnético durante 10 minutos. Luego de este período el vaso de precipitado se cerró y las dispersiones se almacenaron 24 horas antes de realizar los ensayos de manera de permitir la completa

hidratación de las partículas finas y/o la posibilidad del desarrollo de los diferentes mecanismos de interacción con las moléculas del fluido correspondiente. Antes de realizar el ensayo propiamente dicho, las dispersiones fueron nuevamente agitadas durante 5 minutos para evitar efectos tixotrópicos.
La determinación de la viscosidad aparente y resistencia al corte no drenada se realizó mediante ensayos reológicos utilizando un viscosímetro rotacional marca Fungilab. Los ensayos se realizaron siguiendo los lineamientos generales indicados en la norma ASTM D 2196 [29]. Todos los ensayos se realizaron a temperatura ambiente de 20º C. Los ensayos se realizaron a siete velocidades de rotación diferentes: 100, 50, 20, 10, 5, 2 y 1 rpm, cubriendo todo el rango posible de velocidades de rotación permitidas por el equipo utilizado. Para realizar las mediciones se utilizaron cuatro agujas de diferentes geometrías dependiendo del rango de resistencias al corte a medir en cada una de las dispersiones. Los registros obtenidos por el viscosímetro fueron almacenados durante un período de cinco minutos de manera de poder obtener valores promedio.
La viscosidad de cada uno de los fluidos utilizados como fluido de soporte en las dispersiones fue medida y conocida de manera anticipada a los ensayos realizados. Como medida de control de funcionamiento y calibración del equipo previo a la ejecución de mediciones en las dispersiones se repitieron mediciones en los fluidos puros cuyas viscosidades se conocían previamente.

2.5 *Ensayos de límites de consistencia*

Los ensayos de límites de consistencia se realizaron mediante la técnica de caída de cono siguiendo las recomendaciones generales de la norma BS – 1337-2 [31]. Para realizar el ensayo se prepararon mezclas de partículas de suelo con distintas cantidades de cada fluido. Luego cada muestra se colocó dentro de un recipiente acrílico de 55 mm de lado y 40 mm de altura. La profundidad de penetración del cono se determina luego de un intervalo de 5 s desde la liberación utilizando un flexímetro con precisión de 0,01 mm. Con cada uno de los diferentes tipos de partículas se prepararon mezclas con diferentes contenidos de fluido para cada caso. Luego del ensayo se determina el contenido de humedad correspondiente.
EL límite líquido se determina graficando el contenido de humedad contra la penetración en escala logarítmica. Esto marca una tendencia lineal. EL límite líquido corresponde al contenido de humedad para el cual la penetración del cono es de 20 mm.

2.6 *Ensayos de conductividad hidráulica*

La conductividad hidráulica de las muestras se determinó en mezclas de arena con un 25% partículas finas, ya que se considera que para ese contenido las propiedades hidráulicas están controladas por la fracción fina [13, 32]. En tal sentido se ensayaron mezclas de arena-limo, arena-zeolita y arena-bentonita. Los ensayos se realizaron en un permeámetro de pared rígida siguiendo las recomendaciones generales de la norma ASTM D 5856 [29]. Una vez preparada cada mezcla, las mismas fueron colocadas en permeámetros, acomodando el suelo en tres capas a las que se les dio 25 golpes con una varilla punta roma de 10,95 mm de diámetro.
Luego de cerrado el permeámetro, el mismo fue conectado a una bureta. Previo a la realización de las mediciones se permitió el paso de al menos tres volúmenes porales del fluido utilizado para las mediciones a efectos de garantizar la completa saturación de las muestras. La conductividad hidráulica se midió al menos tres veces, o hasta que se lograron tres mediciones consecutivas que no difirieran en ±30%.

4 RESULTADOS Y ANÁLISIS

En la Tabla 2 se resumen los resultados obtenidos para los ensayos de límite líquido y conductividad hidráulica realizados. A partir de estos resulta posible computar la sensitividad eléctrica utilizando la ecuación 6 considerando los límites líquidos determinados con querosén y salmuera (solución de NaCl), para de esta forma anticipar el grado de interacción esperado para cada tipo de partícula según lo

propuesto por [7]. En la Figura 1a se muestran los resultados obtenidos para las relaciones de valores de límites determinados mientras que en la Figura 1b se muestran los resultados obtenidos para la sensitividad eléctrica. A partir de los mismos se puede visualizar que tanto el limo loéssico como la zeolita presentan valores de sensitividad eléctrica bajos, en tanto que la bentonita presenta valores de sensitividad eléctrica altos. En base a esto, se esperan magnitudes de interacción fluido-partícula muy altas para el caso de la bentonita, bajas o muy bajas para el limo loéssico e intermedia para la zeolita, de manera coherente con la magnitud de la superficie específica que presentan estos materiales.

Tabla 2: Límite líquido y conductividad hidráulica de los materiales estudiados

Propiedad	Fluido	Limo loéssico	Zeolita	Bentonita
Límite líquido	Agua	25,3	49,9	301,0
	Querosén	24,5	35,8	33,5
	Aceite de parafina V90	15,9	27,3	22,2
	Aceite de parafina V180	11,0	10,4	12,3
Conductividad hidráulica (m/s)	Agua	$1,3 \times 10^{-8}$	$1,5 \times 10^{-8}$	$8,2 \times 10^{-11}$
	Querosén	$3,0 \times 10^{-7}$	$5,3 \times 10^{-7}$	$4,8 \times 10^{-7}$
	Aceite de parafina V90	$8,3 \times 10^{-7}$	$5,9 \times 10^{-8}$	$1,9 \times 10^{-8}$
	Aceite de parafina V180	$5,6 \times 10^{-9}$	$7,6 \times 10^{-9}$	$1,9 \times 10^{-8}$

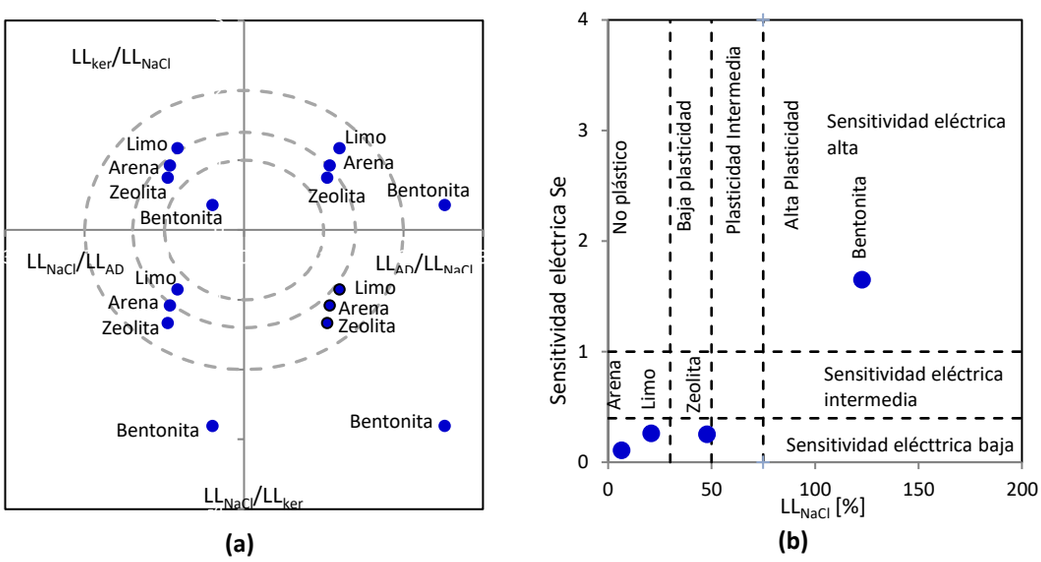


Figura 1: a) relación de límites líquidos determinados con solución de NaCl y kerosén, **b)** Sensitividad eléctrica de las partículas.

En la Figura 2 se muestra la influencia de la velocidad de corte en la tensión de corte de dispersiones de limo loéssico, zeolita y bentonita preparadas en agua destilada, querosén, aceite de parafina 180, y de dispersiones de bentonita preparadas en soluciones iónicas con los tres tipos de sales. Las figuras muestran los cambios obtenidos para dispersiones con diferentes concentraciones volumétricas de partículas sólidas y diferentes concentraciones iónicas. Para el caso de las dispersiones en fluidos orgánicos, en las figuras 2a, 2b y 2c se muestran los resultados obtenidos con la máxima y mínima concentración volumétrica de sólidos ensayadas, en tanto que el la Figura 2d se muestran los resultados obtenidos en dispersiones de partículas de bentonita con la máxima y mínima concentración volumétrica

de partículas sólidas ensayadas y con la máxima y mínima concentración iónica, para los tres tipos de sales considerados.
Tendencias similares a las mostradas en la Figura 2 fueron obtenidas cuando se ensayaron dispersiones con contenidos volumétricos de partículas y concentraciones iónicas intermedias. Todos los reogramas muestran un aumento de la tensión de corte con el aumento en la velocidad de medición.

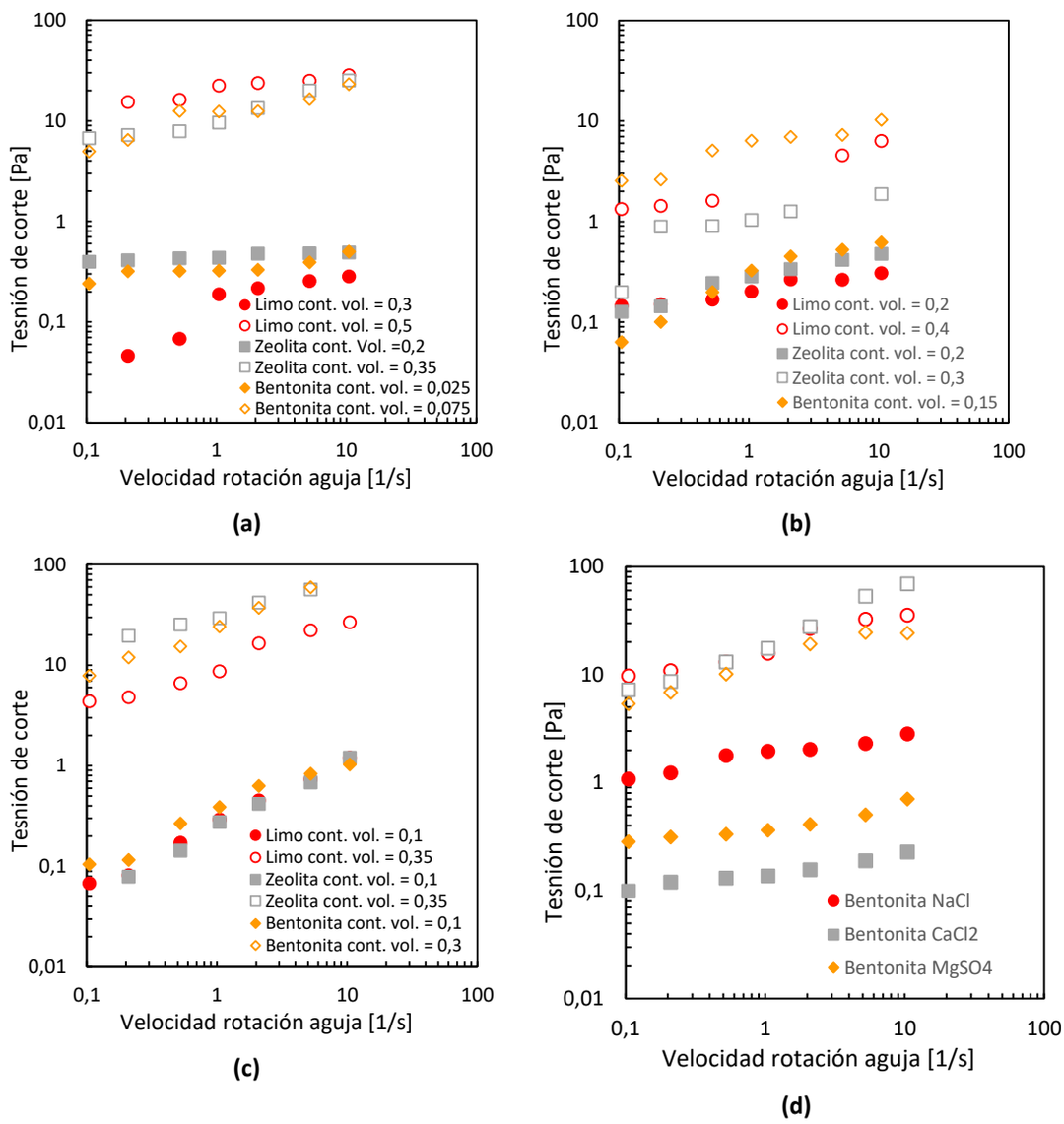


Figura 2: Cambio en la tensión de corte con la velocidad de rotación de las agujas para la medición. **a)** dispersiones preparadas en agua destilada; **b)** dispersiones preparadas en querosén; **c)** dispersiones preparadas en aceite de parafina 180; **d)** dispersiones de partículas de bentonita con ϕ =0,1 preparadas en soluciones iónicas de diferentes sales, símbolos llenos C = 1 mol/l, símbolos vacíos c = 1,8 x 10^{-4} mol/l.

En las figuras 2b y 2c se puede apreciar que los valores de resistencia al corte registrados para el caso de las dispersiones preparadas tanto en querosén como en aceite de parafina 180 son muy similares para el

caso de dispersiones con el mínimo ϕ ensayado. Las mínimas diferencias en los registros se deben a las diferentes viscosidades de base de los fluidos orgánicos utilizados.
En la figura 2a se puede apreciar que las tensiones de corte determinadas en las dispersiones preparadas en agua destilada son mayores cuando la superficie específica de las partículas es más alta, por más que el ϕ de las diferentes dispersiones sea el mismo. Por otro lado en la Figura 2d se puede apreciar que la magnitud de la resistencia al corte para dispersiones de partículas de bentonita con el mismo ϕ presentan mayor resistencia al corte cuando las concentraciones iónicas son menores (DDL de gran espesor según ecuación 1), presentando prácticamente los mismos valores sin importar el tipo de solución iónica, en tanto que para concentraciones iónicas altas, las magnitudes de las resistencia al corte registrada disminuyen en más de un orden de magnitud, ya que se esperan menores espesores de DDL. Por otro lado, para las concentraciones iónicas altas, se manifiestan diferencias importantes entre la resistencia al corte determinada para cada uno de los tipos de sales. Esto se debe a los diferentes espesores de DDL para la misma concentración y distintos tipos de sales (ver ecuación 1).
En la figura 3 se muestra la influencia de ϕ en la resistencia al corte de la dispersión (S_u) para el caso de dispersiones preparadas con partículas de limos loéssicos, zeolita y bentonita en agua destilada, querosén y aceite de parafina por un lado, y dispersiones de partículas de bentonita en soluciones de NaCl con diferentes concentraciones iónicas por otro. En todos los casos se evidencia un claro aumento en S_u con el aumento en ϕ. En el caso de las dispersiones preparadas con agua destilada se evidencia un mayor incremento en S_u en la medida que aumenta ϕ para partículas con mayor superficie específica, en tanto que los cambios son similares para el caso de dispersiones preparadas en querosén y en aceite de parafina, lo que pone en relevancia la magnitud de los fenómenos de interacción fluido-partícula en los casos en que se pueden desarrollar las DDL. Para el caso de las dispersiones de partículas de bentonita en soluciones iónicas, el incremento en S_u con ϕ es menor en la medida que las concentraciones iónicas aumentan y en consecuencia los espesores de DDL son menores.
Es importante remarcar que se determinaron los valores de S_u para el caso extremo de mezclas de partículas y fluidos con un contenido de fluido tal que se corresponda con el límite líquido. Para esta situación se consideró por definición de límite líquido un S_u = 2 KPa a partir del cual se computó el ϕ correspondiente a la mezcla. Estos puntos se representan en la figura 3 mediante símbolos abiertos. En todos los casos estos valores determinados mostraron continuidad en las tendencias obtenidas a partir de mediciones reológicas.
En la Figura 4 se muestra la influencia de la fuerza iónica de la solución y tipo de ion en solución en la resistencia al corte de dispersiones de bentonita para dos contenidos volumétricos de partículas diferentes (ϕ = 0,075 y ϕ = 0,1). Se puede apreciar que la dispersión con mayor ϕ presenta mayor resistencia al corte en todos los casos, en tanto que la resistencia al corte de la dispersión disminuye en la medida que aumenta la fuerza iónica hasta que se alcanza un valor mínimo para una fuerza iónica de aproximadamente 1 mol. A partir de esta fuerza iónica se evidencia en leve incremento en la magnitud de la resistencia de las dispersiones. El valor mínimo de resistencia al corte se encuentra en el mismo valor independientemente del contenido volumétrico de partículas sólidas en la dispersión y del tipo de ión con el que se preparan las dispersiones. Tendencias similares fueron reportadas por otros autores [22].
La interacción entre partículas es controlada fundamentalmente por la energía DLVO. Esta energía representa el balance entre la energía de repulsión debido a la interacción entre las DDLs (V_R – ecuación 7) y la energía de atracción de van der Waals (V_A – ecuación 8).

$$V_R = \frac{\varepsilon_r \varepsilon_0 \kappa}{8\pi}\left[\left(\psi_{0i}^2 + \psi_{0j}^2\right)(1 - \coth \kappa H) + 2\psi_{0i}\psi_{0j} cosech\, \kappa H\right] \qquad (7)$$

$$V_A = -\frac{A}{12\pi H^2} \qquad (8)$$

En donde ε_r es la permitividad dieléctrica relativa, ε_0 es la permitividad dieléctrica del vacío, κ^{-1} es el espesor de la doble capa difusa, ψ_{0i} y ψ_{0j} son los potenciales eléctricos de la superficie o el eje de la

partícula, *H* es la distancia entre partículas y *A* es la constante de Hamaker. Esta formulación de la energía DLVO considera partículas de forma plana y alargada con una distribución uniforme de cargas. A partir de las ecuaciones 7 y 8 se determinó la magnitud de la energía de interacción DLVO para dispersiones de partículas de bentonita en soluciones de NaCl, $CaCl_2$ y $MgSO_4$. Como ψ_{0i} y ψ_{0j} normalmente no se conoce, se aproximan a partir del potencial zeta de la superficie de partículas (ζ) [16,33]. Se asume un ζ = -22.5 mV a partir de los resultados publicados por [34] para dispersiones de partículas de bentonita de la misma procedencia que las utilizadas en esta investigación. La distancia entre partículas se consideró entre 10 y 140 nm. Se adoptó un valor para la constante de Hamaker A = 7 x 10^{-21} [16]. Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 5. Los resultados muestran que prevalece las interacciones caras – borde entre partículas para distancias bajas, independientemente de la valencia del ion considerado. El tipo de ion afecta la concentración teórica para la cual se dan fuerzas de repulsión importantes. La energía de repulsión prevalece para el caso de dispersiones de NaCl para separaciones interpartículas intermedias cuando las concentraciones iónicas se encuentran entre 1 x 10^{-3} mol/L y 0,1 mol/L. Para estas condiciones se esperan interacción tipo cara – cara cuando prevalece la energía de repulsión y cara – borde cuando prevalecen fuerzas de atracción [35].

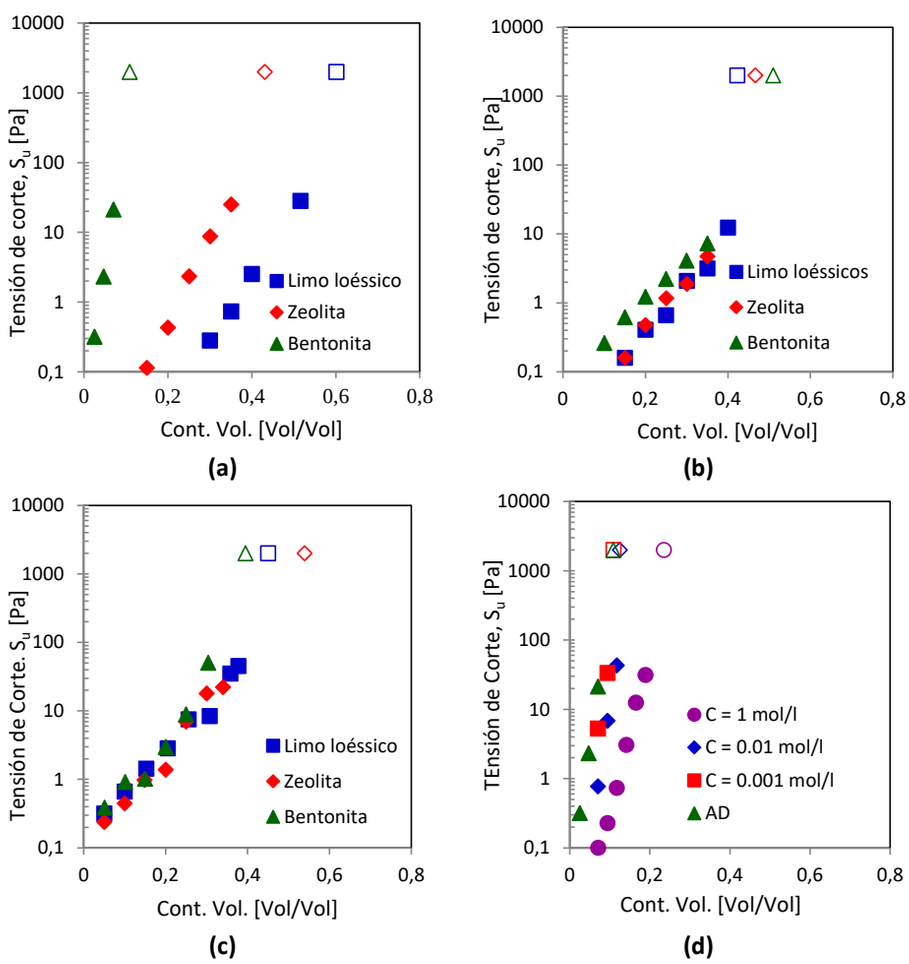


Figura 3: Cambio de la tensión de corte no drenada *Su* con el cambio en el contenido volumétrico de partículas en la dispersión. **a)** Agua destilada, **b)** querosén, **c)** Aceite de Parafina 90, **d)** Bentonita con solución de $CaCl_2$.

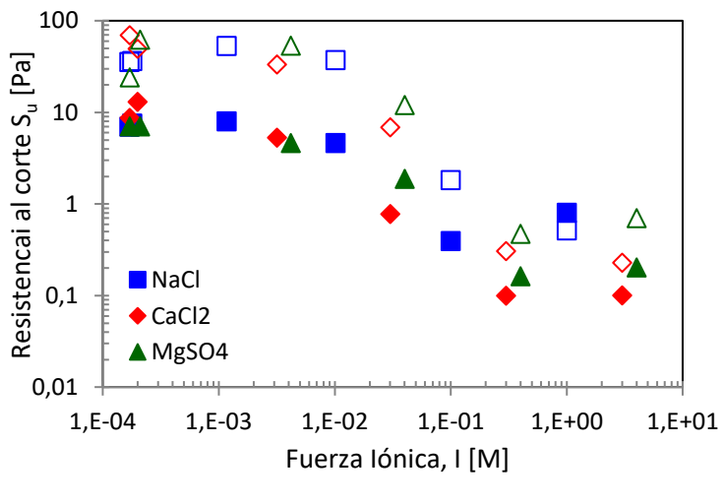


Figura 4: Cambio en la resistencia al corte no drenada con el cambio en la fuerza iónica de la solución para dispersiones de partículas de bentonita en diferentes soluciones iónicas. Símbolos llenos ϕ = 0,075, símbolos vacíos ϕ = 0,1

El comportamiento reológico de las dispersiones está controlado por las diferentes asociaciones entre partículas. El espesor de las DDL es importante para concentraciones bajas, en estos casos la energía de repulsión prevalece y se esperan interacciones entre partículas del tipo cara – cara [22]. Para concentraciones iónicas importantes, el espesor de las DDL decrece y se producen asociaciones caras – borde, en la medida que esta asociación toma lugar, se forman flóculos que comienzan a interactuar entre sí, resultando en menores contactos que entre partículas individuales y por lo tanto disminuye en la resistencia al corte de la dispersión. Esto se manifiesta al alcanzar la concentración de coagulación crítica, para la cual se da la mayor interacción entre flóculos y la menor interacción entre partículas individuales [36].

La ecuación de Dougherty – Krieger permite aproximar la viscosidad aparente de las dispersiones para distintos ϕ a través de la viscosidad intrínseca [η]. En la Figura 6 se muestran los valores de viscosidad intrínseca determinada para las dispersiones de limo loéssico, zeolita y bentonita en agua destilada y fluidos orgánicos (Figura 6a) y para las dispersiones de bentonita en soluciones con diferentes concentraciones iónicas y diferentes tipos de iones (Figura 6b). Para el caso de las dispersiones preparadas en agua destilada se evidencia un notorio incremento en [η] con el aumento de la superficie específica de las partículas, en tanto que los valores de [η] obtenidos para cada tipo de partículas con los distintos fluidos orgánicos son similares. Se evidencia una incidencia menor de la viscosidad del fluido puro en el valor de [η], es decir a mayor viscosidad del fluido puro, menor [η] para la dispersión.

En la Figura 6b se muestra la magnitud de los valore de [η] determinados en dispersiones de partículas de bentonita preparadas en soluciones con diferentes concentraciones iónicas de distintos tipos de iones. Se puede apreciar una importante diferencia en los valores de [η] determinados en las dispersiones preparadas en soluciones iónicas respecto de la preparada en agua destilada. En la medida que la concentración iónica disminuye se esperan mayores espesores de DDL esto se manifiesta en un incremento en [η]. Por otro lado, se puede apreciar que las diferencias en los valores de [η] determinados en soluciones iónicas con igual concentración, pero preparadas con diferentes tipos de iones, no son muy importantes, siendo mayores estas diferencias en el caso de soluciones de mayores concentraciones.

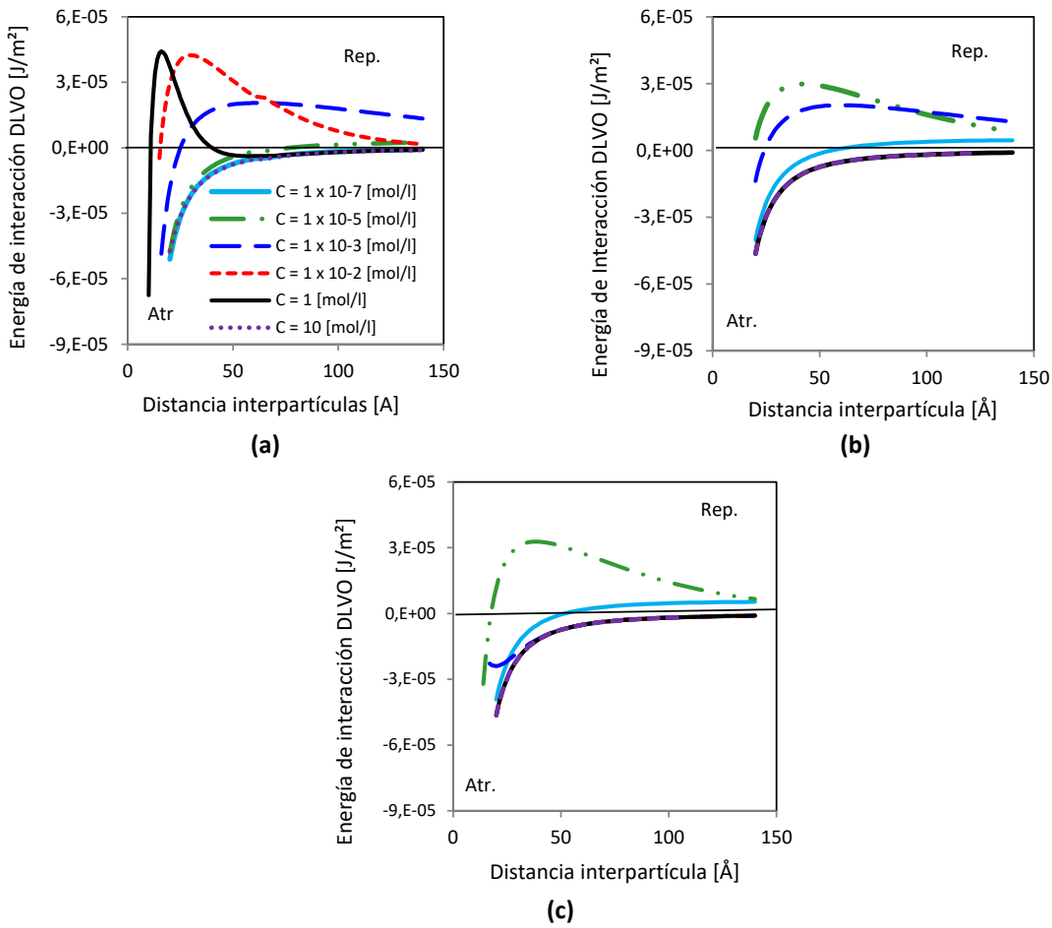


Figura 5: Energía de interacción DLVO entre partículas para diferentes distancias entre partículas y concentraciones iónicas. **a)** Para soluciones de NaCl, **b)** soluciones de $CaCl_2$, **c)** soluciones de $MgSO_4$

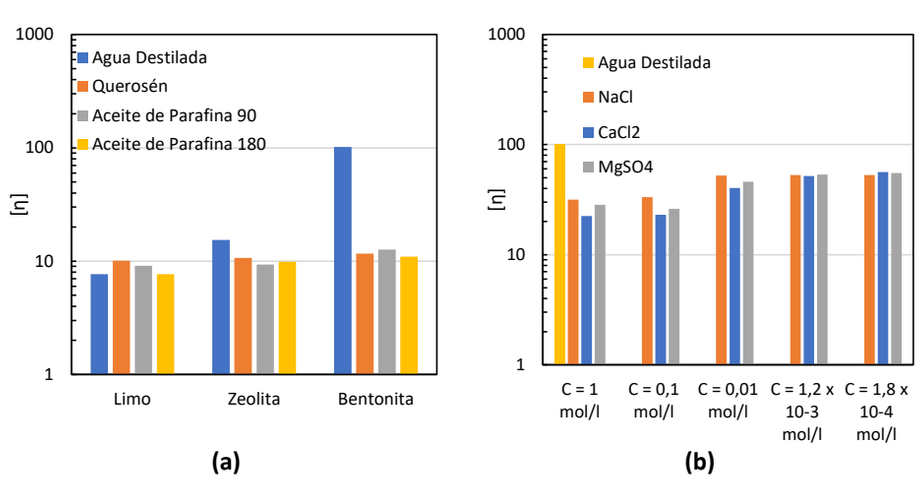


Figura 6: valores de viscosidad intrínseca de dispersiones. **a)** dispersiones en diferentes fluidos orgánicos, **b)** dispersiones en soluciones iónicas de diferentes concentraciones y diferentes tipos de iones.

A partir de los resultados obtenidos se estima que [η] se puede considerar como un indicador de la importancia de la magnitud de la interacción fluido partícula. Debido a los cambios en [η] observados para el caso de las dispersiones preparadas en soluciones iónicas, se puede cuantificar la magnitud del efecto electroviscoso primario a partir del análisis del cambio de [η].
Para el caso de las dispersiones se pude plantear la inclusión de un nuevo parámetro en la ecuación de Dougherty – Krieger indicada en la ecuación 9. Este nuevo coeficiente p_e tiene por objeto cuantificar la magnitud del efecto electroviscoso primario. La forma de la ecuación modificada resulta según se indica en la ecuación 9.

$$\frac{\mu}{\mu_0} = \left[1 - \left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)\right]^{-p_e[\eta]\phi_{max}} \qquad (9)$$

Para resolver esta ecuación se considera la viscosidad aparente determinada de manera experimental para cada dispersión y un ϕ_{max} = 0,64. En la Figura 7 se muestran el cambio en los valores del coeficiente de efecto elecrovisocoso primario p_e con los cambios en la concentración iónica. La magnitud de p_e se encuentra entre 0,3 y 4,0. Se puede observar cómo la magnitud de p_e disminuye con la concentración iónica. Estos cambios se pueden asociar a cambios en el espesor de las DDL. El efecto es más importante en la medida en que la misma se aproxima a la CCC, debido a los cambios en los mecanismos de interacción entre partículas, y la interacción entre flóculos de partículas.

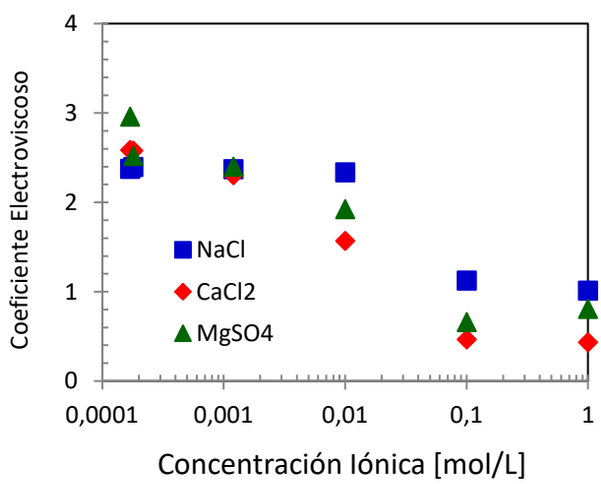


Figura 7: Variación del coeficiente electroviscoso primario p_e con la concentración iónica.

A partir de los resultados obtenidos se pude definir un parámetro adicional para cuantificar la importancia de la magnitud de la interacción fluido partícula definiendo un contenido volumétrico de partículas límite ϕ_{thr}, el cual se puede definir como el contenido volumétrico de partículas para el cual la dispersión presenta una resistencia al corte S_u = 1 Pa. Para ello se propone la realización de un análisis adimensional mediante tres relaciones que consideran el contenido volumétrico límite, el límite líquido y la conductividad hidráulica del suelo con agua destilada y con fluidos orgánicos, de acuerdo a las siguientes relaciones:

$$NL = \frac{LL_w}{LL_{NAPL}} \qquad (10)$$

$$Nk = \frac{k_w}{k_{NAPL}} \qquad (11)$$

$$N\phi = \frac{\phi_{NAPL}}{\phi_w} \qquad (12)$$

En donde *NL* = relación entre los límites líquidos determinados con agua destilada y con los fluidos orgánicos, *Nk* = relación de conductividad hidráulica entre la determinada con agua destilada y con los fluidos orgánicos y *N*ϕ es la relación entre el contenido volumétrico de las dispersiones para las cuales la resistencia al corte S_u = 1 Pa.

En la Figura 8a se muestra el cambio en la relación de conductividades hidráulicas N_k asociado al cambio en la relación de contenido volumétrico de partículas límite *N*ϕ. La línea de puntos se corresponde con la variación esperada de acuerdo al coeficiente de variación reportado para este parámetro por [37-38] (COV = 240). Se adopta el mismo valor de coeficiente de variación para *N*ϕ que el correspondiente al de límite líquido (COV = 0,3). El desvío de la relación *Nk* del valor 1 sin cambios en *N*ϕ se puede explicar al efecto de la viscosidad del líquido, mientras que el cambio de valor de *N*ϕ respecto del valor 1 se debe a la cantidad de moléculas de agua que hidrata las partículas de suelo.

No se observaron cambios significativos en *N*ϕ para los limos y la zeolita a pesar que se registraron diferentes valores de *Nk*. Esto se puede atribuir al efecto de las diferentes viscosidades de los líquidos en *k*. En consecuencia, se espera que el comportamiento de estos suelos presente pequeños cambios debidos a problemas de interacción fluido – partícula. Sin embargo, se obtuvieron cambios significativos en *Nk* y *N*ϕ para el caso de la bentonita. Esto indica una alta sensitividad de este tipo de suelo con el fluido que rodea las partículas (fluido intersticial en el caso de los suelos o dispersante en el caso de suspensiones).

La figura 8b presenta la influencia en el cambio en la relación de contenido volumétrico límite de partículas *N*ϕ y la relación de cambio en el límite líquido *NL*. Las líneas de punto paralela al eje vertical representan el cambio esperado en el *LL* respecto del coeficiente de variación reportado por [37] (COV = 0,3). En este caso, el desvío respecto de un valor *NL* = 1 sin cambios en *N*ϕ se puede atribuir también a cambios en la viscosidad del líquido. Los cambios en *N*ϕ para los limos y las zeolitas se pueden asociar con una baja influencia de la interacción fluido – partícula y la influencia de la viscosidad de los fluidos orgánicos en los resultados obtenidos. Ningún valor menor a *NL* = 1 puede ser obtenido dado que la mayoría de los límites líquidos de muestras de suelos determinados con fluidos orgánicos son menores que los obtenidos con agua destilada. Sin embargo, cambios importantes en *NL* fueron obtenidos para el caso de las muestras de bentonita ensayadas en consonancia con los cambios previamente reportados para *Nk*.

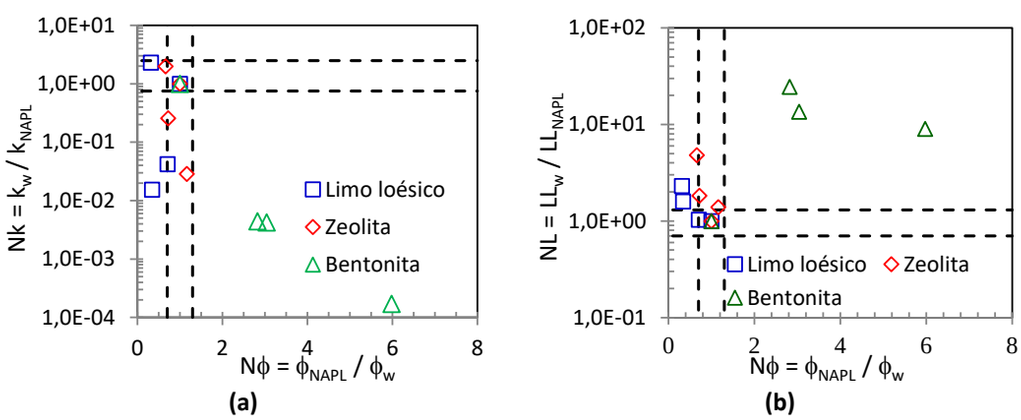


Figura 8: Importancia de la interacción fluido partícula. **a)** cambios en la relación de contenido volumétrico de partículas sólidas límite con el cambio en la conductividad hidráulica, **b)** cambios en la relación de contenido volumétrico de partículas sólidas límite con el cambio en el límite líquido.

Las propiedades reológicas de las dispersiones afectan el desempeño de lodos de perforación utilizados para construcción de pozos de aprovechamiento de aguas subterráneas, pozos de extracción de hidrocarburos o perforaciones requeridas en procesos de remediación de sitios contaminados y en perforaciones necesarias para la ejecución de diversas construcciones como así también se los utiliza para el relleno de pantallas, o barreras verticales. Para los procesos de construcción es de fundamental importancia el uso de lodos con el menor contenido de partículas sólidas que permita mantener la viscosidad deseada para los procesos de perforación y construcción [39]. Las operaciones de perforación y construcción son afectados por cambios en la viscosidad y/o cambios en la estabilidad de los lodos en caso que los mismos se vean afectados por procesos de interacción fluido – partícula con fluidos de diferentes concentraciones iónicas por ejemplo en procesos de construcción de pozos de aprovechamiento de agua o bien por contacto con fluidos orgánicos como es el caso de suelos contaminados en sitios de almacenamiento de hidrocarburos o en la construcción de pozos en la industria petrolera.
El correcto diseño y dosificación de los lodos está fuertemente controlado por las características de las partículas de arcilla que se utilizan y la susceptibilidad de interacción fluido – partícula. Por otro lado, la ejecución de proyectos de remediación de suelos contaminados y acuíferos contaminados implica el contacto de estos lodos con sustancias de diferente naturaleza. Los resultados analizados en este trabajo permiten avanzar en la comprensión de la importancia de la interacción fluido – partícula en el cambio de las propiedades de los lodos y suelos de partículas finas contaminados.

5 CONCLUSIONES

Este artículo introduce un procedimiento alternativo para evaluar la influencia de la magnitud de los mecanismos de interacción fluido – partícula. Las principales conclusiones a las que se arribaron se pueden resumir como sigue:

- El comportamiento de dispersiones de partículas se puede utilizar para evaluar la relevancia de la interacción fluido-partícula para suelos de partículas finas con solucione iónicas y con fluidos orgánicos.
- La resistencia al corte no drenada (*Su*) de la dispersión de partículas depende del contenido volumétrico de partículas sólidas (ϕ).
- La resistencia al corte no drenada de las dispersiones decrece con el incremento en la fuerza iónica de la solución de suspensión hasta alcanzar un valor mínimo determinado para la concentración de coagulación crítica (CCC) para una fuerza iónica de alrededor 2M.
- El efecto electroviscoso se analizó a partir de estudiar los cambios en el comportamiento reológico determinados mediante la ecuación de Dougherty – Krieger. Se propuso una modificación en esta ecuación para incorporar un parámetro que captura la magnitud del efecto electroviscoso primario. Se determinó que la magnitud del mismo disminuye con el incremento en la concentración iónica de las soluciones.
- El contenido volumétrico de partículas para el cual las dispersiones presentan una resistencia al corte de 1 Pa se definió como el contenido volumétrico límite ϕ_{thr} como una propiedad que permite caracterizar las dispersiones para los diferentes fluidos. Este parámetro se puede utilizar como una medición directa de la influencia de la interacción fluido – partícula en el comportamiento del suelo.
- Se definieron tres parámetros adimensionales *NL*, *Nk* y *N*ϕ para evaluar la influencia de los mecanismos de interacción fluido – partícula. El análisis de estas relaciones adimensionales permite una nueva aproximación al estudio de suelos contaminados con fluidos orgánicos y con soluciones iónicas y permite nuevas oportunidades para evaluar la influencia de la mineralogía de los suelos en los mecanismos de interacción fluido – partícula.

AGRADECIMIENTOS

Estas investigaciones fueron parcialmente financiadas por el Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET) (Proyecto Nº: 11220150100298CO y PUE -49765) y por la Secretaría de Ciencia y Técnica – Universidad Nacional de Córdoba SECyT-UNC (Proyecto Nº 30720150100665CB).

REFERENCIAS

[1] He, M., Wang,, Y., Forssberg, E., Slurry rheology in wet ultrafine grinding of industrial minerals: a review. Powder Technol. 147, 2004, pp. 94–112. https://doi.org/10.1016/j.powtec.2004.09.032.

[2] Miyahara, K., Adachi, Y., Nakaishi, K., The viscosity of a dilute suspension of sodium montmorillonite in an alkaline state, Colloids Surf. A, 131, 1998, pp. 69–75. https://doi.org/10.1016/S0927-7757(96)03961-1.

[3] Jogun, S. M., Zukosky, C. F., Rheology and microstructure of dense suspensions of plate – shaped colloidal particles. J. Rheol, 43, 1999, pp. 847–871. https://doi.org/10.1122/1.551013.

[4] Yildiz, N., Sarikaya, Y., Çalimli, A., The effect of the electrolyte concentration and pH on the rheological properties of the original and the Na2CO3 – activated Kütahya bentonite, Appl. Clay Sci., 14, 1999, pp.319–327. https://doi.org/10.1016/S0169-1317(99)00006-X.

[5] Kelessidis, V. C., Tsamantaki, C., Dalamarinis, P., Effect of pH and electrolyte on the rheology of aqueous Wyoming bentonite dispersions, Appl. Clay Sci., 38, 2007, pp. 86–96. https://doi.org/10.1016/j.clay.2007.01.011.

[6] Amorós, J. L., Beltrán, V., Sanz, V., Jarque, J. C., Electrokinetic and rheological properties of highly concentrated kaolin dispersions: Influence of particle volume fraction and dispersant concentration, Appl. Clay Sci., 49, 2010, pp. 33–43. https://doi.org/10.1016/j.clay.2010.03.020.

[7] Jang J, Santamarina JC, Fines classification based on sensitivity to pore – fluid chemistry. J. Geotech. Geoenviron. 142(4), 2016. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001420.

[8] Francisca F. M., Montoro M. A. and Nieva P. M., Macroscopic properties of soils controlled by the diffuse double layer around particles, Research and Reviews in Electrochemistry, 2 (1), 2010, pp. 1 – 5.

[9] Kermani M, Ebadi T, The effect of oil contamination on the geotechnical properties of fine – grained soils. Soil Sediment Contam. 21(5), 2012, pp.655-671. DOI: 10.1080/15320383.2012.672486.

[10] Estabragh AR, Beytolahpour I, Moradi M, Javadi AA, Consolidation behavior of two fine – grained soils contaminated by glycerol and ethanol. Eng. Geol. 178(21), 2014, pp. 102–108. http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.05.017.

[11] Fetter, C.W., Boving, T., Kreamer, D., Contaminant Hydrogeology, 3rd Ed. Waveland Press, Inc. 2018

[12] Pusch, R., Yong, R. N., Microstructure of Smectite Clays and Engineering Performance, Taylor & Francis, New York, 2006.

[13] Montoro MA, Francisca FM. Soil Permeability Controlled by Particle–Fluid Interaction. Geotech. Geol. Eng., 28(6): 2010, pp. 851-864. DOI 10.1007/s10706-010-9348-y.

[14] Israelachvili, J., Intermolecular & Surface Forces, Second ed., Academic Press, London, 1992.

[15] van Olphen, H., Introduction to Clay Colloidal Chemistry, second ed., Wiley, New York, 1977

[16] Durán, J. D. G., Ramos-Tejada, M. M., Arroyo, F. J., González – Caballero, F., Rheological and electrokinetic properties of sodium montmorillonite suspensions I. Rheological properties and interparticle energy of interaction, J. Colloid Interface Sci., 229, 2000, pp. 107–117. https://doi.org/10.1006/jcis.2000.6956.

[17] Heller, H., Keren, R., Rheology of Na – rich montmorillonite suspensions as affected by electrolyte concentration and shear rate, Clays Clay Miner., 49, 2001, pp. 286 – 291.
[18] Olgun M, Yildiz M., Effect of organic fluids on the geotechnical behavior of a highly plastic clayey soil. Appl. Clay Sci., 48(4): 2010, pp.615-621. doi:10.1016/j.clay.2010.03.015.
[19] Francisca F.M. y Montoro M.A, Behavior of natural fine soil particles dispersions in non – aqueous phase liquids. ASCE Journal of Environmental Engineering, 147(2), 2021. https://doi.org/10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0001847.
[20] Hiemenz, P. C., Rajagopalan, R., Principles of Colloid and Surface Chemistry, Third ed., CRC Taylor & Francis, Boca Raton, 1997.
[21] Kelessidis, V.C., Maglione, R., Yield stress of water – bentonite dispersions, Colloids Surf. A, 318, 2008, pp. 217 – 226, https://doi.org/10.1016/j.colsurfa.2007.12.050.
[22] Abu-Jdayil, A., Rheology of sodium and calcium bentonite – water dispersions: Effects of electrolytes and aging time, Int. J. Miner. Process., 98, 2011, pp. 208 – 213. https://doi.org/10.1016/j.minpro.2011.01.001.
[23] Adamczyk, Z., Jachimska, B., Kolasińska, M., Structure of colloid silica determined by viscosity measurements, J. Colloid Interface Sci, 273, 2004, pp. 668–674, https://doi.org/10.1016/j.jcis.2004.01.008.
[24] Krieger I.M., Rheology of monodisperse latices. Adv. Colloid Interface Sci. 3(2): 1972, pp. 111-136.
[25] Montoro MA, Francisca FM, Effect of ion type and concentration on rheological properties of natural sodium bentonite dispersions. Appl. Clay Sci., 178: 2019, 105132. https://doi.org/10.1016/j.clay.2019.105132.
[26] Seed H.B., Woodward RJ, Lundgren R, Fundamental Aspects of the Atterberg Limits. J. Soil Mech. Found. Div., 90: 1964, pp. 75 – 105.
[27] Vardanega P.J., Haigh S.K., The undrained strength – liquidity index relationship. Can, Geotech. J. 51(9): 2014, pp.1073-1086. https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0169.
[28] Smiles D.E., Effects of solutes on clay–water interactions: Some comments. Appl. Clay Sci., 42(1-2): 2008, pp. 158-162. https://doi.org/10.1016/j.clay.2008.01.006.
[29] ASTM International, Annual Book of Standards, West Conshohoken PA., 2014.
[30] Santamarina, J.C., Klein, K.A., Wang, Y. H., Prencke, E., Specific surface: Determination and relevance, Can. Geotech. J., 39, 2002, 233 –241. https://doi.org/10.1139/t01-077.
[31] BS:1377. British Standard Methods of Tests for Soil for Engineering Purposes, Part 2, BSI, 1990, London.
[32] Komine, H., Simplified evaluation on hydraulic conductivities of sand–bentonite mixture backfill. Applied clay science 26 (1-4), 2004, pp. 13-19.
[33] Missana, T. Adell, A., On the applicability of DLVO theory to the prediction of clay colloids stability, J. Colloid Interface Sci., 230, 2000, pp. 150–156, https://doi.org/10.1006/jcis.2000.7003.
[34] Glatstein, D. A., Francisca, F. M., Influence of pH and ionic strength on Cd, Cu and Pb removal from water by adsorption in Na-bentonite, Appl. Clay Sci., 118, 2015, pp. 61 – 67. https://doi.org/10.1016/j.clay.2015.09.003.
[35] Loginov, M., Larue, O., Lebovka, N., Vorobiev, E., Fluidity of highly concentrated kaolin suspensions: influence of particle concentration and presence of dispersant, Colloids Surf. A, 325, 2008, pp. 64 – 71. https://doi.org/10.1016/j.colsurfa.2008.04.040.
[36] Kretser, R.G., Scales, P. J., Boger, D. V., Surface chemistry – rheology inter-relationships in clay suspension, Colloids Surf. A, 137, 1998, pp. 307–318. https://doi.org/10.1016/S0927-7757(97)00372-5.
[37] Harr M., Reliability-Based Design in Civil Engineering, Dover Publications, Inc., New York, 1987.

[38] Phoon, K. K., Reliability-based design in geotechnical engineering: computations and applications. CRC Press, 2008.

[39] Zhang, J.R., Xu, M.D., Christidis, G.E., Zhou, C.H., Clay minerals in drilling fluids: functions and challenges, Clay Minerals, 55(1), 2021, pp. 1-24. DOI: 10.1180/clm.2020.10.

Cambio volumétrico en los loess de Córdoba inundados con fluidos orgánicos.

F.M. Francisca, I. Giomi y M.A. Montoro

franco.fracisca@unc.edu.ar; ignaciogiomi@unc.edu.ar;marcos.montoro@unc.edu.ar.
Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Córdoba, Argentina.
Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT), CONICET y Universidad Nacional de Córdoba.

RESUMEN: Los loess de la zona central de Argentina presentan cambios volumétricos que dependen fuertemente de las variaciones en el contenido de humedad. Los loess típicos están conformados por partículas finas de arena y limo que están unidas por puentes de arcilla y sales precipitadas en los contactos entre partículas, constituyendo una estructura macro-porosa. Cargas externas e incrementos en el contenido de humedad generan una gran reducción en su volumen. Los mecanismos responsables del colapso de la estructura de los loess han sido ampliamente estudiados por diferentes autores. Por otro lado, existe información limitada sobre los cambios volumétricos que se producen en suelos colapsables como consecuencia de la contaminación con fluidos no polares. Los pozos de producción de hidrocarburo, las granjas de tanques y tuberías de transporte constituyen los principales focos de posible contaminación con fluidos orgánicos. Este trabajo presenta un análisis experimental sobre los cambios volumétricos en la condición de desplazamiento lateral nulo para los loess de Córdoba, a humedad natural y luego de ser inundados con kerosene. Se realizaron ensayos edométricos sobre muestras inalteradas, cementadas y no cementadas, en condición de humedad natural, inundadas con agua y un fluido no polar. Los resultados muestran una nueva perspectiva sobre los mecanismos responsables del colapso del suelo.

Palabras clave: COLAPSO – CONTAMINACIÓN – LOESS – SUELOS NO SATURADOS – QUEROSÉN

RESUMO: Os loess da zona central da Argentina apresentam mudanças volumétricas que dependem fortemente das variações no teor de umidade. Os loess típicos são constituídos por partículas finas de areia e siltes que se unem por pontes de argila e sais precipitadas nos contatos entre as partículas, constituendo uma estrutura macroporosa. A presença de cargas externas e aumentos no tenor de umidade, geram uma grande redução em seu volume. Os mecanismos responsáveis pelo colapso da estrutura têm sido amplamente estudados por diferentes autores. Além disso, os dados disponíveis sobre os câmbios volumétricos que acontecem em solos colapsáveis como consequência da contaminação com hidrocarbonetos é limitada. As principais fontes de contaminação com fluidos orgânicos são os poços de produção de hidrocarbonetos, tanques de armazenamento e dutos de transporte. Esta pesquisa

apresenta uma análise experimental das mudanças volumétricas nos loess de Córdoba no ensaio de adensamento lateralmente confinado. Foram realizados ensaios edométricos em amostras inalteradas, cimentadas e não cimentadas, em condições de umidade natural, inundadas com água e um fluido apolar. Os resultados mostram uma nova perspectiva sobre os mecanismos responsáveis pelo colapso.

PALAVRAS-CHAVE: COLAPSO, CONTAMINAÇÃO, LOESS, SOLOS NÃO SATURADOS, QUEROSENE.

1 INTRODUCCIÓN

Los suelos loéssicos han sido ampliamente estudiado en las últimas seis décadas por numerosos investigadores alrededor del mundo. El estudio de los loess ha ganado gran relevancia, en primer lugar, debido al comportamiento particular asociado a los cambios volumétricos al ser humedecidos y además por la gran extensión territorial que es recubierta por este tipo de suelos. Se estima que aproximadamente el 10% de las áreas continentales están recubiertas por loess; países como Estados Unidos, Argentina, Rusia, China, Francia, Alemania y Nueva Zelanda tienen importantes extensiones territoriales de depósitos loéssicos [1-2]. En el caso particular de Argentina, ocupan alrededor de 600 mil kilómetros cuadrados en el área central, ubicados en la planicie Chaco-Pampeana [3]. Los procesos de formación de los loess están asociados principalmente a fenómenos eólicos y fluviales [4-5].

Francisca (2007) [6] caracterizó el comportamiento mecánico típico de los loess a través de ensayos edométricos y ensayos de penetración estándar (SPT). Se apreciaron diferencias considerables en la respuesta tenso-deformacional de las muestras cementadas en relación a las no cementadas. Los loess no cementados presentan un comportamiento metaestable, caracterizado por una alta relación de vacíos. Están constituidos por partículas de arena y limo, unidos mediante puentes de arcilla y sales precipitadas, conformando poros de gran tamaño [6-8]. El incremento del contenido de agua reduce la succión matricial, debilita los puentes de arcilla y disuelve las sales precipitadas. Como consecuencia de estos tres factores, la estructura del suelo se debilita, generando importantes cambios volumétricos al ser cargados [6, 9-10]. Por otro lado, en muestras de loess cementadas no hay cambios significativos en la curva tensión deformación como consecuencia del humedecimiento [6].

El cambio en el comportamiento mecánico y las propiedades físicas de loess puede sufrir modificaciones por variaciones en el contenido de agua, y también por la presencia eventual de líquidos contaminantes. La interacción fluido partícula y la succión en el suelo tienen un impacto importante en el comportamiento de fundaciones superficiales, fundaciones profundas, así como también en el desempeño de tanques de almacenamiento de combustible y tuberías de transporte.

En las últimas dos décadas, distintos autores analizaron el efecto de la contaminación con hidrocarburo sobre las propiedades mecánicas y físicas en los suelos. Los cambios en las propiedades del suelo pueden atribuirse a la interacciones físicas y físico/químicas entre partículas y contaminante [11]. El comportamiento mecánico depende por un lado del tipo de suelo y por otro de las propiedades del contaminante. En el caso de contaminantes orgánicos las propiedades más relevantes son la viscosidad y la densidad del fluido, mientras que en el caso de contaminantes inorgánicos son la concentración iónica y la valencia [12-13]. La interacción fluido-partícula está controlada inicialmente por la presencia de cargas eléctricas no balanceadas en las partículas finas de alta superficie específica de minerales arcillosos. En consecuencia la proporción de partículas finas en una muestra de suelos es determinante en la magnitud de la importancia de los fenómenos de interacción fluido – partícula [14]. En el caso de suelos granulares predominan procesos físicos, mientras que en suelos finos aquellas de carácter físico-químicas [15].

Los suelos granulares contaminados con petróleo sufren un incremento en la compresibilidad y una reducción de los módulos de deformación [15-17]. Estos cambios se atribuyen principalmente al efecto de lubricación de las partículas en los contactos, generando una disminución del ángulo de fricción interna [18]. Por lo tanto, en sitios contaminados con petróleo crudo, la capacidad portante en fundaciones se reduce y los asentamientos asociados aumentan [19-20].

El contacto de hidrocarburos con partículas de suelos finos genera cambios importantes que se asocian en primer lugar a los efectos sobre la doble capa difusa [21]. El espesor de la doble capa decrece cuando fluidos orgánicos están en contacto con las partículas de arcilla. Esta disminución es producto principalmente de los valores de permitividad dieléctrica bajos. En consecuencia, prevalecen las fuerzas de atracción respecto de las de repulsión y se tiende a la formación de una estructura floculada [13, 22-23], el límite líquido se reduce y la conductividad hidráulica aumenta [14, 24-26]. La presencia de NAPLs (non-aqueous phase liquids, por su sigla en inglés) en suelos finos también afecta a las propiedades mecánicas, tales como la resistencia y la compresibilidad. Singh et al. (2009) [15] observó para el caso de suelos arcillosos que el índice de compresión aumentaba y el coeficiente de consolidación disminuía debido a la presencia de fluidos orgánicos. Similares tendencias fueron obtenidas por numerosos autores [25, 27-32].

A pesar de las investigaciones realizadas, existe información limitada sobre el efecto de NAPLs sobre los índices de expansión y re- compresión en suelos finos. En particular, se dispone de escasos datos sobre el efecto de hidrocarburos en el comportamiento de suelos colapsables. Francisca et al. (2015) [33] analizaron la respuesta de muestras de loess en contacto con querosén en la condición de desplazamiento lateral nulo. Se concluyó que las muestras de loess estudiadas desarrollan un colapso reducido en presencia de querosén comparado con los cambios volumétricos producidos al ser inundado con agua. Además, Giomi y Francisca (2018) [34] simularon el comportamiento tenso-deformacional de loess contaminados con hidrocarburo mediante el modelo constitutivo de Cam Clay modificado. Se logró recrear de manera satisfactoria el comportamiento del suelo en estado saturado para la condición de desplazamiento lateral nulo. Se evidenció que la presencia del contaminante genera un incremento en la compresibilidad comparado al estado natural y además el suelo presenta colapso para presiones superiores a la presión de fluencia con querosén.

El objetivo principal de este trabajo es entender los mecanismos responsables de los cambios volumétricos que se producen en los loess como como consecuencia de la contaminación con fluidos orgánicos. En particular se plantea analizar el efecto de la contaminación de estos suelos con querosén sobre muestras de loess cementadas y no cementadas, y comparar las variaciones que se obtengan en las propiedades de compresibilidad con las registradas en muestras de loess con comportamiento colapsable.

2 COMPORTAMIENTO DE MECÁNICO DE LOS LOESS DE CÓRDOBA

Las principales características mecánicas de los loess de Argentina han sido estudiadas en las últimas cuatro décadas [10, 35-37]. Estos sedimentos del cuaternario se conocen como Formación Pampeana y tienen un espesor que varía entre los 100 y 600 metros [38]. El suelo se clasifica como loess primario o secundario en función de los agentes de transporte presentes en el pasado. Las partículas de arcilla, limo y arena fueron depositadas por el viento (loess primarios) y el agua; la nieve y los efectos gravitaciones disturbaron y transportaron las partículas formando los depósitos de loess secundario [38]. Además, diferentes procesos de diagénesis tales como la hidratación, disolución de sales solubles y formación de yeso, son también responsables de la transformación de los loess primarios en secundarios [4].

Reginatto y Ferrero (1973) [7] identificaron como loess colapsables a aquellos que presentan una estructura macroporosa y una relación de vacíos alta, una granulometría predominantemente fina (limos y arcillas) y una estructura mal acomodada. Las partículas más gruesas forman un esqueleto rígido responsable de la transferencia de cargas. Un pequeño porcentaje de las partículas comparten y transfieren la mayor parte de la carga. Además, el efecto combinado de fuerzas de atracción, succión y eventualmente una leve cementación confieren al loess una cohesión relativamente alta que se traduce en una rigidez importante del esqueleto granular y la capacidad de soportar cargas medianas en condiciones de bajos contenidos de humedad. Cuando el contenido de agua aumenta, los materiales de unión, presentes en los contactos entre partículas de arena y limo, se debilitan, generando el colapso de la estructura, incluso antes de llegar a la saturación [8]. Solamente en el caso de muestras cementadas,

donde las partículas sufren cementación por la precipitación de carbonato de calcio y silicatos, no se observa colapso y el suelo presenta un comportamiento que se puede asemejar al de una roca muy débil. Es posible diferenciar a través de la presión de fluencia en estado saturado entre: a) Loess potencialmente colapsables, cuando la presión de tapada es menor a la presión de fluencia; b) Loess auto-colapsables, cuando la presión de fluencia es menor a la presión de tapada, y el suelo colapsa por precio propio [39]. Francisca 2007 [6] a partir de ensayos doble edométricos realizados sobre muestras cementadas y no cementadas identificó dos respuestas mecánicas muy distintas. En primer lugar, curvas de compresibilidad sobre muestras cementadas, ensayadas a humedad natural e inundadas con agua, evidenciaron que el nivel de deformación es prácticamente el mismo a igual valor de tensión efectiva. En consecuencia, este tipo de loess no colapsa. Por otro lado, las muestras no cementadas, presentan un comportamiento colapsable. En condición no saturadas las deformaciones verticales son considerablemente menores en comparación de aquellas saturadas. La presión de pre-consolidación obtenida para la condición saturada es significativamente menor que en la condición no saturada [40]. Rinaldi y Clariá (2001) [41] definieron que el colapso masivo de la estructura del loess se desencadena para valores de presiones cercanos a los de la presión de colapso. Concluyeron que la presión de colapso no es constante, sino que su valor decrece a medida que aumenta el contenido de agua.

3 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE SUELOS CONTAMINADOS CON HIDROCARUBUROS

3.1 *Comportamiento mecánico de suelos granulares contaminadas*

El comportamiento mecánico e hidráulico de los suelos contaminados está condicionando, por un lado, por el tipo de suelo y por el otro el tipo de contaminante presente en los poros. Resultados obtenidos a partir de ensayos triaxiales y de consolidación sobre muestras de arena mezcladas con 6% de petróleo crudo sobre peso seco mostraron incrementos significativos de la compresibilidad y una reducción del módulo de elasticidad [16]. Kamehchiyan y Tajik (2007) [26] trabajaron con en arenas pobremente graduadas ensayadas con distintos porcentajes de petróleo crudo. Las muestras fueron previamente secadas en estufa a 105°C, luego mezcladas con 2,4,8, 12 y 16% de crudo y dejadas reposar en un recipiente hermético durante 30 días. Los parámetros de compactación y de permeabilidad fueron obtenidos a través de la adición y saturación con agua, respectivamente. Se observaron decrecimientos en la resistencia al corte, permeabilidad, densidad seca máxima y contenido de humedad óptimo.Shin y Das (1999) [19] analizaron a partir de un modelo a escala el comportamiento mecánico de arenas en presencia de petróleo crudo, variando el contenido de 0 al 4,2%. Emplearon por un lado el ensayo de corte directo y por el otro, determinaron la capacidad portante a través de un modelo de fundación superficial realizado a través de una placa de aluminio. Por debajo del modelo se colocaron arena limpia húmeda y con distintos contenidos de crudo, compactadas en capas de 20 mm. Pudieron evidenciar un decrecimiento en el ángulo de fricción interna y de la capacidad portante. Puri (2000) [17] presentó los resultados obtenidos de ensayos de compactación, corte directo y compresión unidimensional para distintos porcentajes de crudo en arenas (SP). Se detectó una reducción entre el 20 y el 25% del ángulo de fricción interna comparado con muestras secas y una disminución del módulo edométrico. El ensayo de compactación fue realizado en primer lugar sobre muestras con distintos contenidos de crudo y en segundo lugar empelando agua. No se obtuvieron cambios significativos, siendo el valor de peso unitario seco ligeramente superior para la muestra contaminada. Similarmente, la contaminación con aceite de motor sobre muestras arenas pobremente graduadas genera una disminución del ángulo de fricción interna y de la cohesión efectiva, reduciendo la capacidad portante y la resistencia al corte [15]. El estudio de fundaciones superficiales localizadas en zonas contaminadas con hidrocarburo, evidenciaron la reducción significativa de la capacidad portante y el incremento de los asentamientos verticales. Se detectó que el aceite de motor pesado afecta en mayor medida el comportamiento mecánico en comparación con el gasoil ligero. El aceite de motor pesado produce una mayor reducción del valor del

CBR, atribuyéndole al hecho de que este tipo de combustible facilita el mayor deslizamiento entre partículas, lo que se traducen en mayor compresibilidad con un incremento en la viscosidad [20]. La presencia de querosén y de gasoil en zapatas corridas sobre arenas en cercanías de un talud, reduce la capacidad portante hasta un 30% debido al querosén y hasta un 40% cuando está contaminada con gasoil comparado con la capacidad portante en arenas limpias [42].

3.2 Comportamiento mecánico de suelos finos contaminados

En el caso de suelos granulares contaminados con hidrocarburos predominan fenómenos físicos, mientras que para el caso de suelos finos los fenómenos físico-químicos tienen mayor relevancia [11]. Ensayos realizados sobre arcillas de baja plasticidad (CL) y de alta plasticidad (CH) con distintos contenidos de aceite de motor, evidenciaron un incremento en el índice de compresión y una disminución del coeficiente de consolidación Las muestras empleadas fueron inicialmente secadas, luego mezcladas con 3, 6 y 9% y dejadas reposar durante una semana, hasta alcanzar el equilibrio. Se obtuvo un incremento en la conductividad hidráulica, aunque los incrementos los índices de compresibilidad fueron más significativos [15]. De igual manera, en arcillas de alta y baja plasticidad, se analizó el efecto del aceite de motor, diésel, nafta y querosén. El índice de compresión aumenta a medida que el contenido de contaminante crece, excepto para el caso del querosén. Los autores adjudicaron este comportamiento a la no polaridad de este fluido [29]. La adición de distintos porcentajes de petróleo crudo en suelos arcillosos genera una reducción de los parámetros resistentes, y además afecta los límites de consistencia, principalmente por cambios en la viscosidad del fluido. Los fluidos presentes con constantes dieléctricas bajas hacen que la arcilla se comporte como un material granular [26]. Otros autores, como Kermani y Ebadi (2012) [43], al trabajar con suelos finos contaminados con crudo observaron un incremento de la compresibilidad de las muestras en ensayos de consolidación. Los autores responsabilizaron, por un lado, al hecho de que las partículas del suelo al ser rodeadas por el hidrocarburo, poseen una menor área superficial, siendo la capacidad de intercambio catiónico menor, y por el otro el efecto de lubricación del petróleo ocasiona una reducción en el ángulo de fricción interna. Existen numerosos aportes sobre el efecto de los hidrocarburos en el comportamiento edométrico de suelos finos, aunque las tendencias obtenidas varían según los distintos autores. Meegoda and Ratnaweera (1994) [27] estudiaron muestras de arcillas con propanol, glicerina y agua. Se emplearon muestras de caolinita y mezclas caolinita-montmorillonitas con distintas proporciones de propanol-agua y glicerina-agua. Los resultados mostraron un incremento en la compresibilidad a medida que la concentración de contaminante aumentaba. Los autores adjudicaron este comportamiento a la viscosidad, que facilita la lubricación entre las partículas y aumenta la compresibilidad. Por otro lado, las mezclas caolinita-montmorillonita sufrieron una disminución de los índices de compresión como consecuencia del incremento del contenido de contaminante. A mayor contenido de glicerina o propanol, los valores de constante dieléctrica son menores, provocando la arcilla se comporte como un material granular y más rígido. . Kaya y Fang (2000) [22] analizaron el efecto de un fluido orgánico sobre las propiedades físicas de un suelo fino. Mostraron que una disminución en la constante dieléctrica produce una reducción de las fuerzas de repulsión y atracción; pero al ser mayor la reducción en las fuerzas de repulsión comparadas con las de atracción, las partículas de suelo tienden a formar una estructura floculada. Di Matteo et al. (2011) [30] trabajaron sobre la compresibilidad de muestras de caolinita, pero empleando mezclas etanol-gasolina. Las muestras fueron preparadas con un grado de saturación cercano al 100% y a partir de ensayos de consolidación, se observó que el índice de compresión más bajo correspondía a las muestras saturadas con agua. Este comportamiento fue adjudicado a cambios en la constante dieléctrica para las distintas mezclas etanol-gasolina. A medida que la constante dieléctrica decrece, el espesor de la doble capa disminuye, y la estructura del suelo se vuele más floculada, generando una disminución en el límite líquido. En el caso de caolinitas en presencia de gasoil, Khosravi et al. (2013) [31] encontraron una reducción en el índice de compresión a medida que el contenido del contaminante aumentaba, mientras que el índice de expansión permanecía prácticamente inalterado. El agua y el gasoil coexisten como dos fases prácticamente inmiscibles. Por lo que la gran

tensión superficial en la interfaz impide que el agua drene. Las muestras con presencia únicamente de agua presentan mayores vacíos lo que resulta en mayores asentamientos y mayores índices de compresión.

Chen et al. (2000) [28] determinaron la influencia de las propiedades de fluidos orgánicos en la compresibilidad de muestras de caolinitas. Para fluidos no polares, observaron índices de compresión mayores comparados con el de muestras saturadas con agua; mientras que para el caso de fluidos polares con valores de constantes dieléctricas intermedias los índices fueron menores. En el caso de fluidos con constantes dieléctricas muy grandes (mayores a 50), la compresibilidad de las muestras no sufrió cambios significativos. Los índices de expansión crecen drásticamente con la constante dieléctrica para fluidos no polares. Para valores de constante dieléctrica mayores a 6 C_s crece con la constante, pero a una tasa significativamente más baja. Los índices de compresibilidad encontrados por los autores, contradicen la teoría de la doble capa difusa. Además, en presencia de fluidos no polares, el desarrollo de la doble capa es limitado, por lo que, la compresibilidad de la muestra es muy sensible a cambios en la constante dieléctrica. El estudio de caolinitas saturadas con agua, glicerol y etanol, en condición de desplazamiento lateral nulo, mostraron que el índice de compresión aumentaba a medida que la concentración en el fluido aumentaba [32]. A medida que aumenta la concentración del fluido, se reduce la constante dieléctrica, por los que los resultados reportados en este caso son opuestos a la teórica de doble capa difusa. Por esta razón, los autores, consideraron que probablemente el deslizamiento entre las partículas haya sido el mecanismo predominante, causando el incremento en la compresibilidad.

Nokande et al. (2020) [44] determinaron la colapsabilidad de muestras de loess de Irán a partir de muestras inalteradas y alteradas al ser saturadas con agua, gasoil y aceite de parafina. Los ensayos de colapso indicaron que el suelo sufría una reducción brusca de volumen al ser saturados con agua, siendo menor en el caso de las muestras alteradas, pero no se evidenció potencial de colapso para las muestras ensayadas con los fluidos orgánicos. Por otro lado, analizaron muestras parcialmente contaminadas con distintos porcentajes de gasoil y aceite, y luego saturadas con agua a una presión de 200 kPa. Obtuvieron que, a mayor contenido de contaminante, mayor fue el colapso obtenido, debido al efecto de lubricación.

4 MATERIALES Y MÉTODOS

Se obtuvieron 24 muestras inalteradas de loess no cementadas proveniente de 8 calicatas diferentes en la Provincia de Córdoba. La recolección de las muestras se realizó a través de excavaciones a mano, a 1 metro de profundidad, obteniéndose panes de suelo de 25 cm de diámetro y 35 cm de alto. Las muestras fueron colocadas en bolsas herméticas, transportadas al Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Córdoba, y por último preservadas en la cámara húmeda hasta que se ensayaron. En la Tabla 1 se resumen las propiedades principales de las muestras ensayadas. De manera adicional, en este trabajo se incorporan los resultados obtenidos de 3 muestras de loess cementadas talladas a partir de un único pan de suelo, extraídas con la misma metodología detallada anteriormente.

Se realizaron ensayos edométricos para analizar el comportamiento mecánico a humedad natural, inundado con agua e inundado con querosén. Por cada ensayo “triple edométrico”, se emplearon tres muestras con una relación de vacíos inicial, contenido de humedad inicial y presión geo-estática muy próximas. Las dispersiones se deben a variaciones en la relación de vacíos inicial y/o en la variabilidad en la granulometría y plasticidad propias de las heterogeneidades del medio. Se llevaron a cabo 8 ensayos triple edométricos en muestras no cementadas y uno para muestras cementadas. Las probetas talladas tenían un diámetro de 63,3 mm y una altura de 25,3 mm y los ensayos en condición de desplazamiento lateral nulo fueron realizados de acuerdo a los lineamientos generales indicados en la norma ASTM 2435-03. Los sucesivos saltos de carga se mantuvieron constantes durante 24 horas, garantizando el fin de la consolidación primaria, partiendo de una carga de asiento de 0,1 kPa hasta una carga última de 400 kPa. La carga aplicada fue duplicada para cada uno de los saltos de carga. Las muestras inundadas con agua y

aquellas inundadas con querosén, fueron previamente sumergidas durante 24 horas, buscando obtener valores de saturación cercanos al 100%.

Tabla 1. Propiedades mecánicas de muestras de loess no cementadas.

Parámetros	Unidad	Rango de valores
Peso unitario seco (Υ_d)	kN/m³	11,6-14,4
Límite Líquido (LL)	%	21,5-25,5
Límite Plástico (LP)	%	18,3-21,6
Índice de Plasticidad (IP)	%	2,6-5,9
Fracción pasante tamiz n°200	%	85,5-95,5
Relación de vacíos inicial (e_0)	-	0,840-1,277
Contenido de humedad natural (W)	%	3,93-13,81

Debido a las variaciones en el comportamiento y la disponibilidad de datos se trabajó principalmente sobre el comportamiento de muestras no cementadas. A partir de las curvas de compresibilidad (en escala semi logarítmica) se determinó la presión de fluencia, los índices de compresión y re-compresión. Además, se definió el colapso relativo para las muestras inundas con agua (δ_{a_col}) e inundadas con querosén (δ_{k_col}) a partir de las siguientes expresiones:

$$\delta_{a_col} = \varepsilon_{a_sat} - \varepsilon_{nat} \quad (1)$$

$$\delta_{q_col} = \varepsilon_{q_sat} - \varepsilon_{nat} \quad (2)$$

Donde, ε_{nat}, ε_{a_sat} y ε_{q_sat} son las deformaciones específicas verticales en estado de humedad natural, inundado con agua e inundado con querosén, respectivamente. Los niveles de deformación especificado en las Ec. 1 y 2 son dependientes de las tensiones, por lo que el colapso relativo también es dependiente de las tensiones aplicadas.

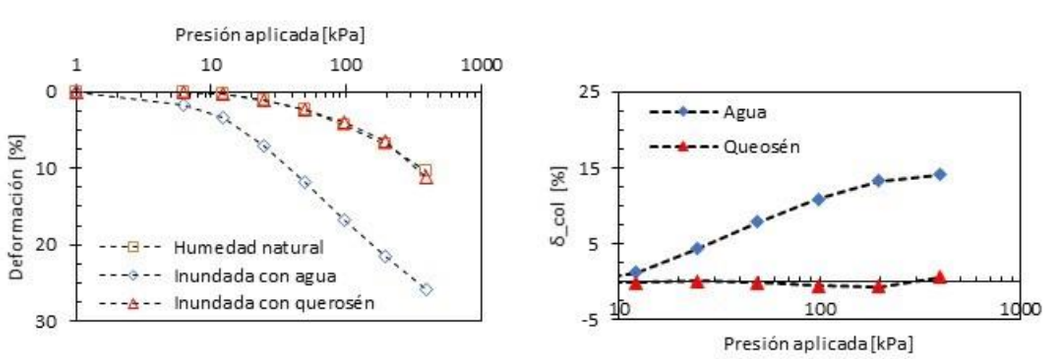
5 RESUTADOS Y DISCUSIÓN

Las Fig. 1, 2 y 3 presenta tres comportamientos típicos que se observaron a partir de las curvas tensión-deformación, obtenidas mediante ensayos edométricos realizados sobre las muestras inalteradas a humedad natural, inundas con agua y querosén. En primer lugar, la Fig. 1a muestra las deformaciones específicas verticales a medida que se incrementa la presión aplicada para muestras de loess no cementadas. Se observa un incremento drástico en la compresibilidad al ser inundadas con agua, siendo este comportamiento típico de suelos loéssicos en la Provincia de Córdoba, como ha sido reportado y estudiado por diferentes autores en el pasado [6,10]. Por otro lado, se puede ver que las diferencias en la curva tensión-deformación en estado de humedad natural e inundada con querosén son despreciables, siendo el colapso relativo para esta condición cercano a 0% (Ver Fig. 1b). Este resultado permite inferir que el querosén, al ser un fluido no polar, no es capaz de modificar la micro-estructura del suelo, inclusive cuando se alcanza la saturación con dos fluidos no miscibles (agua y querosén). En segundo lugar, a partir de la Fig. 2, se analiza el comportamiento típico de muestras de loess no cementadas. Luego de ser inundadas sufren un incremento en la compresibilidad, ya sea con agua o querosén, siendo el efecto del agua claramente más significativo (Fig.2b). Por lo tanto, se espera cambios en la curva tensión deformación por la presencia del hidrocarburo. Las muestras que presentaron este comportamiento

tienen una relación de vacíos menor a 1,1 y un porcentaje de pasante tamiz #200 mayor al 90%. Por último, la Fig.3 se muestra el comportamiento típico obtenido para una muestra cementada. Las curvas tensión-deformación para los tres estados presentan mínimas variaciones, por lo que el fluido tiene muy poco efecto sobre el comportamiento tenso-deformacional. Analizando la Fig. 3b, se observa que las diferencias en el colapso relativo son insignificantes, incluso para el caso inundado con agua. De acuerdo a la experiencia de los autores, este comportamiento no depende de la relación de vacíos inicial o el peso unitario seco. En muestras de loess cementadas la presencia del contaminante o del agua no generan cambios apreciables, dado que el comportamiento mecánico está controlado por la cementación y no por cambios en la succión.

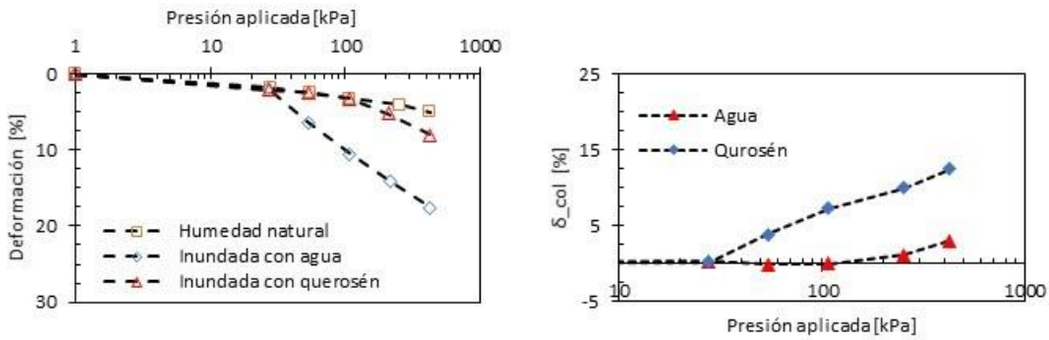
A partir de los ensayos triple edométricos realizados sobre las muestras de loess no cementadas, se analizaron las variaciones en el índice de compresión, re-compresión y presión de fluencia. La Fig. 4 muestra la relación entre el índice de compresión obtenidos a partir de los resultados de los ensayos en las muestras inundadas con agua, inundadas con querosén y a humedad natural. Además, se grafica la recta de 45° para tener una referencia visual de los índices para los tres estados. En general, C_c fue mayor para muestras ensayadas con agua, comparadas con aquellas inundadas con querosén y a humedad natural. Para estas dos últimas condiciones, se obtuvieron diferencias menores (los triángulos rojos se encuentran más próximos a la línea a 45° en la Fig. 4). Los suelos loéssicos presentan una rigidez levemente mayor a humedad natural en relación a cuando hay presencia de querosén, y considerablemente más rígido cuando se lo compara con las muestras inundadas con agua.

Las tendencias reportadas en la Fig. 4 son contrarias a las obtenidas por Chen et al. (2000) [28]. Los resultados obtenidos pueden explicarse a través de la micro y macro estructura del loess. Las muestras ensayadas tienen una estructura muy rígida cuando el contenido de humedad es bajo, pero, cuando se inundan con querosén se espera una reducción de la succión, como consecuencia de la presencia simultánea de agua y querosén en los poros. Esta reducción se produce debido a que las tensiones interfaciales agua-querosén (43.9 mN/m) son menores a las tensiones agua-aire (72 mN/m). Esto reduce los efectos capilares en las muestras saturadas con dos fluidos no miscibles [45, 46], y también explica en parte la mayor compresibilidad de las muestras saturadas con agua (sin meniscos dentro de los poros) [47].



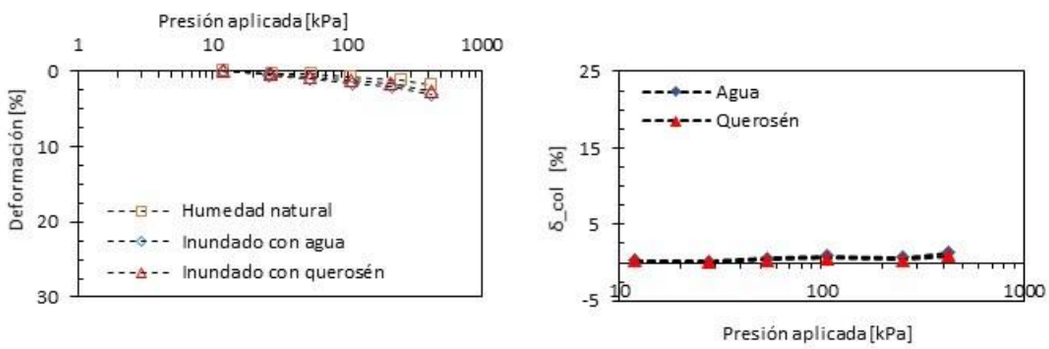
(a) (b)

Figura 1: Muestra de loess no cementado a) Curva tensión-deformación a humedad natural, inundado agua e inundado con querosén; b) Curva de colapso relativo.



(a) (b)

Figura 2: Muestra de loess no cementado a) Curva tensión-deformación a humedad natural, inundado agua e inundado con querosén; b) Curva de colapso relativo.



(a) (b)

Figura 3: Muestra de loess cementada a) Curva tensión-deformación a humedad natural, inundado agua e inundado con querosén; b) Curva de colapso relativo

La Fig. 5 presenta la relación existente entre el índice de re-compresión C_r determinado para las muestras de loess testeadas a humedad natural e inundadas con agua y querosén. Se obtuvieron valores muy similares, con diferencias prácticamente despreciables, para los valores de C_r a humedad natural e inundados con querosén. En este caso, los valores obtenidos pueden atribuirse a que los cambios en la micro-estructura son pequeños y de características similares, considerando estados tensionales previos a la presión de fluencia.

Por otro lado, las muestras inundadas con agua muestran una variación considerable en el valor de C_r respecto a los valores a humedad natural, solamente cuando la relación de vacíos es muy alta (valores mayores a 1,1). Esto puede atribuirse a un cambio permanente en la estructura del suelo, que tiene lugar cuando el suelo es inundado con agua, como consecuencia del colapso de la micro-estructura [2, 6]. Para todos los otros casos, C_r permanece prácticamente constante, independientemente del fluido y el grado de saturación. Khosravi et al. (2013) [31] obtuvo tendencias similares para muestras de kaolinita ensayadas con gasoil.

La Fig. 6 presenta la relación entre la presión de fluencia (P_f) determinada para las muestras a humedad natural y aquellas inundadas con agua y querosén. La presión de fluencia para el caso de muestras inundas

con agua, se conoce como presión de pre-consolidación. La relación de presiones de fluencia a humedad natural e inundados con querosén es aproximadamente lineal (triángulos rojos sobre la línea a 45° en la Fig. 6, aunque pueden obtenerse valores que no presenten una tendencia clara. Por otro lado, el efecto de la saturación con agua, muestra que, en todos los casos la presión de fluencia para esta condición es siempre menor, como ha sido reportado por otros autores [6, 10].

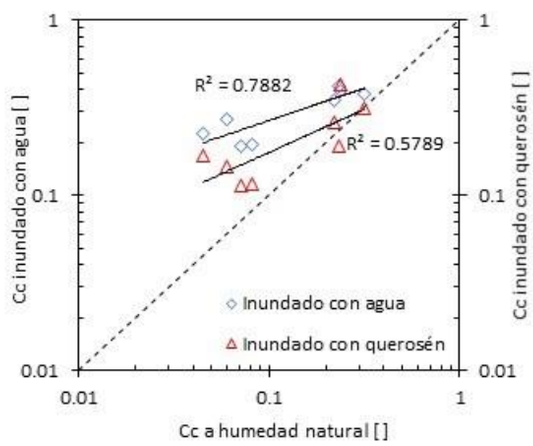


Figura 4: Relación entre índice de compresión para muestras no cementadas a humedad natural versus índices de compresión inundados con agua y querosén.

En la Fig. 7 se muestran los valores obtenidos de colapso relativo en muestras de loess no cementadas para cada uno de los saltos de carga en la condición de inundación con agua y querosén (Ver Ec. 1 y 2). Se asumió como presión de inicio de colapso a la presión capaz de producir un colapso relativo mayor al 1,5% (Criterio Chino). Se observa que cuando el fluido presente es agua, a presiones muy bajas se produce colapso de la estructura del suelo. La totalidad de las muestras ensayadas exhiben un comportamiento colapsable, característico en los loess. Por otro lado, cuando se inunda con querosén, a bajas presiones las muestras no presentan colapso, consistente con los valores reportados por Francisca et al. 2015 [33] y Nokande et al. (2020) [44]. A presiones relativamente elevadas es posible detectar valores de colapso relativo mayores a 1,5% (en la mayoría de los casos por encima de los 100 kPa). Una única muestra evidenció una presión de inicio de colapso con querosén considerablemente menor, de 75 kPa. Este caso corresponde a una muestra con una muy alta relación de vacíos inicial.
Los resultados muestran que el comportamiento mecánico del suelo es modificado por la presencia de líquidos no polares, como es el caso del querosén empleado en esta investigación. Por lo que, los cambios volumétricos que se presentan en los suelos colapsables como consecuencia de la interacción con contaminantes orgánicos, deberían ser considerados en el diseño y análisis de fundaciones y tuberías de transporte.

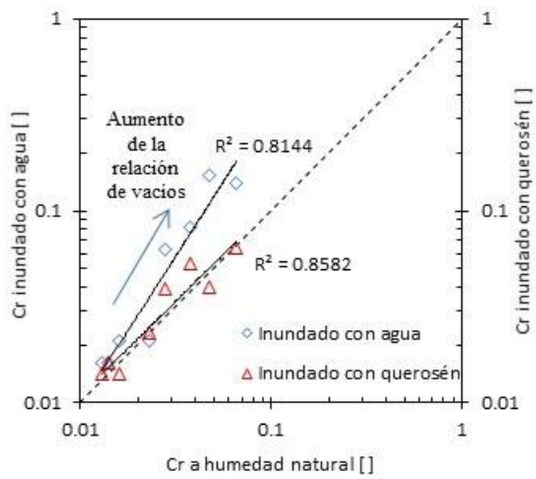


Figura 5: Relación entre índice de re-compresión para muestras no cementadas a humedad natural versus índices de re-compresión inundados con agua y querosén.

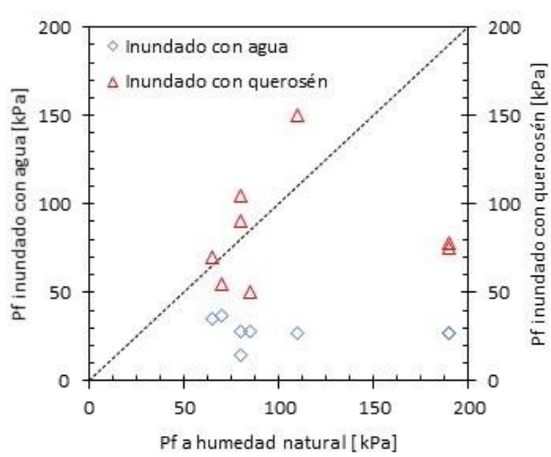
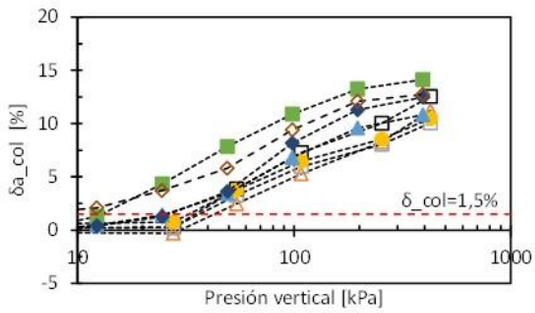
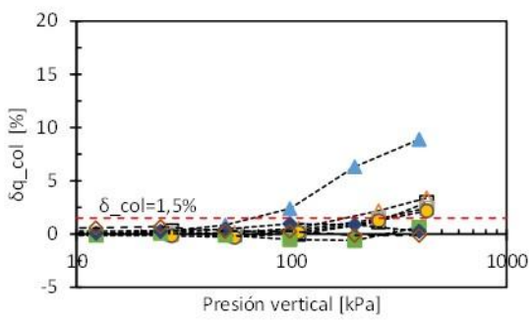


Figura 6: Relación entre la presión de fluencia en muestras no cementadas a humedad natural versus presión de fluencia en muestras inundados con agua y querosén.



(a)



(b)

Figura 7: Colapso relativo en muestras de loess no cementadas. a) Inundadas con agua b) Inundas con querosén.

6 CONCLUSIONES

En este trabajo se presentan resultados experimentales de ensayos edométricos realizados en muestras de loess obtenidas en la Provincia de Córdoba. Los ensayos fueron realizados sobre muestras a humedad natural, inundado con agua e inundado con querosén.

Las muestras no cementadas presentan un comportamiento colapsable y un incremento en la compresibilidad al ser inundados con agua. La presencia de querosén no produce colapso, para valores bajos de presiones, pero aumenta la compresibilidad del loess respecto de la determinada en muestras en condición de humedad natural cuando se trata de muestras con relaciones de vacíos inicial importante.

Los índices de compresión y re-compresión en los loess están controlados por la saturación del fluido presente en los poros. Mientras que, C_c aumenta significativamente por la presencia de agua y en menor medida por la presencia del hidrocarburo, C_r es levemente afectado por la saturación con agua y no se esperan diferencias apreciables debido al querosén. Por otro lado, si se observan incrementos apreciables de C_r en muestras inundadas con agua que poseían una muy alta relación de vacíos. Esta tendencia fue asociada a un cambio permanente en la micro-estructura del loess como consecuencia del aumento del contenido de agua y el desencadenamiento del proceso de colapso.

La presión de fluencia se reduce significativamente por la saturación con agua, los valores reportados varían entre 15 kPa y 40 kPa. Los loess inundados con querosén no muestran una reducción significativa en la presión de fluencia respecto de las determinadas para muestras ensayadas a humedad natural, sin embargo, sí aumenta la variabilidad de los resultados. Esto significa que pueden tener lugar otros mecanismos de interacción fluido-partícula relevantes.

La presencia de agua genera un incremento considerable de las deformaciones verticales y por consecuencia, los valores reportados de colapso relativo permiten clasificar a todas las muestras como colapsables. Por otro lado, al emplear querosén se produce un incremento de deformaciones leve y para valores de presiones por encima de los 100 kPa, el colapso relativo llega a superar el 1,5%.

7 AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue financiado por el Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET) (Proyecto PIP 11220150100298C y PUE-49765) y la Secretaría de Ciencia y Tecnología de la Universidad Nacional de Córdoba (SECyT-UNC) (Proyecto 30720150100665CB). I.G. agradece a CONICET por su beca interna doctoral.

8 REFERENCIAS

[1] Rogers CDF, Dijkstra TA, Smalley IJ, *Hydroconsolidation and subsidence of loess:* Studies from China, Russia, North America and Europe. In memory of Jan Sajgalik. Eng. Geol. 37, 1994, 83–113.

[2] Li, P., Vanapalli, S., and Li, T., *Review of collapse triggering mechanism of collapsible soils due to wetting*. J. Rock Mech. Geotech. Eng., 8(2), 2016, 256–274.

[3] Iriondo, M.H., *Models of deposition of loess and loessoids in the upper quaternary of South America*. J. South American Earth Sci., 10(1), 1997, 71-79.

[4] Zárate, M. A., *Loess of southern South America*. Quat. Sci. Rev., 22(18–19), 2003, 1987–2006.

[5] Torre, G., Gaiero, D. M., Sawakuchi, A. O., del Río, I., Coppo, R., *Revisiting the chronology and environmental conditions for the accretion of late Pleistocene-early Holocene Pampean loess (Argentina)*. Quat. Sci. Rev., 213, 2019, 105-119.

[6] Francisca, F. M., *Evaluating the Constrained Modulus and Collapsibility of Loess from Standard Penetration Test*. Int. J. Geomech., 7(4), 2007, 307–310.

[7] Reginatto, A., & Ferrero, J. C., *Collapse potential of soils and soil-water chemistry*. III International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 2.2, 1973, 177–183.

[8] Rinaldi, Santamarina, J. C., and Redolfi, E., *Characterization of collapsible soils with combined geophysical and penetration testing*. Geotechnical Site Characterization, Balkema. Rotterdam, 1998, 581–588.

[9] Feda, J., *Collapse of loess upon wetting*. Eng. Geol., 25(2–4), 1988, 263–269.

[10] Rinaldi V., Zeballos M., Rocca R., *Geotechnical characterization and behaviour of Argentinean collapsible loess*. In: Second International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, 2007, 2259-2286.

[11] Khodary, S. M., Negm, A. M., and Tawfik, A., *Geotechnical properties of the soils contaminated with oils, landfill leachate, and fertilizers*. Arab. J. of Geosci.,11(2), 2018, 12–17.

[12] Montoro, M.A., Francisca F.M., *Effect of ion type and concentration on rheological properties of natural sodium bentonite dispersions at low shear rates.* Applied Clay Science, 178 (2019) 105132

[13] Francisca, F. M., & Montoro, M. A.*, Behavior of Natural Fine Soil Particle Dispersions in Nonaqueous-Phase Liquids*. Journal of Environmental Engineering, 147(2), 2021, 04020154.

[14] Montoro, M.A., Francisca, F.M., *Soil permeability controlled by particle – fluid interaction,* Geotechnical and Geological Engineering, (2010), 28:6:851-864.

[15] Singh, S. K., Srivastava, R. K., John, S., *Studies on soil contamination due to used motor oil and its remediation*. Canadian Geotech. J., 46(9), 2009, 1077–1083.

[16] Al-Sanad H.A., Eid W.K., and Ismael N.F., *Geotechnical properties of oil contaminated Kuwaiti sand*. J. Geotech. Engrg. 121(5), 1995, 407–412.

[17] Puri, V. K., *Geotechnical Aspects of Oil-Contaminated Sands Geotechnical Aspects of Oil-Contaminated Sands*. Soil and Sediment Contamination, 9(4), 2000, 359–374.

[18] Abousnina, R. M., Manalo, A., Shiau, J., and Lokuge, W., *Effects of light crude oil contamination on the physical and mechanical properties of fine sand*. Soil and Sediment Contamination: An International Journal, 24(8), 2015.

[19] Shin, E. C., Lee, J. B., and Das, B. M., *Bearing capacity of a model scale footing on crude oil-contaminated sand. Geotech*. Geol. Eng., 17(2), 1999, 123–132.

[20] Nasr, A. M. A., *Experimental and theoretical studies for the behavior of strip footing on oil-contaminated sand*. J. Geotech. Geoenviron. Eng, 135(12), 2009, 1814–1822.

[21] Mitchel, J.K., Soga, K., *Fundamentals of soil behavior,* 3rd ed. John Wiley and Sons (2005).

[22] Kaya, A., and Fang, H. Y., *The effects of organic fluids on physicochemical parameters of fine-grained soils*. Can. Geotech. J., 37(5), 2000, 943–950.

[23] Nasehi S.A., Uromeihy A., Nikudel M.R., and Morsali A.*, Influence of gasoil contamination on geotechnical properties of fine and coarse-grained soils*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 34(1), 2016, 333–345

[24] Fernández, F., Quigley R.M., *Hydraulic conductivity of natural clays permeated with simple liquid hydrocarbons*, Canadian Geotechnical Journal, 22(2), 1985, https://doi.org/10.1139/t85-028 .

[25] Jarsjö, J.J., Destouni, G., Yaron, B., *On the relation between viscosity and hydraulic conductivity for volatile organic liquid mixtures in soils,* Journal of Contaminant Hydrology, 25,1997,113-127.

[26] Khamehchiyan, M., Hossein Charkhabi, A., and Tajik, M., *Effects of crude oil contamination on geotechnical properties of clayey and sandy soils*. Eng. Geol, 89(3–4), 2007, 220–229.

[27] Meegoda, N. J., and Ratnaweera, P.*, Compressibility of contaminated fine-grained soils*. Geotech. Testing J., 17(1), 1994, 101–112.

[28] Chen, J., Anandarajah, A., and Inyang, H., *Pore fluid properties and compressibility of kaolinite*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 126(9), 2000, 798-807

[29] Singh, S. K., Srivastava, R. K., John, *Settlement characteristics of clayey soils contaminated with petroleum hydrocarbons*. Soil and Sediment Contamination: An International Journal, 17(3), 2008, 290–300.

[30] Di Matteo, L., Bigotti, F., and Ricco, R., *Compressibility of kaolinitic clay contaminated by ethanol-gasoline blends*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 137(9), 2011, 846–849.

[31] Khosravi, E., Ghasemzadeh, H., Sabour, M. R., and Yazdani, H., *Geotechnical properties of gas oil-contaminated kaolinite*. Eng. Geol., 166, 2013, 11–16.

[32] Estabragh, A. R., Beytolahpour, I., Moradi, M., and Javadi, A. A., *Mechanical behavior of a clay soil contaminated with glycerol and ethanol*. Europ. J. Environ. Civil Eng., 20(5), 2016, 503–519.

[33] Francisca, F. M., Montoro, M. A., Redolfi, E. R., Pesca Pinto, G., and Capdevila, L., *Behavior of collapsible loess saturated with NAPL in confined compresion tests*. From Fundamental to Application in Geotechnics. Proceedings of the 15th Pan-American on Soil Mechanics and Geotechnical Enginireering, Buenos Aires, Argentina, 2015, 2031–2038.

[34] Giomi I. y Francisca F.M; *Simulación numérica del comportamiento tenso deformacional de suelos loéssicos contaminados con hidrocarburos*, XXIV CAMSIG, 2018, Salta.

[35] L.L. Moll, R.J. Rocca, *Properties of loess in the center of Argentina*. IX Panam. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 1991, 1-13.

[36] J.J. Claria, V.A. Rinaldi, *Shear wave velocity of compacted clayey silt*. Geotechnical Testing Journal 30(5), 2007, 399-408.

[37] R.E. Terzariol, P.V. Abbona, *Determinación del Potencial de colapso mediante ensayos in-situ*, XI. Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. I, 1999, pp. 201-207.

[38] R.J. Rocca R.J. *Confiabilidad de las estimaciones de colapsibilidad de la ciudad de Córdoba*. XVIII CAMSIG. Vol I, 2006, San Juan.

[39] Rocca, R. J., Redolfi, E. R., & Terzariol, R. E., *Características geotécnicas de los loess de Argentina*. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 6(2), 2006, 149–166.

[40] E.R. Redolfi. Determinación rápida de la presión de fluencia en suelos loéssicos. VI RAMSIF, 1980, Córdoba

[41] Rinaldi, V., & Clariá, J., *The small-strain shear modulus (G max) of Argentinean loess*. In International Conference of Soil Mechanics and Foundation Egnineering ICSMFE, 2001.

[42] Joukar A. y Boushehrian A.H, *Experimental Study of Strip Footings Rested on Kerosene Oil - and Gas Oil-Contaminated Sand Slopes,* Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, 44, 2020, 209-217.

[43] Kermani, M., & Ebadi, T. (2012). The Effect of Oil Contamination on the Geotechnical Properties of Fine-Grained Soils. Soil and Sediment Contamination, 21(5), 655–671.

[44] Nokande, S., Khodabandeh, M.A., Hosseini, S.S. et al., *Collapse Potential of Oil-Contaminated Loessial Soil (Case Study: Golestan, Iran)*. Geotech Geol Eng 38, 2020, 255–264.

[45] Francisca, F. M., Rinaldi, V. A., & Santamarina, J. C., *Instability of hydrocarbon films over mineral surfaces: Microscale experimental studies. Journal of environmental engineering*, 129(12), 2003, 1120-1128.

[46] Rinaldi, V. A., & Francisca, F. M., *Removal of immiscible contaminants from sandy soils monitored by means of dielectric measurements*. Journal of Environmental Engineering, 132(8), 2006, 931-939.

[47] Giomi, I. and Francisca F.M., *Numerical modeling of oedometrical behavior of collapsible loess.* Geotch. Geol. Eng. 2021, (under 2nd round of review, available from the authors).

Aptitud de suelos residuales compactados para la construcción de barreras aislantes en rellenos sanitario

Bogado GO[1,2], Reinert HO [2], Francisca FM [3,4] Schvezov C.E. [1]

gustavobogado@conicet.gov.ar ; hugoreinert@gmail.com ; franco.francisca@unc.edu.ar; schvezov@gmail.com

[1]Consejo de Investigaciones científicas y tecnológicas, CONICET

[2]Facultad de ingeniería de Oberá- Juan Manuel de Rosas 325 Oberá - Misiones

[3] Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología IDIT (CONICET – UNC) , Córdoba, Argentina.

[4] Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Córdoba, Argentina.

RESUMEN: En rellenos sanitarios es común la utilización de arcillas del tipo bentoníticas para las barreras hidráulicas con el objetivo de evitar la percolación de lixiviado. Por otro lado, las arcillas también se utilizan en las barreras de cobertura para impedir la migración de agua de lluvias hacia el interior de los rellenos y para evitar o controlar la migración del biogás generado en las celdas. Con el objetivo de disminuir los costos de transporte de materiales, los suelos naturales locales pueden ser utilizados en reemplazo de las arcillas bentoníticas. La provincia de Misiones cuenta en su gran extensión suelos del tipo residual derivados de la meteorización del basalto, dentro de los mismos, se encuentran los suelos lateríticos y el saprolito los cuales pueden ser potencialmente aptos para construcción de barreras en rellenos sanitarios. En este artículo se analiza la posibilidad de la utilización de los suelos residuales compactados teniendo en cuenta el diseño en función de la densidad y el contenido de humedad optimo a controlar en campo.

Palabras clave: Suelos residuales – Rellenos sanitarios – Densidad seca máxima – humedad óptima – compactación

1 INTRODUCCION

1.1 *Suelos compactados*

En rellenos sanitarios es común la utilización de arcillas del tipo bentoníticas para la construcción de barreras hidráulicas para limitar la percolación de diferentes líquidos contaminantes generados por la descomposición de residuos. Las arcillas de este tipo también se utilizan para la construcción de barreras de cobertura con el objetivo de impedir el ingreso de agua de lluvia lo que genera un aumento de la cantidad y nivel de lixiviado dentro de las celdas del relleno sanitario. Para la construcción de estas barreras se utilizan diversas variedades de arcillas comerciales como bentonitas sódicas y cálcicas, sepiolitas, paligorskitas y caolinitas [1]. Con el objetivo de disminuir los costos de estos materiales los suelos naturales pueden ser mezclados con diversas arcillas con el objeto de reducir su permeabilidad. Los suelos compactados (naturales o mezclados con arcilla) son ampliamente utilizados como barreras de baja conductividad hidráulica debido a que generalmente poseen buena accesibilidad, durabilidad y alta resistencia al calor, entre otros factores [2, 3; 4, 5]. Entre los requisitos más importantes que deben cumplir las barreras arcillosas se encuentran: una conductividad hidráulica menor o igual a 1×10^{-9} m/s compatibilidad química con la solución del lixiviado, alta capacidad de adsorción iónica, resistencia mecánica y resistencia a ciclos de humedecimiento y secado (o congelamiento y deshielo) en sitios con climas extremos, de manera tal de garantizar una prolongada vida útil del relleno [3,5, 7].

La conductividad hidráulica de suelos arcillosos compactados es el aspecto fundamental, y depende de numerosas propiedades entre las que se encuentran la composición mineralógica, los límites de Atterberg, la distribución del tamaño de partículas y las condiciones de compactación [4.8] Estas últimas determinan la macro y micro-fábrica del suelo afectando significativamente el flujo de los fluidos a través de una barrera de suelo compactado [4,7]. Son diversos los estudios de las aptitudes de suelos residuales para el uso en coberturas en rellenos sanitarios [9-10]. Sin embargo, no existen estudios relacionados o que utilicen los suelos residuales de la provincia de Misiones.

La provincia de Misiones cuenta en su gran extensión suelos del tipo residual derivados de la meteorización del basalto. Dentro de los mismos, se encuentran los suelos residuales y saprolito estudiados por Bogado en el año 2014 [11], y arcillas grises estudiados por Reinert en el año 2007 [12]. Estudiar estos materiales para la construcción de barreras tendría un alto impacto local debido a la posibilidad de brindar nuevas alternativas para el desarrollo regional mejorando las condiciones de diseño de los depósitos de residuos sólidos urbanos aprovechando materiales locales.

En este trabajo se analiza el diseño de los suelos compactados teniendo en cuenta las especificaciones técnicas óptimas para la construcción de barreras [4], sobre una base de 20 sitios analizados. Se eligieron tres propiedades del suelo, entre ellos la conductividad hidráulica, resistencia al corte e hinchamiento. El propósito de este estudio es examinar algunos factores pertinentes que son relevantes para el diseño de revestimientos de suelo lateríticos compactados. En la región los suelos lateriticos no son utilizados en barreras de rellenos sanitarios, a pesar de que, si existen experiencias de este tipo en otras partes del mundo, por lo que el presente trabajo es un inicio para evaluar la posibilidad de utilizarlos.

2 MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 *Suelos compactados*

Las muestras analizadas provienen de distintos puntos de la provincia de Misiones, mayormente de la zona centro y sur, y son provistas al laboratorio de la Facultad por empresas externas a la institución, o bien incorporadas por el equipo de investigación que busca en campo las muestras para su estudio. A la fecha se cuenta con las rutinas de dieciocho muestras, de un total de veintidós en estudio. En total se analizaron 20 sitios los cuales, cuya ubicación se muestra en la Figura 1. En la Tabla 1 se indican los valores estadísticos de las principales propiedades físicas de las muestras analizadas.

Figura: 1 Ubicación de los sitios ensayados

Tabla 1. Propiedades geotécnicas de los suelos residuales estudiados,

Propiedades	unidad	Media	desviación
Limite liquido	[%]	55.30	5.62
Limite plástico	[%]	36.80	4.13
IP	[%]	18.09	4.41
%pasa tamiz 200	[%]	89.00	0.05

2.2 *Propiedades analizadas*

Se realizaron ensayos de compactación mediante los lineamientos de la norma (IRAM 10511-1972), los cuales fueron insumos para determinar las propiedades hidráulicas y mecánicas a analizar. Para determina la zona aceptable se analizaron tres propiedades en las muestras de suelo, la conductividad hidráulica, resistencia al corte y el potencial de hinchamiento.

Ensayo Proctor: se tomó como referencia la norma Argentina IRAM 10511-1972, los suelos fueron secados a temperatura ambiente y posteriormente se realizó la rutina de ensayo. Esta norma específica dos tipos de energía TIPO I (estándar) TIPO III (modificada), habiéndose también realizado ensayos con energía reducida (50% de la energía del ensayo Proctor estándar).

Conductividad hidráulica: Los ensayos de conductividad hidráulica se realizaron mediante la norma (ASTM D5856), se realizaron mediciones a largo tiempo hasta que se produzca la estabilidad de conductividad hidráulica.

Ensayos de hinchamiento: Se realizaron siguiendo los lineamientos de la Norma VN-E6-84, ensayando muestras de suelo a humedad óptima y densidad seca máxima determinada en el ensayo de compactación Proctor.

Resistencia al corte no drenado: Se realizaron ensayos triaxiales en muestras de suelo compactadas con la humedad óptima y densidad seca máxima, lo que permitió obtener parámetros resistentes en tensiones totales a la condición de ensayo (humedad y densidad seca).

2.3 *Metodología*

Los puntos obtenidos de cada ensayo se grafican el espacio ϒd-w, posteriormente, se obtuvieron las zonas óptimas de compactación para cada propiedad estudiada, y finalmente se obtuvo la zona óptima para todas las propiedades, los valores mínimos son los especificados a continuación:

- Conductividad hidráulica $k<1x10^{-7}$ cm/seg
- Resistencia al corte R>200 kPa
- Hinchamiento u< 3%

3 RESULTADOS

3.1 *Suelos compactados*

En la Figura 2 se grafican las curvas de compactación selectas, donde se observan los porcentajes óptimos para los tres tipos de compactación utilizados, Tipo I, Tipo III, y compactación reducida. Se indica claramente la disminución de la humedad óptima y aumento de la densidad seca, con el aumento de la energía de compactación.

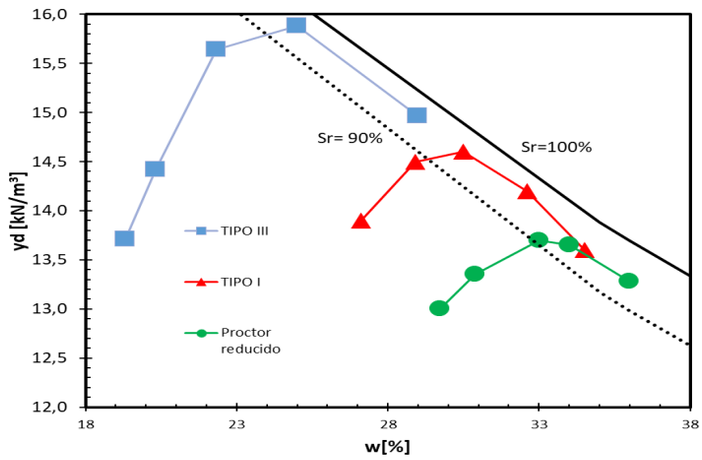


Figura: 2 Ensayos de compactación

3.2 *Conductividad hidráulica*

La Figura 3 muestra en los resultados de ϒd-w del ensayo de compactación para todas las muestras ensayadas, donde además se han agrupado las muestras con conductividad hidráulica menor a $k=1x10^{-7}$ cm/seg. Los resultados obtenidos muestran valores aptos para las muestras compactadas desde el óptimo a la rama húmeda, mientras que en las muestras compactadas en la rama seca por lo general no se obtuvo el valor de conductividad hidráulica recomendado (los valores resultaron próximos a $1x10^{-5}$ cm/seg). Estos resultados indican que la estructura formada en la rama seca es de poros más grandes y cementaciones débiles como lo indica [11] para humedades menores al 24 %, no se obtuvieron valores de conductividad hidráulica adecuados. Además, se grafica la zona de valores óptimos en el espacio ϒd-w, para la conductividad hidráulica. Con respecto a la compactación todas, las muestras compactadas con la energía tipo III mostraron conductividades hidráulicas inferiores a $k=1x10^{-7}$ cm/seg, lo que demuestra que el suelo ensayado en condiciones de compactación adecuadas permitiría satisfacer los criterios de baja conductividad hidráulica requerido para las barreras de rellenos sanitarios.

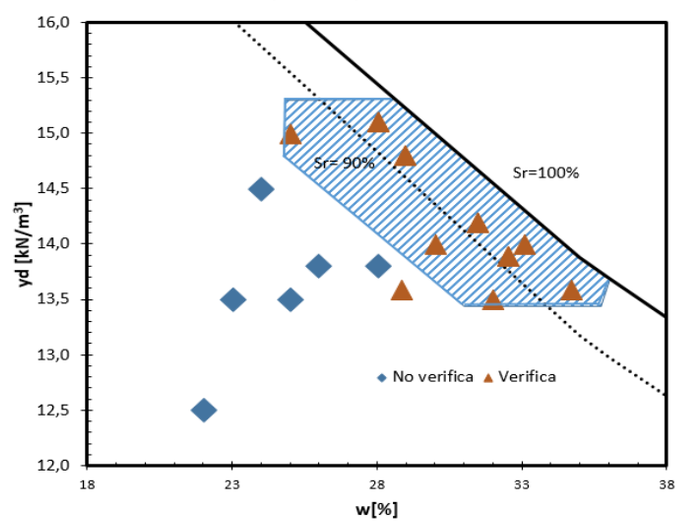


Figura 3: Identificación de la zona óptima de compactación donde la conductividad hidráulica del suelo es inferior a $1x10^{-7}$ cm/seg

3.3 *Resistencia al corte no drenado*

En la Figura 4 se presentan en el espacio Ɣd-w los resultados de las muestras que fueron ensayadas para determinar la resistencia al corte no drenado (Su). En esta misma figura se indican el sector donde las muestras ensayadas arrojaron valores de Su>200 kPa, lo cual se corresponde, en general, con muestras con densidades secas mayores a 13,5 kN/m^3. Sin embargo, para humedades mayores al 29 % la región que agrupa las muestras que desarrollaron la resistencia antes indicada, muestra que la densidad seca límite es función de la humedad de compactación, lo que se justifica en la necesidad de tener una densidad mayor para lograr la resistencia requerida y la menor resistencia que en general los suelos finos compactados desarrollan en la rama húmeda. Los resultados obtenidos indicarían que la compactación tipo III es la más adecuada para tener valores aptos.

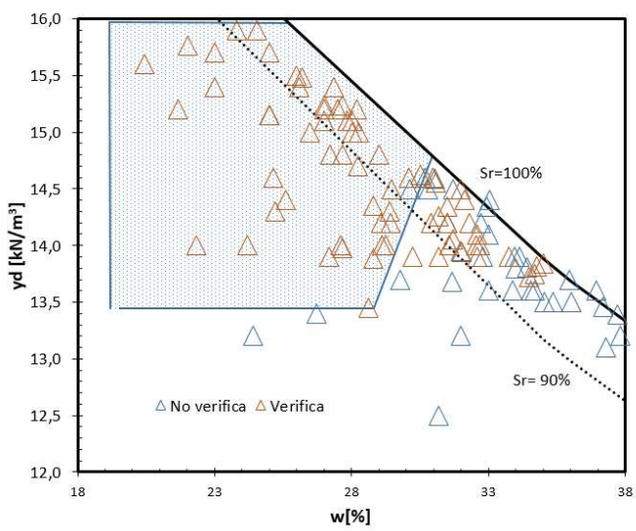


Figura 4: Identificación de la zona óptima de compactación donde la resistencia al corte no drenado es superior a 200 kPa

3.4 *Potencial de hinchamiento.*

Los ensayos de hinchamiento indicaron la baja posibilidad a que se tengan valores de hinchamientos mayores al 3% (Figura 5). En general las arcillas ensayadas desarrollaron un bajo hinchamiento en todas las condiciones de ensayo. El bajo potencial de hinchamiento se debe principalmente a que los minerales presentes en los suelos lateriticos ensayados, no son del tipo motmorilonitas y expansivos. En general el principal mineral arcilloso de estos suelos es la caolinita de acuerdo a resultados previamente publicados en la literatura [11].

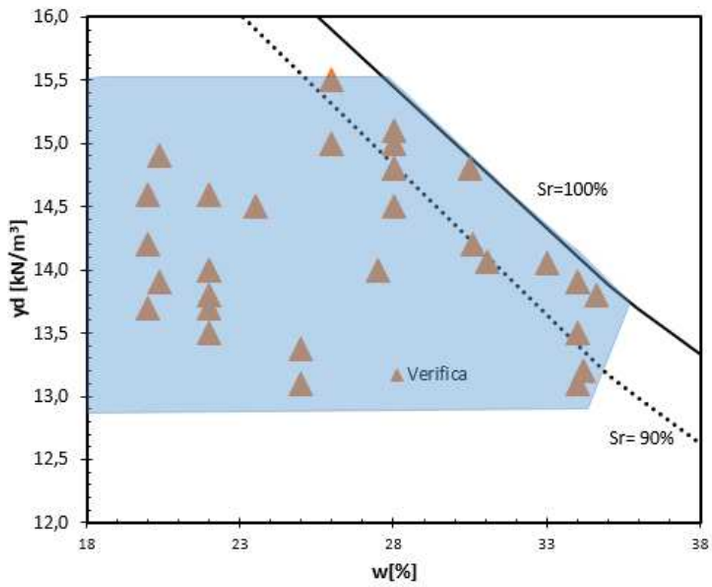


Figura 5: Identificación de la zona óptima de compactación donde el hinchamiento es inferior al 3%

4 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.

La Figura 6 presenta una superposición de las zonas identificadas como aptas para la compactación según los criterios de conductividad hidráulica (Figura 3), resistencia al corte no drenado (Figura 4) e hinchamiento (Figura 5). A partir de esta superposición se pudo determinar la zona óptima en los cuales la compactación cumple con los requisitos mínimos necesarios para que el material pueda ser considerado apto para la construcción de barreras en rellenos sanitarios. Básicamente este criterio se obtiene para los suelos compactados con la energía del ensayo tipo III (energía modificada). La zona abarca un intervalo de humedad desde 25% - 31% y densidades secas mayores a 13,9 kN/m^3. Estos resultados indicarían que la compactación está delimitada para un pequeño rango, dado las necesidades de los proyectos de barreras de rellenos sanitarios y la necesidad de realizar un buen control para que la barrera funcione correctamente.

Es importante destacar que estudios similares realizados con otros suelos residuales, arrojaron rangos de humedad óptimos de compactación diferentes [9,10] y humedades menores en el entorno del 12,5 a 16 %. Estos resultados demuestran la importancia de realizar estudios específicos en cada emplazamiento con el objeto de poder determinar a partir de información técnica-científica la aptitud de los suelos del lugar para la construcción de barreras y así poder lograr proyectos sustentables aprovechando los suelos locales.

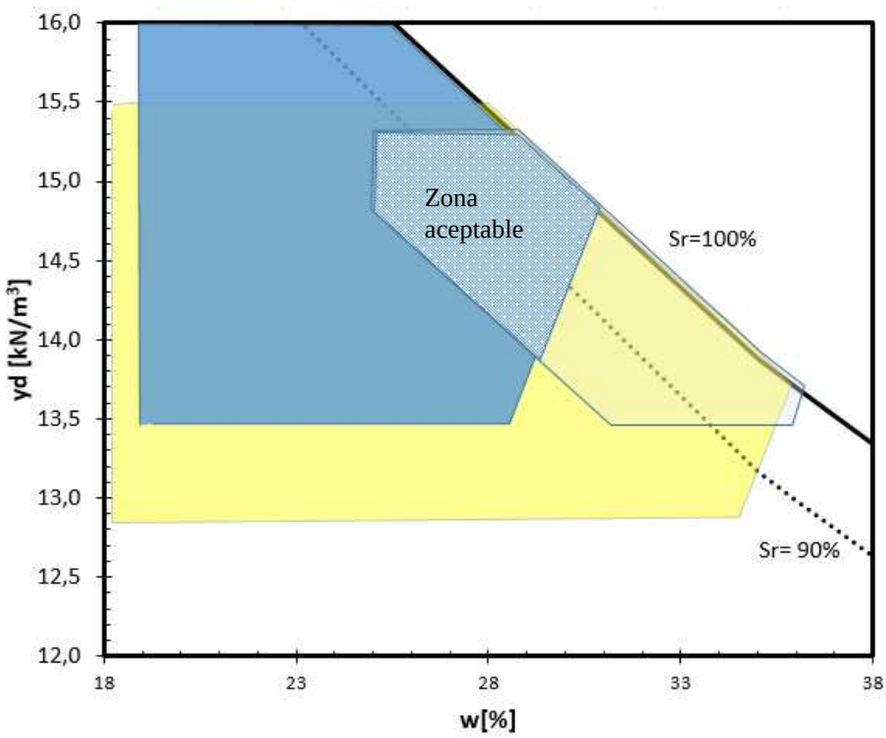


Figura 6: Identificación de la zona óptima de compactación de acuerdo a la superposición de criterios de conductividad hidráulica, resistencia al corte e hinchamiento.

5 CONCLUSIONES

En este artículo se analiza la posibilidad de utilización de los suelos lateríticos compactados para la construcción de barreras en rellenos sanitarios. Se determina la zona óptima de compactación donde se satisfacen los criterios de conductividad hidráulica, resistencia al corte e hinchamiento requeridos en la mayoría de las regulaciones o recomendaciones de la práctica geotécnica. Los resultados obtenidos indicaron que la zona delimitada concuerda con las densidades secas y humedades obtenidas por el ensayo Proctor tipo III (energía modificada), siempre y cuando la humedad a compactar se encuentre dentro del rango 25 a 31 % de humedad.

6 BIBLIOGRAFIA

[1] Keith, K. S. (2000). Characterization and permeability of sepiolite, palygorskite, and other commercial clays and their applicability for use as impermeable barriers in waste disposal. Indiana University.

[2] Wang, M.C. y Huang, C.C., 1984. Soil compaction and permeability prediction models. Journal of Environmental Engineering, Vol. 110., Nº 6: 1063-1083.

[3] Daniel, D.E., 1993. Geotechnical Practice for Waste Disposal. Chapman and Hall, London

[4] Daniel, D. E., & Benson, C. H. (1990). Water content-density criteria for compacted soil liners. Journal of Geotechnical Engineering, 116(12), 1811-1830..

[5] Wang, M.C. y Huang, C.C., 1984. Soil compaction and permeability prediction models. Journal of Environmental Engineering, Vol. 110., Nº 6: 1063-1083

[6] Sharma, H. D., & Reddy, K. R. (2004). Geoenvironmental engineering: site remediation, waste containment, and emerging waste management technologies. John Wiley & Sons.

[7] Rowe, R.K., 2005. Long-term performance of contaminant barrier systems Geótechnique. Vol 55, Nº 9: 631–678

[8] Mitchell, J.K., Hooper, R., Campanella, R., 1965. Permeability of compacted clay. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division 91 (4), 41–65.

[9] Osinubi, K. J., and Nwaiwu, C. M. (2005). Hydraulic conductivity of compacted lateritic soil. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 131(8), 1034-1041.

[10] Osinubi, K. J., and Nwaiwu, C. M. (2006). Design of compacted lateritic soil liners and covers. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering,132(2), 203-213.

[11] Bogado 2014: Variación de las propiedades físicas, mineralógicas y dinámicas de un perfil de meteorización en Oberá, Misiones. Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería. Universidad Nacional de Córdoba. 148 pág.

[12] Bogado GO, Francisca F M(2017). Caracterización geo-mecánica de un perfil de meteorización residual. Revista de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, 4(1), 49.

[13] Bogado GO, Reinert, HO, y Francisca FM(2017). Geotechnical properties of residual soils from the North-east of Argentina. International Journal of Geotechnical Engineering, 1-10.

[14] Reinert, H. O. (2007). Caracterización geotécnica de suelos Grises del departamento de Oberá-Misiones. Tesis Maestría en Ciencias de la Ingeniería mención Estructuras y Geotecnia. Córdoba-Argentina.

Estabilización de caminos rurales Cordobeses. Del laboratorio al campo.

Cruz María Pía, Martin-Schmädke Italo F., Arnaudo Carlos E., Serrano Carlos H., Moretto Sebastián M., Fernández Bowles Miguel S., Rossi Piccolo Alfredo I.

9606773@ucc.edu.ar; 9601063@ucc.edu.ar
Facultad de Ingeniería. Universidad Católica de Córdoba (UCC). Avenida Armada Argentina 3555 (5016) Córdoba, Argentina.

RESUMEN: Aún no existen procedimientos claros para trasladar resultados de laboratorio a estabilizaciones in situ de caminos de tierra. Muchos ensayos en suelos estabilizados (índice de plasticidad, valor soporte, resistencia a compresión simple, durabilidad), no se ajustan a indicadores relevados en subrasantes tratadas. Aquí se estudia el comportamiento temporal de una mezcla óptima de laboratorio (suelo A4, silicato de sodio sólido y cal hidratada) en un camino de tierra rural sobre RN19, Provincia de Córdoba. Se implementa valoración semi-cualitativa del estado visual del tramo. Se vinculan golpes resistentes a la penetración del camino del ensayo cono dinámico ligero (ASTM D-6951), con el cálculo de los módulos resilientes respectivos. Se analizan parámetros como la resistencia al corte no drenado de muestras extraídas in situ, respecto a los resultantes en ciclos de durabilidad en laboratorio. La mezcla óptima aplicada al tramo, mejora sus propiedades mecánicas (resistencia al corte no drenado, módulo de elasticidad secante, colapso) como de durabilidad (reducción porcentaje pérdida en peso, erodabilidad/dispersión). Comprobándose así in situ luego de un año y medio de estudios, disminución de terraplenamiento para rehabilitación y mejor conservación del perfil transversal, que implican disminución de costos de mantenimiento y mejor conectividad de la red terciaria de caminos.

Palabras clave: ESTABILIZACIÓN – LIMO – SILICATO – SUBRASANTE

ABSTRACT: There are still no clear procedures for transferring laboratory results to in situ stabilization of dirt roads. Many tests on stabilized soils (plasticity index, support value, simple compression resistance, durability) do not fit to the indicators found in treated subgrades. We study the temporal behavior of an optimal laboratory mixture (A4 soil, solid sodium silicate and hydrated lime) in a rural dirt road on RN19, Province of Córdoba. Semi-qualitative assessment of the visual state of the section is implemented. Impacts resistant to penetration of the light dynamic cone test (ASTM D-6951) are linked to the calculation of the respective road resilient modulus. Parameters such as resistance to undrained shear of samples taken in situ are analyzed, with respect to those resulting from durability cycles in the laboratory. The optimal mixture

applied to the section improves its mechanical properties (resistance to undrained cut, secant modulus of elasticity and collapse) and durability (reduction in percentage of weight loss and erodability). Thus, after a year and a half of studies in situ, the reduction of embankment for rehabilitation and better conservation of the cross-sectional profile, which both imply a reduction in maintenance costs and better connectivity of the tertiary road network, are verified.

Keywords: STABILIZATION - LIME - SILICATE - SUBBRASSANT

1 INTRODUCCIÓN

En el laboratorio de Suelos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba, se comprobó que el silicato de sodio sólido combinado con cal hidratada y suelo fino (A4) en proporciones adecuadas, logra estabilizar y mejorar suelos finos limos erodables y colapsibles de la región pampeana [1] y [2]; consiguiendo incrementos en la plasticidad, resistencia al corte no drenado y durabilidad (pérdida de suelo). Para ratificar lo dicho, se materializó una media calzada experimental con la dosificación óptima y se la comparó con tramos consecutivos de subrasantes de números estructurales equivalentes del camino rural dentro del campo agrícola ganadero “La Toma”, propiedad de la Universidad Católica de Córdoba, ubicado en la localidad de Pedro E. Vivas, sobre RN19 (a 100 km hacia el Este de la ciudad de Córdoba, Argentina). Puntualmente, los tramos estudiados aquí corresponden a: 1º tramo de suelo natural compactado, 2º tramo de suelo-cal-silicato de sodio y 3º tramo de suelo-cal-silicato de sodio sólido más un recubrimiento granular de 0-6mm.
Se pretende monitorear los mismos con ensayos de laboratorio y campo, siguiendo su evolución en el tiempo con relevamientos semi-cualitativos y cuantitativos ante solicitaciones climáticas y de tránsito efectivas.

2 SÍNTESIS HISTORIA DEL ARTE DEL USO DEL SILICATO

El agente químico primario de esta estabilización de suelos es el silicato de sodio. Johann Van Fuchs [3], comercializó el silicato soluble a comienzos del siglo XIX para favorecer el endurecimiento de piedras artificiales. Luego se utilizó en bacheos de caminos; se aplicaba una solución de silicato de sodio con la posterior adición de silicato de calcio o bien de aluminio. En 1915, Albert Francois mejoró efectividad a largo plazo de inyecciones de lechada cementicia con la adición de silicato de sodio. Hugo Joosten, inyectó silicato de sodio y cloruro de calcio en perforaciones profundas. La combinación de estos dos químicos propiciaba la formación de un gel insoluble que recubría oquedades, impermeabilizando procesos de infiltración y posteriormente reducía asentamientos. Mainfort en 1951, estudió la vulnerabilidad de las mezclas de silicato de sodio ante el cambio del contenido de humedad; dando lugar a incipientes estudios de durabilidad. Hurley y Thornburn en 1972, proponen que el silicato de sodio "con casi cualquier otro material inorgánico causa la formación de un gel de sílice…". En América, Rico y Del Castillo en 1999 publicaron resultados de ensayos de compresión simple estabilizando limo con silicatos de sodio y cal. En 2006 Sebastián M. Moretto [4], presentó su tesis sobre estabilización de suelos loéssicos colapsibles, mediante inyecciones de silicato de sodio en zonas rurales cordobesas. Muñoz Avendaño en 2018, analiza mejoras de capacidad portante de suelos limo arenosos estabilizados con silicato de sodio en la humedad de compactación [5].

3 METODOLOGÍA

3.1 *Relevamientos semi-cualitativos y jerarquización vial del camino*

Se hicieron relevamientos del camino antes de los trabajos y luego de la estabilización por cada tramo en distintas visitas, teniendo en cuenta la inspección de erosiones hídricas y eólicas, y el nivel de conservación sugerido por la Asociación Argentina de Carreteras [6]. Fueron 6 visitas correspondientes a los días: 0 (luego de materializado el 16 de noviembre del 2019), 30, 101, 258, 350 y 493 (próximo al año y medio). Para analizar el nivel de deterioro se consideraron: irregularidades superficiales (ahuellamiento), deformaciones longitudinales (corrugaciones u ondulaciones) como pérdida del perfil transversal, pérdida de materiales y drenaje, ver Tabla 1. Con las características del perfil transversal, tránsito, conectividad y accesibilidad de la vía, la traza estudiada se clasifica como camino rural secundario con tránsito pesado, ver Foto 1.

Tabla 1. Planilla de relevamiento vial para tramos en estudio.

Edad mejoramiento:	0 día	Estado	Clasificación		Natural	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Descripción del suelo			mín.	máx.	-	Suelo natural compactado	Suelo Cal Silicato	Suelo Cal Silicato y 0-6mm
Irregularidades superficiales: **escasas o nulas**		Muy bueno	9	10				
Deformaciones localizadas: **no hay**								
Ahuellamiento o deformación longitudinal: **no hay**								
Corrugaciones u ondulaciones: **no hay**								
Pérdida del perfil transversal: **no hay**								
Pérdida de materiales: **no hay o mínima**								
Drenaje: **bueno**								
Irregularidades superficiales: **pocas**		Bueno	7	8		7	8	7
Deformaciones localizadas: **bajas**						7	8	8
Ahuellamiento o deformación longitudinal: **apreciables**						8	8	8
Corrugaciones u ondulaciones: **mínimas**						8	8	8
Pérdida del perfil transversal: **escasa**						8	8	8
Pérdida de materiales: **escasa**						8	8	8
Drenaje: **bueno**						8	8	8
Irregularidades superficiales: **moderada**		Regular	4	6	4			
Deformaciones localizadas: **media**					4			
Ahuellamiento o deformación longitudinal: **importante**					5			
Corrugaciones u ondulaciones: **algunas**					5			
Pérdida del perfil transversal: **moderado**					4			
Pérdida de materiales: **moderado**					4			
Drenaje: **con deficiencias puntuales**					4			

Tabla 1. Planilla de relevamiento vial para tramos en estudio (continuación).

Irregularidades superficiales: **elevadas**	Malo	1	3				
Deformaciones localizadas: **altas**							
Ahuellamiento o deformación longitudinal: **excesivo**							
Corrugaciones u ondulaciones: **altas**							
Pérdida del perfil transversal: **importante**							
Pérdida de materiales: **apreciable**							
Drenaje: **malo**							
	Sumatoria=			30	54	56	55

Foto 1. Perfil transversal deteriorado por vehículos pesados en periodos secos como húmedos.

3.2 *Relevamientos cuantitativos*

Se realizaron campañas in situ con fines geotécnicos, hidrológicos y topográficos. Se hicieron relevamientos planialtimétricos con nivel óptico para verificar perfiles transversales de cada tramo estudiado, y longitudinal general para obtener dirección de escurrimiento superficial. En la Figura 1, se muestra un modelo digital de los tres tramos materializados in situ correspondiente a la media calzada del camino rural estudiado para la visita a 30 días de materializado. El punto 0-0 tiene una latitud de 31°21'59.61"S y una longitud de 63°29'13.74"O.

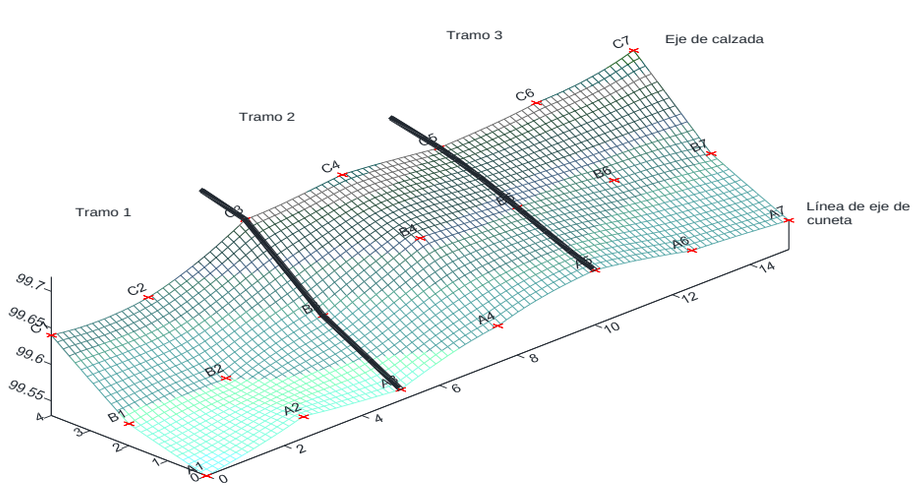


Figura 1. Modelo digital de elevación con los tramos estudiados a la edad de 30 días.

En cuanto al relevamiento hidrológico, se obtuvieron datos de precipitación, temperatura y humedad de la estación meteorológica del campo La Toma. Complementariamente, se ejecutaron campañas geotécnicas con toma de muestras de suelos (alteradas e inalteradas) para realizar una caracterización física (identificación como tenso-deformacional) y química (dosificación óptima entre otros parámetros) en el laboratorio, ver Foto 2 y 3. La dosificación óptima correspondió a una relación en peso (1S:4C:4S), 1 parte de silicato de sodio sólido, 4 partes de cal hidratada y partes 4 de suelo limoso. A las muestras de suelos inalteradas extraídas de cada visita, se les practicaron ensayos de compresión simple, para comparar valores de resistencia al corte no drenado "in situ" con valores de resistencia al corte no drenado luego de ser solicitadas por los distintos ciclos (1º, 3º, 5º, 7º, 9º, 13º, 15º) del ensayo de durabilidad realizado previamente en el laboratorio.
También se ejecutaron ensayos geotécnicos in situ como cono dinámico de penetración liviano (DCP- ASTM-D 6951) [7] (ver Foto 4), para medir la resistencia a la penetración en cada visita y correlacionar estos datos con un valor soporte in-situ y módulos resilientes. Finalmente, se hicieron ensayos de cono de arena ASTM D-1556 [8] (ver Foto 5) para identificar al menos el parámetro de peso unitario seco in-situ cuando existieron dificultades en extraer muestras de suelo inalteradas.

Foto 2. Muestreo alterado.

Foto 3. Muestreo de calidad inalterado.

Foto 4. Ensayo DCP.

Foto 5. Ensayo de cono de arena.

Diseño de los tramos estudiados según dos paquetes estructurales:

Puntualmente, se diseñaron dos paquetes estructurales con capacidad portante equivalente; un tramo de suelo natural compactado y otro con la dosificación óptima (1S:4C:4S) [2]. Se adiciona otro tramo de dosificación óptima pero acabado con agregado granular para estudiar la adherencia suelo-rodamiento ante el posible caso de exceso de cristalización según [3]. Este fenómeno no se produjo al menos durante el tiempo de estudio, pero no se descarta.
Se ejecutaron tres tramos consecutivos, ver Figura 2, en medias calzadas del camino rural a monitorear. Se presentan, los esquemas estructurales materializados que servirán para una adecuada comparación de los resultados del laboratorio y de campo:

- 1º tramo: se materializó con tres capas de 0,20m de espesor de suelo natural compactado; siendo el espesor total de 0,6m. Opción sin mejoramiento.
- 2º tramo: presentó dos capas de 0,15m de espesor de suelo estabilizado con la dosificación óptima en peso de 1S:4C:4S.
- 3º tramo: presentó dos capas, la primera de 0,15m y, la segunda de 0,10m de profundidad de suelo mejorado, terminado con sobrecobertura de 0,05m de espesor de agregado granular tipo 0-6mm compactado.

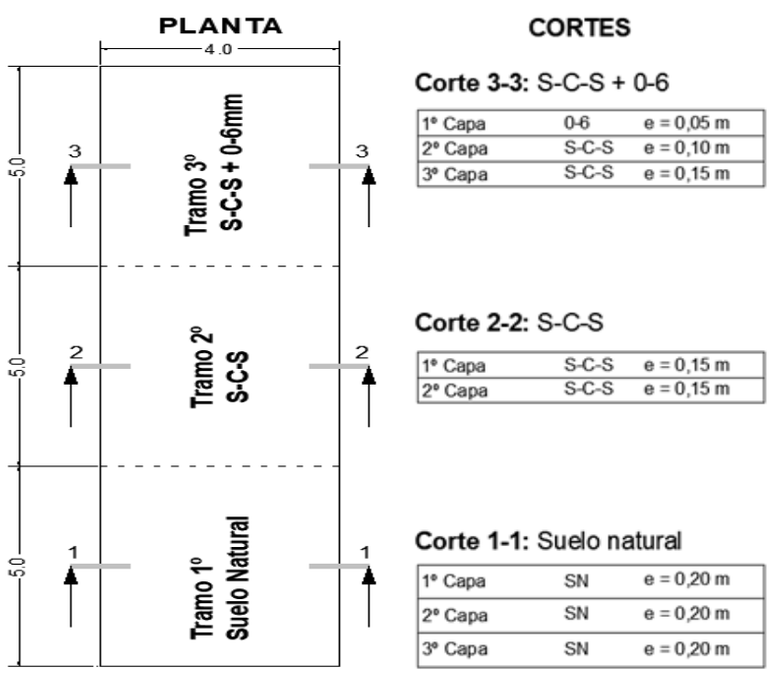


Figura 2. Esquema de tramos estudiados.

3.2.1 *Materialización de los paquetes estructurales estudiados.*

Para construir los tres tramos, se realizaron las siguientes etapas constructivas:

- Escarificar y limpiar la subrasante existente en la media calzada a intervenir. En la Foto 6, se ve la preparación del sector a intervenir.
- Dosificar con cal hidratada y silicato de sodio sólido (tramos 2º y 3º), mezclar y regar con agua. En la Foto 7, se aprecia el mezclado mecánico del suelo con cal y silicato. La cobertura compactada del agregado granular (0-6mm) en el tramo 3º, se observa en la Foto 9.

- Compactar con 4 a 5 pasadas de motoniveladora y luego 1 pasada de rodillo liso cada capa de cada tramo. Se verificó in situ alcanzar al menos el 90% de la densidad seca del proctor estándar ASTM D-689 [10] de cada tramo, ver Foto 8. Se perfiló cada sección transversal con una pendiente del 3% y se realizaron obras hidráulicas menores de cuneta. La finalidad de no realizar la totalidad de las obras de drenaje en cada tramo, es poder someterla a condición de prueba extrema o sea procurando acumular agua en zona de cunetas y/o baches; siendo, el fin saturar las capas superiores para luego estudiar el comportamiento semicualitativo correspondiente.

Foto 6 - Escarificación y extracción de caja de suelo del tramo experimental.

Foto 7 - Mezcla del suelo natural con cal y silicato de sodio (tramos 2º y 3º).

Foto 8 - Relleno, vibrado y compactación por capas.

Foto 9 - Terminación del tramo 3º con agregado 0-6mm.

3.2.2 *Materiales utilizados*

- Suelos. Los suelos a estabilizar son limos inorgánicos, (A4) según A.A.S.H.T.O, con un 50% de fracción gruesa (arena fina puntualmente) muy uniforme; presentes desde el nivel de terreno natural del camino hasta 0,6 m de profundidad. Detalles de ensayos físicos y químicos del suelo natural, y dosificación óptima estudiada se resumen en la Tabla 2.

Tabla 2. Parámetros físicos y químicos del suelo, como de la dosificación óptima.

Nombre del ensayo	**Parámetros (unidad)**	**Suelo natural compactado**	**Suelo mezcla 1S[1]:4C[2]:4S[3]**
Identificación ASTM D3282	A.A.S.H.T.O. :	A4	A4
Lavado tamiz 200- ASTM C136-01	ω_{T200} (%)	83,5	-
Análisis granulométrico ASTM D422	Grava y arena (%)	50,4	-
	Limo (%)	39,2	-
	Arcilla (%)	10,4	-
	D_{10} (mm)	0,001	-
Límites de Atterberg ASTM D4318	ω_{LL} (%)	23,2	35,9
	ω_{LP} (%)	22,7	33,3
	IP (%)	0,70	2,5
Sales solubles totales ASTM D1889	Sales solubles (%)	<0,1	1
Pin Hole ASTM D4647-93	Dispersivo/Erodable	Moderadamente	No manifiesta
Carbonato de calcio. ASTM C25-11	$CaCO_3$ (%)	1,90	-
pH ASTM D1067	( )	7,91	10,39
Compresión confinada ASTM D2435	Salto por colapso, ε_ω (%)	3,30	0,85
	Pf_{sat}(MPa)	0,022	0,085
	Porosidad final, n (%)	110	93
Proctor estándar ASTM D698	$\omega_{óptima}$ (%)	15,1	19,0
	$\gamma_{ssmáx}$(gr/cm^3)	1,60	1,62
California Bearing Ratio ASTM D1883	IndCBR $_{4\ días}$ (%)	11,4	41,0
	Hinchamiento (%)	-0,44	+0,10

Nota

[1]: Silicato de sodio sólido. [2]: Cal hidratada Blancaley.

[3]: Suelo natural campo La Toma sobre la ruta RN19, Pedro E. Vivas, Córdoba.

-: Contracción. +: Expansión.

Cabe comentar que el suelo natural a pesar de ser compactado con energía del Proctor (ASTM D689), presenta una estructura porosa, dispersiva/erodable y colapsable al entrar en contacto con agua; siendo esto comprobado con los resultados de compresión confinada (ASTM D2435), Pin Hole (ASTM D4647-93) y CBR con medición de hinchamiento (ASTM D1883). Manifestando este último ensayo, hinchamientos negativos (contracción) luego de migrar los finos de la estructura arenosa al ingresar el agua a la matriz porosa y promover asentamientos iniciales. Por tal motivo, se estudió una estabilización que promueva la cementación de la microestructura.

- Cal hidratada. Aditivo químico mezclado junto al silicato de sodio para estabilizar la subrasante natural de suelo A4, marca Blancaley; producida en San Agustín, Calamuchita, Córdoba. Posee baja densidad aparente de 0,3-0,6 g/cm^3 y un pH de 11,7. Su utilización apunta a incorporar el carbonato necesario para que el silicato de sodio logre un aceptable proceso de gelificación y posterior estabilización intergranular de los suelos A4. En la Tabla 3, se complementan con más características técnicas.

Tabla 3. Composición química de la cal hidratada Blancaley

Elemento	Unidad	Muestra A	Muestra B
Óxido de calcio áctivo, CaO	g/100g	18,53	30,33
Hidróxido de calcio, $Ca(OH)_2$	g/100g	24,48	40,06
Carbonato de calcio, $CaCO_3$	g/100g	60,71	59,70
> #30 (>0,59mm)	g/100g	0,0	0,0
< #30 >#80 (<0,59mm >0,177mm)	g/100g	5,9	11,1
< #80 >#100 (<0,177mm >0,149mm)	g/100g	9,3	3,9
< #100 >#200 (<0,149mm >0,074mm)	g/100g	20,6	17,4
< #200 >#325 (<0,074mm >0,044mm)	g/100g	47,7	49,5
< #325 (<0,044mm)	g/100g	15,2	15,2

- Silicato de sodio sólido. Se empleó metasilicato de sodio en estado sólido de la química china Qingdao Hai Wan, Foto 10. En estado diluido con agua potable presenta tonalidad blanquecina a amarillenta. Se determinó su peso unitario seco de 0,85 a 0,95 gr/cm^3 y el pH registrado fue de 13,7. Más características técnicas se citan en la Tabla 4.

Foto 10. Silicato de sodio sólido utilizado en la investigación.

Tabla 4. Composición química del silicato de sodio sólido empleado

Elemento	Unidad	SIMP012
Total de álcali (sodio)	%	28,7 a 30,0
Silicio	%	27,8 a 29,2
Hierro	ppm	<50
Tamaño de la partícula 1400µm-425 µm	%	90
Solubilidad en agua	%	0,020
Transparencia	%	96

4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Luego de identificar el suelo natural y determinar la dosificación óptima en laboratorio, se realizó el ensayo de durabilidad alternando períodos de secado y humedecimiento en probetas remoldeadas al menos al 95% del peso unitario seco máximo del Proctor estándar (ASTM D-698) [9], con suelo natural compactado y con la dosificación óptima. Finalizado cada ciclo se determinó la pérdida en peso de las respectivas probetas y se realizaron los correspondientes ensayos de compresión simple (ASTM D-2166) [10]. Así se calcularon los parámetros de resistencia al corte no drenado a la deformación vertical de rotura y a la deformación vertical del 1%, como, sus módulos de elasticidad a valor de deformación elástica inicial. Las probetas de suelo natural compactadas, no consiguieron mantener la estabilidad y esbeltez necesarias requeridas del ensayo (relación 1 altura de probeta - 2 diámetros) al llegar al ciclo 13º y 15º. Por ello, los valores de resistencia al corte no drenado, y los módulos de elasticidad de estos últimos dos ciclos en dichas probetas, se descartaron y se completó con la sigla RA (Rotura Anticipada), ver la Tabla 5.

Tabla 5. Durabilidad en probetas de suelo natural compactado y con dosificación óptima.

	Ciclo del ensayo de durabilidad											
Parámetros (unidad)	**Suelo natural compactado**						**1(S) silicato de sodio : 4(C) cal hidratada : 4(S) suelo**					
Nº de ciclo	1º	3º	5º	9º	13º	15º	1º	3º	5º	9º	13º	15º
Pérdida en peso (%)	1.2	13.2	21.7	32.8	34.4	40.3	0.6	1.6	2.4	3.6	1.6	2.6
$S_{u\ 1\%\ def\ vertical}$ (MPa)*	0.18	0.17	0.2	0.10	RA	RA	0.20	0.19	0.16	0.13	0.20	0.20
$S_{u\ rot\ def.\ vertical}$ (MPa)*	0.59	0.32	0.22	0.11	0.10	0.038	0.65	0.56	0.59	0.68	0.64	0.47
$E_{def.\ vertical}$ (MPa)*	33.9	33.9	33.7	19.4	RA	RA	39.1	37.1	32.0	24.7	39.1	39.3

Notas

$S_{u\ 1\%\ def\ vertical}$: resistencia al corte no drenado a la deformación vertical del 1%

$S_{u\ rot\ def.\ vertical}$: resistencia al corte no drenado a la deformación vertical de rotura

$E_{def.\ vertical}$: módulo de elasticidad a valor de deformación elástica inicial

RA: Rotura Anticipada al 1% de deformación vertical.

*: las probetas de suelo-silicato fueron curadas durante 21 días antes de los ensayos de compresión simple.

En el caso de las probetas con dosificación óptima (1S:4C:4S), los ciclos 13º y 15º se realizaron no consecutivos al ciclo 9º; generando un lapso de tiempo de más de 24 hs entre el final del secado del ciclo 9º y el inicio con humedecimiento del ciclo 13º. Esta no continuidad temporal, manifestó un lapso extra de re-cristalización en ciclos 13º y 15º; provocando aumentos significativos de los valores tensiones respecto a la tendencia lineal de los ciclos previos (salto en la Figura 4). En la Figura 3 y Figura 4 se representan los números de ciclos en función de valores de pérdida en peso de las probetas, y de la tensión vertical al 1% de deformación vertical ($\sigma v_{1\%def.veritcal}$) . Los valores de la resistencia al corte no drenado ($Su_{1\%\ def.veritcal}$) de la Tabla 5 se obtienen de la ecuación (1).

$$Su_{1\%def.veritcal} = \sigma v_{1\%def.veritcal} /2 \qquad (1)$$

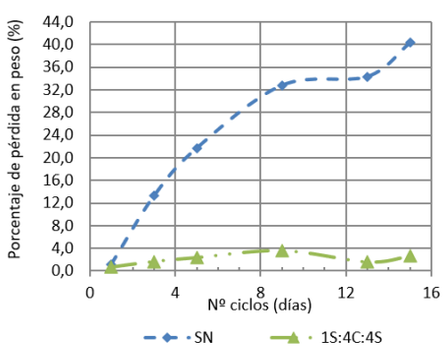


Figura 3. Pérdida en peso en probetas de suelo natural compactado y de suelo estabilizado.

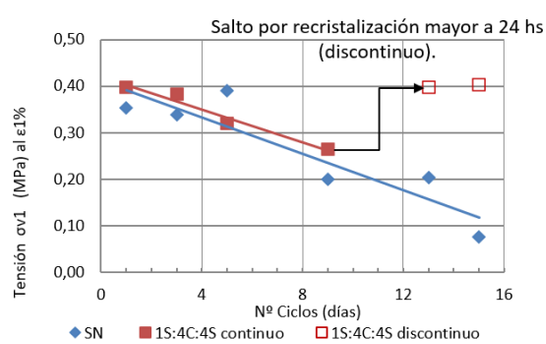


Figura 4. Tensión vertical al 1% de deformación en probetas de suelo natural compactado y de suelo estabilizado.

La Figura 5 muestra el compendio de curvas tenso-deformacionales de ambos tipos de probetas (suelo natural compactado y dosificación óptima); siendo, identificados los límites deformacionales en sentido vertical del 1% como rotura (variando éstos entre sí). En la Foto 11 se observa el set de probetas totales ensayado al 1º ciclo, y la medición del ángulo de rotura de una probetas remoldeada a la dosificación óptima luego de ser ensayada a compresión simple.

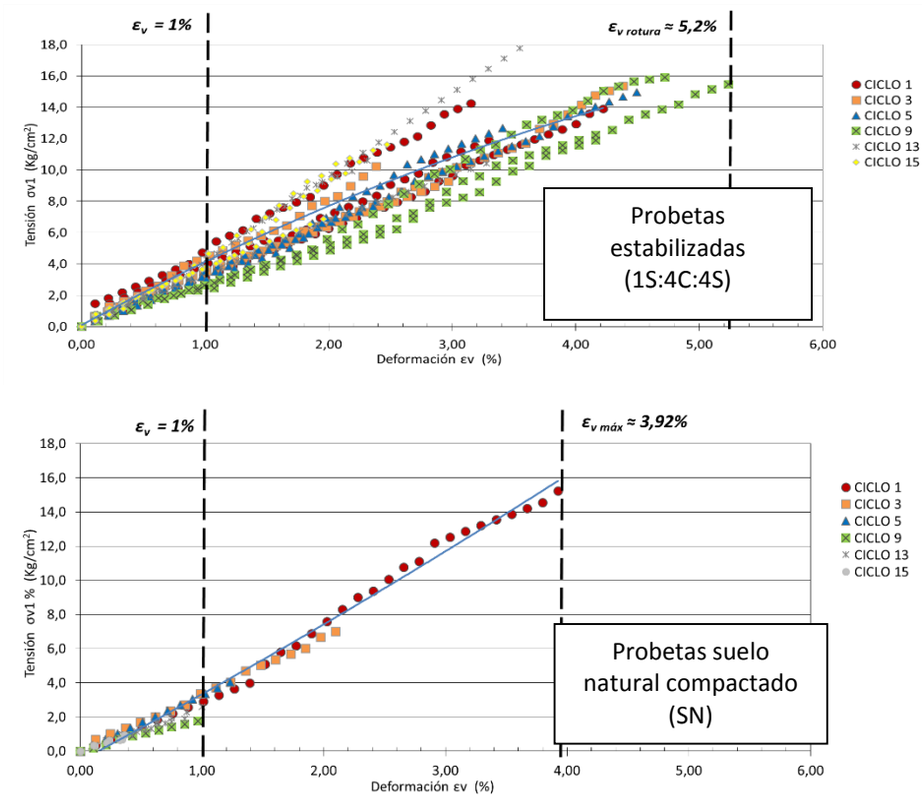


Figura 5. Ensayos de compresión simple luego del ensayo de durabilidad para suelo estabilizado y suelo natural compactado.

Foto 11. Probetas del ciclo 1º y medición del ángulo de rotura post compresión simple de una probeta con dosificación óptima.

Los resultados de compresión simple en probetas con dosificación óptima, para distintos ciclos del ensayo de durabilidad en laboratorio, se compararon con el resultado de probetas del camino solicitadas casi un año con periodos de humedecimiento y secado natural; contabilizándose en la estación meteorológica del campo La Toma, una lámina de precipitación diaria promedio de 1,9mm y un rango de temperatura promedio de 19 grados durante ese periodo.
Dicho periodo de 350 días corresponde a un ciclo climático húmedo/seco anual completo, ya que se inició al comienzo de las precipitaciones (casi el final de la primera) y culminó antes de

comenzar el nuevo periodo interanual de precipitaciones. En la Tabla 6 se observan los resultados del peso unitario seco y módulo de elasticidad, obtenidos del ensayo de compresión simple en probetas solicitadas naturalmente al interperismo (campo), y en probetas solicitadas artificialmente en el laboratorio a distintos ciclos de humedecimiento y secado del ensayo de durabilidad. A pesar de esto, se menciona que no se logró inferir una correlación directa entre los resultados de campo y laboratorio. Se debió a que los ciclos 13º y 15º del ensayo de durabilidad, se efectuaron con un desfasaje temporal de más de 24 hs respecto al final del ciclo 9º; manifestándose, por ende, un proceso de re-cristalización mayor al esperado. Por lo tanto, se altera cualquier tipo de correlación que pueda calcularse.

Tabla 6. Parámetros resultantes del ensayo de compresión simple en campo y laboratorio.

Ámbito	**Campo**						**Laboratorio***					
Parámetros (unidad)	**(S) silicato de sodio : (C) cal hidratada : (S) suelo**						**1(S) silicato de sodio : 4(C) cal hidratada : 4(S) suelo**					
Edad (días)	0	30	101	258	350	493	1	3	5	9	13	15
γss (gr/cm^3)	1.61	1.60	1.45	1.75	1.43	1.53	1.44	1.48	1.49	1.53	1.54	1.55
$E_{def.\ vertical}$ (MPa)	272.9	RA	RA	204.6	136.4	68.2	39.1	37.1	32.0	24.7	39.1	39.3

Notas

γss: densidad del suelo seco

$E_{def.\ vertical}$: módulo de elasticidad

RA: Rotura Anticipada por fragilidad

*: las probetas de suelo-silicato fueron curadas durante 21 días antes de los ensayos de compresión simple.

Para verificar la erodabilidad superficial, se realizaron ensayos de granulometría por sedimentación a muestras de suelos alteradas (ver Tabla 7); siendo el objetivo evaluar cuanto de la fracción fina (limo y arcilla) se desvincula de la fracción gruesa (gravas y arena) por pérdida de la cristalización intergranular ante la disminución de liga del silicato de sodio con la cal y/o transporte hacia bajos inundables puntuales en tramos estudiados (caso de cunetas o baches). El fenómeno se estudió desde la visita a 101 días, que coincidió con el fin del periodo pluviométrico de verano. En dicha visita, se determinaron casi uniformes los porcentajes de estas fracciones finas para los tramos 1 y 2. Se pudo constatar el efectivo proceso de cristalización con cementación interparticular del tramo 2 (incluso hasta el tramo 3) en la visita de 258 días (ver Tabla 8); aumentando la fracción gruesa de estos últimos en coincidencia con el periodo de invierno donde las precipitaciones disminuyen por completo. Finalmente, a la edad de 493 días y luego de ser solicitado a dos periodos pluviométricos de verano, se destacan dos aspectos:

- Pérdida de perfil trasversal en tramo 1 y acumulación de gruesos erodados (arena fina uniforme) transportados desde sectores altos de la subrasante natural sin mejorar. Los tramos estudiados están localizados aguas debajo del camino para conocer su respuesta por anegamientos de sólidos (caso de estudio) y líquidos (por precipitación).
- Pérdida del recubrimiento de granular 0-6mm en tramo 3 y pérdida de la cementación inter-particular del tramo 2 como del tramo 3; siendo ambos valores de fracciones gruesas casi similares para igual periodo de estudio. A pesar de esto último, aún se garantiza la verificación de proceso de cristalización por cementación intergranular según se observa en la Foto 12 en un segmento del tramo 2 a la edad 493 días.

Tabla 7. Resultados de granulometría por sedimentación, a 101 días (comienzo marzo 2020).

		Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
		Suelo natural Compactado		Suelo silicato cal (S1:C4:S4)		Suelo silicato cal (S1:C4:S4) +0-6mm	
S.U.C.S.	% Grava						
	% Arena	33,4%	**33,4%**	31,0%	**31,0%**	58,6%	**58,6%**
	% Limo	59,8%		62,7%		33,1%	
	% Arcilla:	6,8%	**66,6%**	6,3%	**69,0%**	8,3%	**41,4%**

Tabla 8. Resultados ensayo de granulometría por sedimentación, a 258 días (julio 2020).

		Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
		Suelo natural Compactado		Suelo silicato cal (S1:C4:S4)		Suelo silicato cal (S1:C4:S4) +0-6mm	
S.U.C.S.	% Grava						
	% Arena	39,5%	**39,5%**	74,8%	**74,8%**	81,8%	**81,8%**
	% Limo	52,5%		16,2%		10,7%	
	% Arcilla:	7,9%	**60,5%**	9,1%	**25,2%**	7,5%	**18,2%**

Tabla 9. Resultados ensayo de granulometría por sedimentación, a 493 días (marzo 2021).

		Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
		Suelo natural Compactado		Suelo silicato cal (S1:C4:S4)		Suelo silicato cal (S1:C4:S4) +0-6mm	
S.U.C.S.	% Grava						
	% Arena	61,3%	**61,3%**	52,6%	**52,6%**	54,1%	**54,1%**
	% Limo	30,7%		38,7%		35,9%	
	% Arcilla:	8,0%	**38,7%**	8,7%	**47,4%**	10,0%	**45,9%**

Foto 12. Fragmento del lente formado en el proceso de cristalización superficial del tramo 2.

En la inspección vial visual de los tramos, según los aspectos sugerido por la Asociación Argentina de Carreteras (Tabla 1), se consideran 4 estados: muy bueno, presenta un rango de puntuación más de 60; bueno, puntúa entre 30-60; regular, conlleva un rango de puntuación 30-10 y finalmente, malo, define un rango menor a 10. En la Figura 6, se comparan los estados valorativos de los tramos a distintas edades coincidentes con las visitas. Observándose que los tramos 2 y 3, siempre manifestaron un sostenido estado bueno desde su materialización hasta incluso a la edad de 493 días o sea, próximo a cumplir el año y medio desde su materialización. Para la misma edad, el tramo 1 refleja un sostenido descenso del estado desde bueno a regular y finalmente, la traza original de suelo natural, decayó de regular a malo.

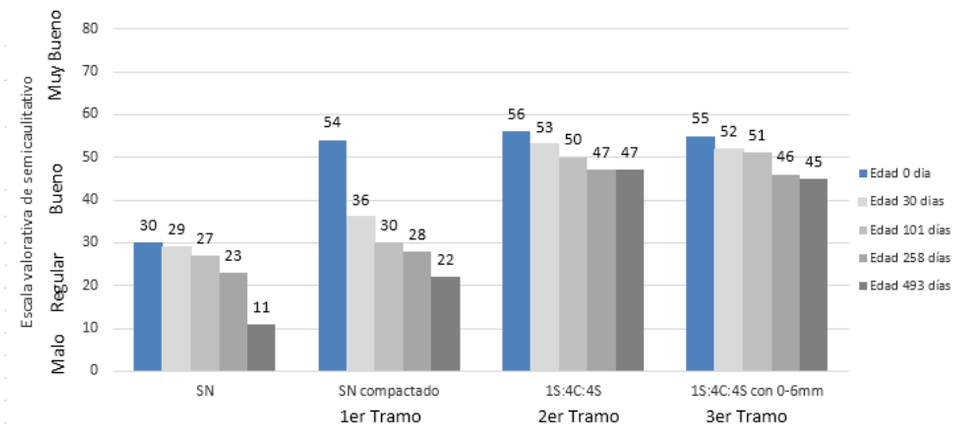


Figura 6. Valoración semicualitativa de tramos ejecutados y del camino existente.

Al realizar el relevamiento planialtimétrico de los tres tramos estudiados para las edades de 0 día, 101 días, 258 días y 493 días, se logró computar el volumen (m^3) de terraplén requerido por tramo al ser solicitados al desgaste del tránsito pesado (maquinarias agropecuarias) y condiciones climáticas reales. Esto implicó leer desde la estación meteorológica del campo La Toma temperatura y precipitación caídas; resultando un rango de temperaturas promedio entre 11ºC a 28ºC y una lámina de precipitación promedio de 1,9mm. En la Figura 7, se muestra una extrapolación matemática del tipo logarítmica por cada tramo con los volúmenes computados de terraplén siendo posible estimar otras edades no relevadas (caso a 365 días). En la Figura 8, se comparan plantas planialtimétricas de tramos 1 y 3, a 493 días según el perfil transversal inicial materializado. Los m^3 a materializar por bacheo (volumen de terraplén) aumentan para el tramo 1 respecto a los tramos 2 y 3. Finalmente, la pérdida del perfil transversal del tramo 3 respecto a los tramos 1 y 2 a la edad de 493 días, se observa en la Foto 13.

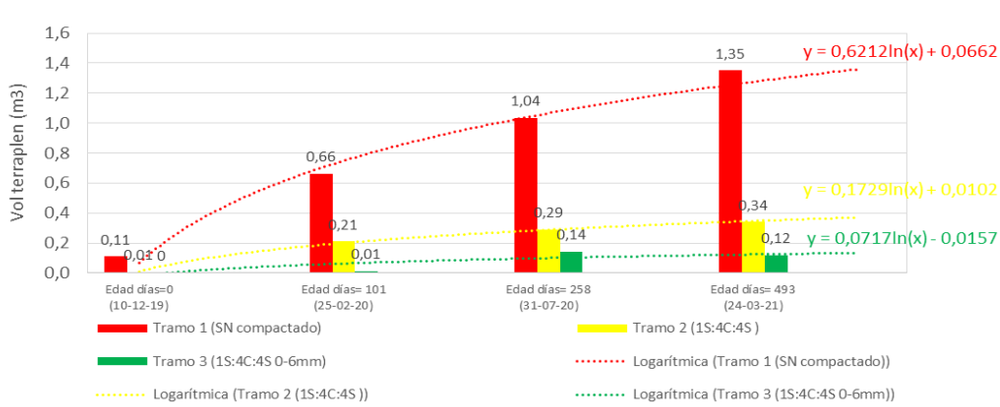


Figura 7. Cómputo del volumen de terraplén para cada tramo materializado.

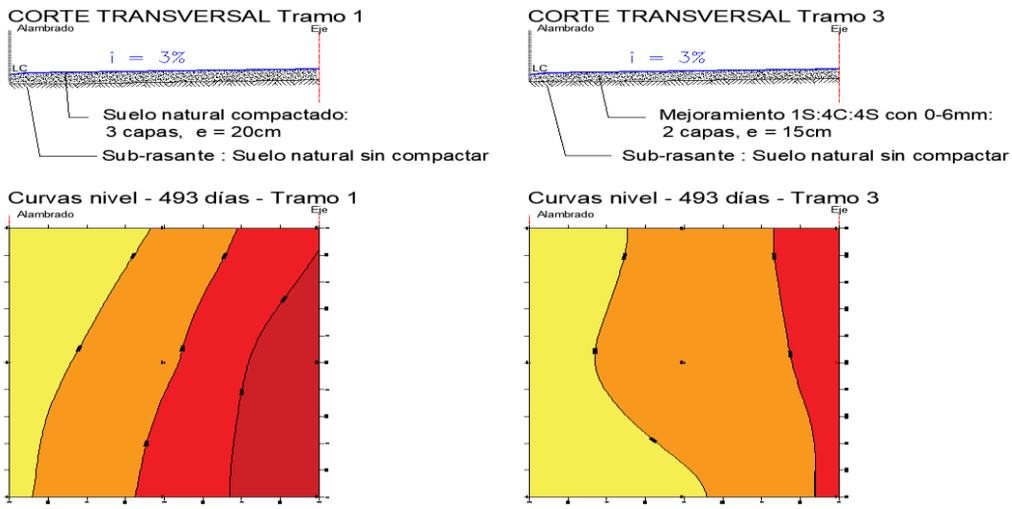


Figura 8. Cómputo del volumen de terraplén para los tramos 1 y 3 a 493 días.

Foto 13. Pérdida del perfil transversal del tramo 1 respecto a los tramos 2 y 3 a 493 días.

A partir de los relevamientos con el equipo de cono dinámico ligero (DCP) se compilaron los números de golpes por tramo según las distintas edades relevadas, ver Figura 9. Luego se correlacionaron utilizando la ecuación (2) para calcular los respectivos valores soporte in situ ($CBR_{in\ situ}$), según US Army Corps of Engineers [13].

$$CBR_{in\ situ}=292 / DCP^{1.12} \qquad (2)$$

DCP= número de golpes de cono dinámico ligero según ASTM D 6951

Posteriormente, se calcularon valores de módulos resilientes para las distintas edades según las exploraciones realizadas en campo, utilizando las ecuaciones (3) o (4) según [11].

$$Mr(MPa)=2555 \times CBR^{0,64} \times 0,00689476 \qquad \text{para } CBR < 12\% \qquad (3)$$

$$Mr(MPa)=3205,33 \times CBR^{0,64} \times 0,00689476 \qquad \text{para } 12\% < CBR < 80\% \qquad (4)$$

En la Tabla 9 solo se expresaron los Mr para la acumulación de 20 golpes de DCP; este número acumulado en algunos sondeos puede no se representativo de la pérdida de durabilidad en el tiempo luego de periodos pluviométricos de verano, en el caso del tramo 1 o suelo natural sin compactar se obtuvieron valores Mr mayor en la edad de 493 días respecto a 258 días (hasta incluso a 101 días en el caso del suelo natural). Esto último se debió a que la edad de 493 días coincide con el final del ciclo pluviométrico de la estación de verano y tanto el tramo 1 como suelo natural sin compactar, ya venían manifestado pérdidas de suelo (incluso, pérdida del perfilado transversal), y se acumuló agua en zona de baches localizados. Generando así, hidro-colapsos puntuales en ambos que han densificado dichas zonas de influencias subsuperficial en los primeros 20 golpes de DCP. Por ende, este causal ha impactado en aumentos de los valores de Mr como Nº golpes acumulados. En la Tabla 9, se exponen todos los valores de Mr según las distintas edades y los resultados de las desviaciones estándar promedio. Los valores de referencia típicos sugeridos por AASHTO (1986) [12] corresponden a los mencionados en la Tabla 10.

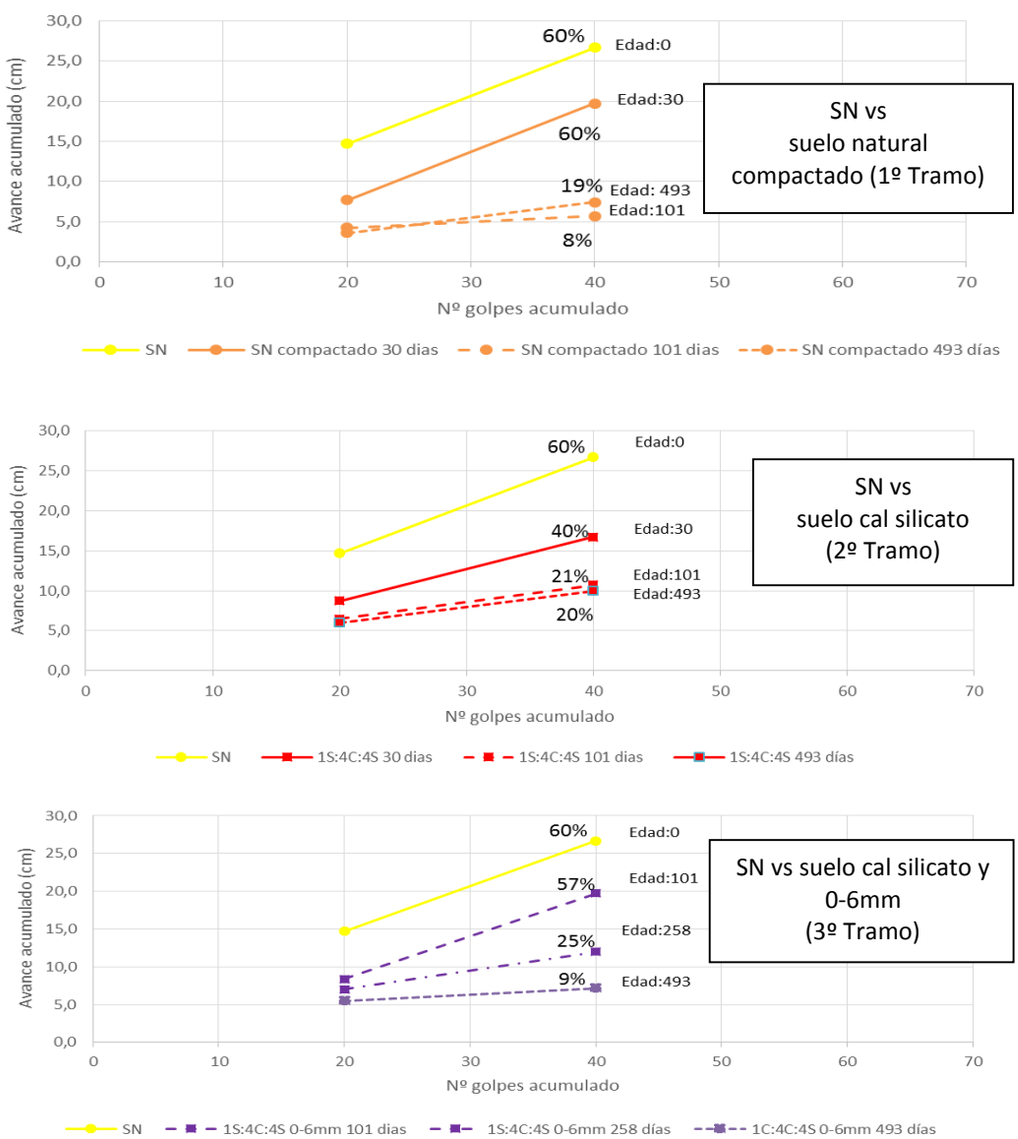


Figura 9. Número de golpes de DCP para cada tramo materializado según aumenta la edad.

Tabla 9. Correlación de módulos resilientes a partir de CBR in-situ para la acumulación de los primeros 20 números golpes de DCP.

Ámbito	**Campo**					**Desviación estandar promedio**
Parámetros (unidad)	**Mr (MPa)**					
Estación	**Primavera**	**Inicio Verano**	**Final Verano**	**Invierno**	**Inicio Otoño**	
Tramo \ Edad (días)	0	30	101	258	493	
SN	55	40	30	33	73	14
SN compactado-**Tramo 1**	SE	80	80	55	80	10
1S:4C:4S-**Tramo 2**	SE	73	80	80	80	3
1S:4C:4S con 0-6mm-**Tramo 3**	95	SE	90	80	80	6

Nota
SE: Sin explorar.

Tabla 10. Valores de Mr y otras características de materiales para pavimentación.

Tipo de suelo AASHTO	**Descripción**	**SUCS**	**γs (kN/m³)**	**VRS %**	**Valor K (Mpa/m)**	**Módulo resiliente (Mpa)**
Suelos de grano grueso						
A-1-a, bien graduado	Grava	GW	19,6-22	60-80	81,44-122,16	70,37-140,74
A-1-a, mal graduado		GP	18,9-20,4	35-60	81,44-108,58	70,37-140,74
A-a-b	Arena gruesa	SW	17,3-20,4	20-40	54,29-108,58	42,23-105,55
A-3	Arena fina	SP	16,5-18,9	15-25	40,72-81,44	35,18-104,07
Suelos A-2 (materiales granulares con alto porcentaje de finos)						
A-2-4, gravosa	Grava limosa	GM	20,42-22,8	40-80	81,44-135,73	70,37-211,11
A-2-5, gravosa	Grava areno limosa					
A-2-4, arenosa	Arena limosa	SM	18,9-21,2	20-40	81,44-108,58	70,37-140,74
A-2-5, arenosa	Arena limosa con grava					
A-2-6, gravosa	Grava arcillosa	GC	18,9-22,0	20-40	54,29-122,16	56,29-140,74
A-2-6, arenosa	Grava arcillosa con arena					
A-2-7, gravosa	Arena arcillosa	SC	16,5-20,4	10-20	40,72-95,00	35,18-105,55
A-2-7, arenosa	Arena arcillosa con grava					
Suelos de grano fino						
A-4	Limo	ML, OL	14,1-16,5	4-8	6,79-44,79	14,07-42,22
	Grava-arena-limo		15,7-19,6	5-15	10,86-59,72	28,14-56,29
A-5	Limo alta compresibilidad	MH	12,6-15,7	4-8	6,79-51,58	14,07-42,22
A-6	Arcilla plastica	CL	15,7-19,6	5-15	6,79-69,22	14,07-70,37
A-7-5	Arcilla baja compresibilidad	CL, OL	14,1-19,6	4-15	6,79-58,36	14,07-70,37
A-7-6	Arcilla alta compresibilidad	CH, OH	12,6-17,3	3-5	10,86-59,73	28,14-70,37

5 CONCLUSIONES

Las principales conclusiones de la estabilización efectuada, con una dosificación de 1Suelo limo: 4Cal hidratada: 4Silicato de sodio sólido, resultantes de estudios de laboratorio y campo son:

- El porcentaje de pérdida en peso del ensayo de durabilidad en laboratorio de esta estabilización, refleja un menor deterioro de las probetas ciclo a ciclo respecto al suelo natural compacto. En el 9º ciclo, se observa un 18% más de resistencia al corte no drenado (limitados a una deformación vertical del 1%), un 27 % más de módulo elástico y una pérdida en peso 9 veces menor comparando probetas de suelo estabilizado respecto a las de suelo natural compactado. Se trata de una efectiva estabilización por cementación de la fracción fina con la fracción gruesa. Limitando, el proceso erosivo/dispersivo de la fracción fina al entrar en contacto con el agua como reduciendo casi un 4% el salto por colapso final (a pesar de seguir siendo porosa).
- A partir de materializar 3 tramos experimentales consecutivos de subrasantes con números estructurales equivalentes en una media calzada del camino rural del campo “La Toma” sobre RN19, se evaluaron in situ los números de golpes acumulados resistentes a la penetración con la hinca ligera (DCP). El tramo 3 (1S:4C:4S 0-6 mm) manifestó mayor resistencia a la penetración respecto a los tramos 2, 1, como SN sin mejorar (en ese orden). Dicha mejora en la resistencia a la penetración del tramo 3, se evaluó al obtener el menor de Nº de golpes acumulados por longitud acumulada a las edades de 101, 258 y 493 días. En el tramo 3 hasta la edad de 493 días la variación de golpes tiene una pendiente de 9%, para el tramo 2 de 20% y para el tramo 1 de 19%. Por su parte, los módulos resilientes (Mr) correlacionados a partir de los números de golpes de DCP del tramo 3 respecto al suelo natural sin compactar, es 3 veces mayor a la edad de 101 días (final del verano) y baja a 2,4 veces a la edad de 258 días (invierno).
- El tramo 3 (1S:4C:4S 0-6mm) a 493 días, requiere 11 veces menos volumen de terraplenamiento o bacheo respecto del tramo de suelo natural compactado. En el caso del tramo 2 (1S:4C:4S), este valor es 4 veces.
- Por su parte, los tramos 3 (1S:4C:4S 0-6mm) y tramo 2 (1S:4C:4S) han sostenido una calificación visual semicualitativa del estado bueno desde la edad de 0 días hasta la edad 493 días. En contraposición, el tramo 1 (SN compactado) ha disminuido su estado de bueno a regular en dicho período. La a traza original de suelo natural sin compactar, decayó de regular a malo.
- Finalmente, se expresa que la dosificación óptima (1S:4C:4S) aplicada en este trabajo, mejora la resistencia al corte no drenado del suelo, su módulo de elasticidad secante, la pérdida en peso luego de 15 ciclos de humedecimiento/secado y reduce el salto por colapso. Se aprecia esto en campo, con una efectiva disminución del volumen de terraplenamiento para futuras rehabilitaciones, baja pendiente de Nº de golpes de DCP acumulados por longitud penetrada acumulada y, un buen estado de conservación del perfil transversal materializado a lo largo de 493 días de estudios (casi un año y medio). Puede inferirse, entonces, disminución del impacto económico de rehabilitación anual y mejor transitabilidad en este camino rural no pavimentado, pero si estabilizado.

6 REFERENCIAS

[1] Cruz María P., Martin Schmädke Italo F., Perret Germán H., Estabilización de subrasante loéssica con silicato de sodio líquido, From Fundamentals to Applications in Geotechnics: Proceedings of the 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 15–18 November 2015, ISBN 978-1-61499-602-6 (print) e ISBN 978-1-61499-603-3 (on line), IOS, Buenos Aires, Argentina, 2015.

[2] Simón Cristian y Pagés Federico, Estudio de estabilización de sub-rasantes: Aplicación en estacionamientos de la Facultad de Ciencias Químicas en el Campus de U.C.C., Tesis de grado Universidad Católica de Córdoba, 2017.

[3] Hurley Claude H. y Thornburn Thomas H., Sodium silicate stabilization of soils: a review of the literature, University of Illinois, 1971.

[4] Moretto S., Estabilización de suelos loéssicos colapsibles mediante inyecciones a base de silicato de sodio, Córdoba, Tesis de grado Universidad de Córdoba, 2006.
[5] Muñoz Avendaño, Análisis de la capacidad de soporte (CBR) de suelos limo arenosos estabilizados con silicato de sodio adicionando en un 70% de la humedad óptima de compactación, Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Bogotá, 2018.
[6] Asociación argentina de carreteras, Manual de caminos rurales, Comisión de Caminos Rurales, Buenos Aires, 2018.
[7] American Society for Testing and Materials, ASTM D-6951. Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications, 2018.
[8] American Society for Testing and Materials, ASTM D-1556. Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-Cone Method, 2015.
[9] American Society for Testing and Materials. ASTM D-698. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (12,400 ft-lbf/ft^3 (600 kN-m/m^3), 2012.
[10] American Society for Testing and Materials, ASTM D-2166. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil, 2012.
[11] Herrera Montealegre M., Determinación del módulo resiliente de diseño de pavimentos mediante criterios de A.A.S.H.T.O. 1993 Y 2002, Tesis de Maestría Universidad de Piura, Lima, 2014.
[12] American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO Designation T 274-82. Standard Method of Test for Resilient Modulus of Subgrade Soils, 1986.
[13] U.S. Army Engineer Research and Development Center. Evaluation of In Situ Pavement Layers with the Dynamic Cone Penetrometer (DCP), 1984.

Estabilización de subrasante arcillosas limosas con ceniza de biomasa forestal.

Cruz María Pía
19606773@ucc.edu.ar
Universidad Católica de Córdoba
Facultad de Ingeniería. Universidad Católica de Córdoba (UCC), Córdoba, Argentina.

Caffaro Gerónimo
gcaffaro@unc.edu.ar
Facultad de Arquitectura, Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Córdoba, Argentina.

Quintana Crespo Enrique[3]
equintcr@yahoo.com
Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Córdoba, Argentina.

RESUMEN: En la actualidad está fortaleciéndose el cuidado del medio ambiente, por medio de distintas prácticas de reciclaje. Desde este trabajo, se estima dar a conocer los resultados de la reutilización geotécnica de cenizas de biomasa forestal obtenida de los desechos de madereras en la provincia de Corriente. Aquí no solo se estudia la posibilidad del reciclado de la biomasa en una subrasante no pavimentada, sino además, la estabilización de arcillosas limosas (A-6) con este aditivo natural mezclado con cal hidráulica, siendo esto capaz de resolver problemáticas como la escasa transitabilidad y anegamientos por saturación de suelos en zonas de regiones forestales con climas casi tropicales. En este trabajo, se presentan los resultados de los ensayos de caracterización geotécnica del suelo natural y de la composición de las cenizas de biomasa, con el fin identificar la óptima dosificación geo-ambiental (suelo-ceniza-cal). Se consideran como principales parámetros a evaluar: el índice de plasticidad (IP), el módulo de elasticidad ($E_{1\%\ def.\ vertical}$), el California Bearing Ratio con hinchamiento ($CBR_{2,5mm}$), el módulo resiliente y el tiempo de curado mínimo in situ (a 7 días) antes de la puesta en uso por tránsito. Adicionalmente, se analiza si esta subrasante puede formar parte de un paquete vial flexible o rígido en base al módulo resiliente compuesto de los espesores de las distintas capas de un paquete típico de la región, y de la resistencia al corte no drenado (Su) según los valores admisibles propuesto por la Dirección Nacional de Vialidad.

Palabras clave: Estabilización, arcilla-limosa, ceniza biomasa, cal hidráulica, subrasante.

1 INTRODUCCIÓN

En la presente investigación, se aborda la temática de la estabilización de suelos con fines viales. Utilizando la biomasa vegetal producida en la región peri-rural de la localidad de Gobernador Virasoro, Corrientes (Argentina). Los suelos a estabilizar corresponden a suelos de subrasante rurales no pavimentadas, cuyo problema principal es la intransitabilidad de camiones con la producción forestal en periodos pluviométricos altos, ver Fig. 1. La implementación de la propia biomasa producida por incineración de la industria maderera mezclada con el suelo arcilloso-limoso (A-6) de la región (entre otro aditivo – caso de la cal hidráulica), busca optimizar la factibilidad del reciclado ambiental dentro de la misma región productiva, como así también, otorgar estabilidad geotécnica a una subrasante saturada típica, ver Fig. 2.

Figura 1. Típica subrasante natural con un sector saturado.

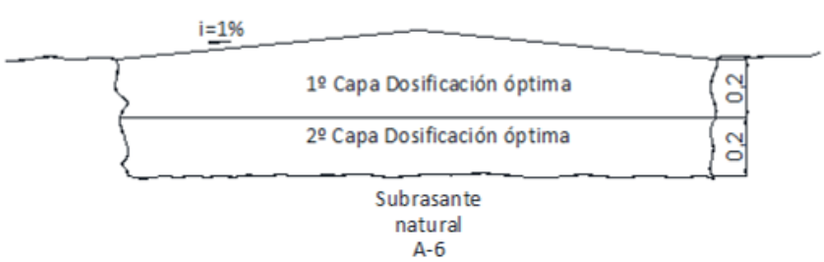


Figura 2. Camino rural no pavimento estudiado.

En general se denomina biomasas (incluidas las plantas), a los materiales orgánicos que se derivan de cualquier estructura vegetal recientemente viviente, las cuales en su mayoría son quemadas y luego se desecha sin tratamiento hacia deposiciones finales habilitadas Ref. [1]. Según Ref. [2], las cenizas de biomasa se obtienen por la combustión de madera o corteza de madera en diferentes industrias de fabricación de tableros y pasta de papel para la obtención de energía, ver Fig. 3.

Figura 3. Materia orgánica de maderas de rezagos próximamente a convertirse en biomasa.

La ceniza de madera, es un subproducto de la combustión de calderas de leña (pinos y eucaliptos, principalmente), en unas típicas fábricas de papel y otras instalaciones de quema de madera, ver Fig. 4. Se producen aproximadamente tres millones de toneladas de ceniza de madera anualmente en los Estados Unidos. Aproximadamente el 70% de las cenizas de madera se vierte en la tierra, el 20% se utiliza como suelo suplemento, y el 10% restante en diversas aplicaciones según Ref. [1].

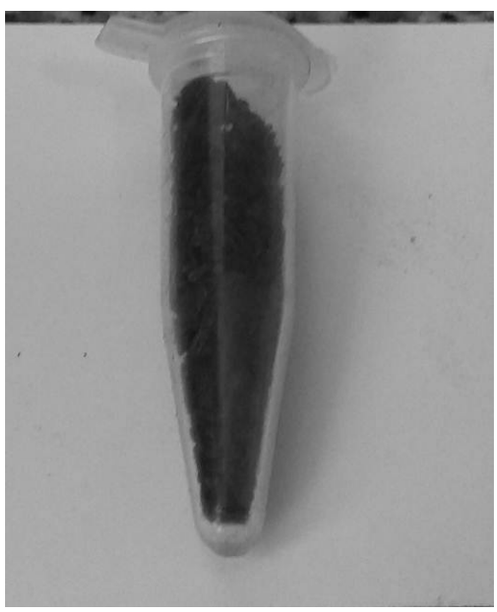


Figura 4. Cenizas de biomasa de pinos y eucalipto en estudio.

Por su parte, Corrientes consolida su posición de primera provincia forestal del país contando, además, con una de las masas forestales o bosques concentrados a poca distancia, lo que aumenta su competitividad y que totalizan cerca de 500.000 hectáreas. Constituye así una subregión consolidada y una de las más importantes de Sudamérica con condiciones para seguir creciendo y para continuar la producción sustentable de: maderas aserradas, biomasa, chips para bioenergía y para nueva producción de pulpa de papel, en condiciones competitivas para el mundo entero, con capacidad de recursos renovables para más de tres fábricas importantes de papel kraff o marrón.

Los elementos que forman las cenizas están presentes en la biomasa como sales unidas químicamente a la estructura del carbón (ceniza inherente) o puede venir con la biomasa como partículas minerales de la tierra donde han sido cultivadas y son introducidos durante la cosecha y transporte, según Ref. [3]. Las cenizas procedentes de la biomasa forestal, provienen de los minerales presentes en la estructura de los árboles y arbustos. Así pues, las propiedades de las cenizas dependen de una variedad de factores, incluyendo el tipo de árbol o arbusto, la parte del árbol o arbusto (corteza, madera, hojas), el tipo de residuo (madera, pasta de papel, o residuos de papel), la combinación con otras fuentes de combustible, el tipo de suelo, clima y las condiciones de combustión, según Ref. [3].

2 CARACTERIZACIÓN DE CENIZAS DE BIOMASA

Puntualmente, las cenizas de biomasa aquí estudiada es el residuo orgánico de la combustión de las maderas locales de la región peri-urbana de la localidad de Gobernador Virasoro. Estas tendrían un comportamiento puzolánico es decir que, en condiciones adecuadas de humedad, reacciona con la cal hidráulica produciendo compuestos cementícios, similares a los suelo-cemento o gelificantes, caso suelos-silicato-cal, según ref. [4].

La Norma ASTM C 618 (American Society for Testing and Materials) identifica dos tipos de cenizas, ver Tabla 1, Ref. [5]:

- Clase C: Las cenizas que se consideran en este grupo, presentan propiedades cementicias y puzolánicas, obtenidas de lignitos y carbones sub bituminosos, y que deben tener un contenido mínimo de SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 del 50% y un máximo en cal entre 15% y 30% para poder ser empleados en hormigones.
- Clase F: Son las cenizas normalmente obtenidas en la combustión de antracitas y carbones bituminosos, con un contenido de SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 del 70% en peso y con pequeñas cantidades de cal, generalmente inferiores al 15%. Estas cenizas presentan también propiedades puzolánicas.

Tabla 1. Especificaciones para las cenizas según la Norma ASTM C 618.

Descripción	Clase C	Clase F
SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3	>50%	>70%
CaO	>10%	<10%
SO_3	<5%	<5%
Álcalis disponibles como NaO_2	<1.5%	<1.5%
Perdida a la incineración (LOI)	<6%	<6%
Humedad	<3%	<3%

Según la composición química resultante de ensayos de Difracción de Rayos X (DRXP), las cenizas se pueden clasificarse en:

- Tipo 1- Cenizas Silico-aluminosas: Denominadas también puzolánicas o no activas con contenidos de CaO inferiores al 10%, clase F según Norma ASTM C 618-08a. Son las más importantes en cuanto a cantidades producidas y aprovechamiento. Tienen propiedades ligantes en presencia de activadores de puzolanicidad (cal o cemento); son también hidrofílicas y tienen propiedades puzolánicas, según Ref. [6].

- Tipo 2 - Cenizas Sulfo-cálcicas: Con altos contenidos de CaO, por encima del 10%; clase C según ASTM C 618-08a. Se llaman también hidráulicas o activas. Suelen presentar un comportamiento de aglomerantes hidráulicos; es decir, cuando son amasados con agua sufren reacciones de hidratación, fraguando y endureciendo, siendo muy semejantes a los que tienen lugar en los cementos, como se indica en Ref. [6].

Puntualmente, las cenizas de biomasa estudiadas por la técnica de Difracción de Rayos X desde una muestra tipo polvo y, posteriormente procesados los espectros resultantes en el software HighScore, brindaron la caracterización de la Tabla 2 y Fig. 5. Cabe mencionar que el software HighScore, es utilizado en la Facultad de Matemática, Astronomía y Física de la Universidad Nacional de Córdoba (FAMAF- UNC), en donde se realizaron estos estudios para la identificación de las fases presentes y procura obtener un análisis semicuantitativo de los componentes principales. Resultando a partir del mismo, una clasificación de las cenizas estudias del tipo 2 con un contenido alto de CaO, según Ref. [6], ó de clase F según la Norma ASTM C 618, ref. [5]. Adicionalmente, se determinó el pH con la técnica de potenciometría en agua relación 1:2,5 con un tiempo de reposo 2hr., resultando estas con un valor de pH de 9, es decir, son alcalinas.

Tabla 2. Caracterización de las cenizas biomasa de Gobernador Virasoro, Corrientes.

Tipo	Fases	Orden semicualtitativo (%)
Carbonato	$(Mg_{0,064}\ Ca_{0,936})(CO_3)$	47
Silicato	$Ca\ Fe(Si_2O_6)$	17
Oxido	$CaFe_3O_5$	14
Silicato	$Ca_3Mg(SiO_4)_2$	22

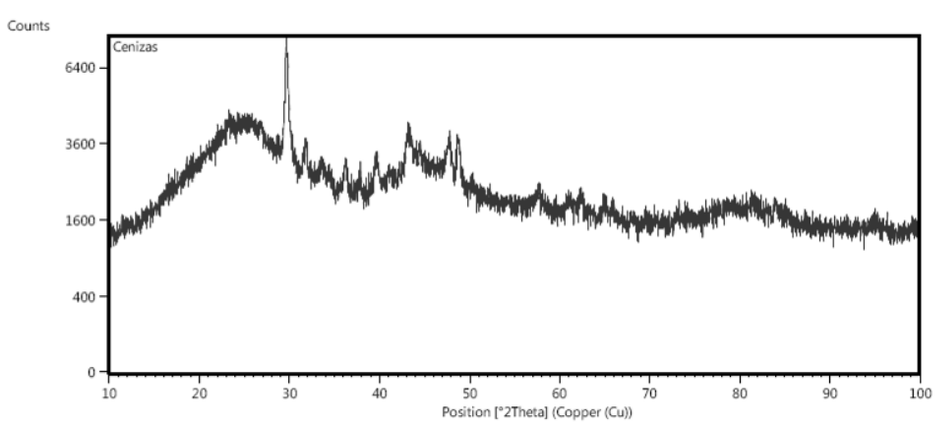


Figura 5. Espectro de difracción de rayos X de las cenizas biomasa de Gobernador Virasoro, Corrientes.

3 CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA DE LOS SUELOS ESTUDIADOS

Los suelos estudiados, corresponden a una subrasante cuyo rango de profundidad varía entre 0,5m a 1,0m desde el actual nivel de terreno natural (127 metros sobre el nivel del mar). El posicionamiento global de la región peri-urbana a Gobernador Virasoro, responde a la latitud 28° 3'41.42"S y longitud 55°59'51.35"O, cuyo ingreso principal al predio donde yacen estos suelos, es la Ruta Nacional 14.

Dicha región geológica es una planicie poligenética correntina que ocupa el sector oriental de la provincia de Corrientes, como se indica en Ref. [7].

> …"Se caracterizan por un relieve suavemente ondulado debido fundamentalmente al modelado fluvial, que está disectado por numerosos cursos que atraviesan los sedimentos arenosos subyacentes. La planicie se encuentra por debajo de los 150msnm y el relieve ocasionalmente supera las pocas decenas de metros en relación a las planicies aluviales de los cursos y las divisorias. Hacia el sur aumenta el relieve relativo y el grado de disección fluvial adquiriendo la típica configuración de "cuchillas" que caracteriza a la provincia de Entre Ríos.
>
> El alto estructural configurado por los afloramientos de rocas antiguas coincide aproximadamente con la divisoria de aguas entre los ríos Uruguay y Paraná. En algunos sitios la red de drenaje no se encuentra totalmente estructurada, presentando un diseño endorreico. En tales sectores son frecuentes las lagunas y esteros parcialmente colmatados por materiales finos y orgánicos.
>
> Los terrenos aflorantes son básicamente de edades cuaternarias aunque asoman basaltos (de la Formación Serra Geral) y areniscas (de la Formación Solari) de edad Cretácico inferior. Estos basaltos de hallan asociados al desmembramiento del supercontinente de Gondwana y la consiguiente apertura del Océano Atlántico que originó el derrame de lavas sobre el territorio continental. Tales afloramientos se encuentran en la parte central de esta unidad, al sur de la provincia de Corrientes. También se aprecian pequeños asomos de sedimentitas epiclásticas continentales y calizas del Cretácico superior. En el extremo sudoeste afloran sobre las barrancas del río Paraná, las areniscas fluviales plio-pleistocenas de la Formación Ituzaingó y otras Formaciones Cuaternarias"…

4 METODOLOGÍA

La caracterización geotécnica-vial del suelo a estabilizar, implicó la planificación de dos etapas metodológicas de ensayos a realizar; siendo la primera etapa, el estudio sobre muestras de suelo arcilloso-limoso (A-6) natural y, la segunda etapa, el estudio se concentró en tres tipos de dosificaciones: la primer dosificación estudiada, fue sobre suelo natural (sin pre-tratar con cal) adicionando biomasa más cal aérea hidráulica. Esta combinación de biomasa y cal aérea hidráulica, se denominó aditivo. Dicho aditivo corresponde al 30% de la mezcla total final, constituida (en peso) por un 25% de biomasa y un 5% de cal aérea hidráulica blancaley. La segunda dosificación estudiada se preparó con suelo natural pre-tratado con un 3% cal aérea hidráulica y curado por 24 horas, para luego incorporarle un 30% de aditivo ya mencionado. Finalmente, la tercera dosificación estudiada se preparó con suelo natural (sin pre-tratar con cal) y se la mezcló con tan solo, un 3% de cal hidráulica, sin el agregado de aditivo.

En cuanto a la primera etapa se ejecutaron ensayos según la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM), Ref. [5]: pH (ASTM D 4972), contenido de humedad (ASTM D 2216), lavado tamiz 200 (0,075mm) (ASTM D 1140), ensayos granulométricos (ASTM D 422), límites de Atterberg (ASTM D 4318), ensayo proctor estándar (ASTM D 698), ensayo California Bearing Ratio con hinchamiento ($CBR_{2,5mm}$)(ASTM D 1883) y ensayo de compresión simple (ASTM D 2166) desde probetas remoldeadas elaboradas al peso unitario seco máximo (γss_{max}) según el contenido de humedad óptimo ($\omega_{óptimo}$) de los respectivos ensayos proctor estándar, ver Fig. 6.

Figura 6. Imágenes de algunos ensayos realizados en la etapa de caracterización del suelo natural.

Mientras que en la segunda etapa, se realizó inicialmente el estudio de dosificación de suelo arcilloso-limoso con biomasa y cal aérea según norma VN - E33 – 67, Ref. [8]. Esto implicó realizar a las tres dosificaciones estudiadas: determinación del pH (ASTM D 4972), límites de Atterberg (ASTM D 4318), ensayo proctor estándar (ASTM D 698), ensayo California Bearing Ratio con hinchamiento ($CBR_{2,5mm}$)(ASTM D 1883) y ensayo de compresión simple (ASTM D 2166) desde probetas remoldeadas elaboradas al peso unitario seco máximo (γss_{max}) según el contenido de humedad óptimo ($\omega_{óptimo}$) de los respectivos ensayos proctor estándar, ver Fig. 7.

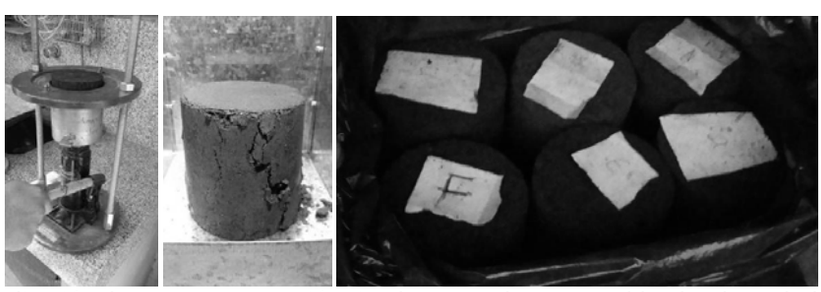


Figura 7. Realización de ensayo compresión simple con probetas remoldeadas de suelo-biomasa-cal.

Luego se seleccionó la óptima dosificación geo-ambiental de suelo-biomasa-cal en relación al suelo natural; siendo, los criterios determinísticos de la selección: disminuir el índice de plasticidad, incrementar la resistencia al corte no drenado, aumentar el módulo de elasticidad ($E_{1\%\ def.\ vertical}$), alcanzar al menos $CBR_{2,5mm}$ para una subrasante según referencias de Dirección Nacional de Vialidad (DNV) y re-utilizar la mayor fracción de cenizas de biomasa para un tiempo de curado mínimo in situ (a 7 días) antes de la puesta en uso por tránsito. Esto último era un requerimiento del comitente, que demandaba estudiar una estabilización in-situ que alcance estos criterios, y así, se garantizaría la logística de salida de la producción forestal desarrollada en climas pluviométricos intensos; caso contrario, se producían pérdidas económicas por sobre-acumulación del producto forestal no comercializado.

5 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUELO Y LAS DOSIFICACIONES ESTUDIADAS

Para obtener una estructura estable en el tiempo con estos suelos arcilloso-limoso, existen distintos procedimientos. Uno de ellos consiste en modificar las propiedades del suelo natural mediante la estabilización química y mecánicamente para hacerlo capaz de cumplir un requerimiento técnico-operativo, Ref. [9].

En la Fig. 8, se observa el gráfico resultante del ensayo de compresión simple del suelo natural compactado respecto de la primera dosificación, la cual está constituida con un 70% de suelo natural (A-6), más un 30% de aditivo (25% de biomasa y 5% de cal aérea hidráulica), ensayada luego de 7 días y 28 días de curado. Si bien, como se mencionó, era requerimiento del comitente garantizar el tiempo de curado mínimo a corto plazo de 7 días antes de la puesta en uso al tránsito, se realizaron estudios a largo plazo - caso a 28 días- en el laboratorio para brindar criterios concluyentes respectivos.

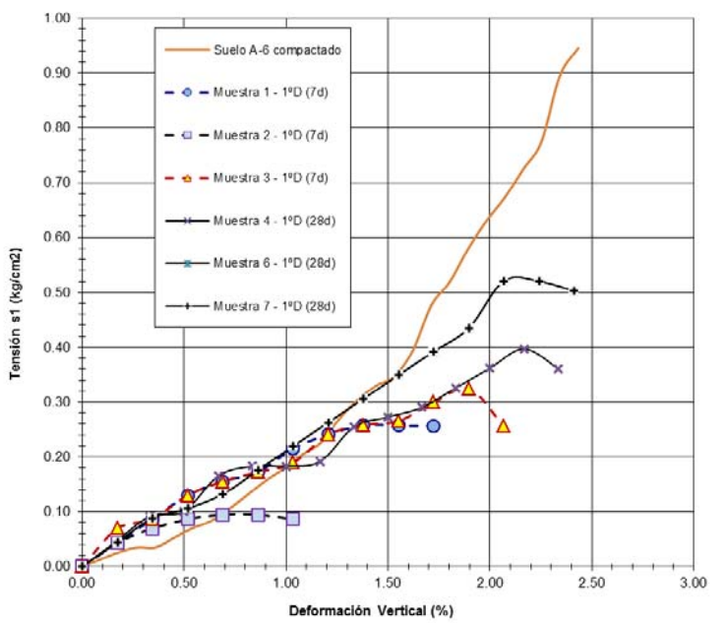


Figura 8. Gráficos resultantes de ensayos a compresión simple realizados en muestras de la primera dosificación y con 7 o 28 días de curado.

Avanzando sobre el estudio, en la Fig. 9 se observa sobre muestras ensayadas luego de 7 días de curado, comparamos el suelo natural (A-6) compactado con las tres dosificaciones estudiadas. De cada dosificación, se realizaron más de una probeta para procurar tener una estadística aceptable; siendo, las cantidades de probetas para la dosificación 1º y 2º de 3, y solo 2 probetas para la 3º dosificación. Puntualmente, se señala que la dosificación -siempre referida en peso- identificada como:

- 1º Dosificación: presenta un 70% suelo natural y no presenta un pre-tratado con cal aérea hidráulica, más un 30% de aditivo,
- 2º Dosificación: presenta un 67% de suelo natural, pre-tratado con un 3% de cal aérea hidráulica y curado por 24 horas, luego se le adiciona un 30% de aditivo, y;
- 3º Dosificación, compuesta por un 97% de suelo natural más un 3% de cal aérea hidráulica.

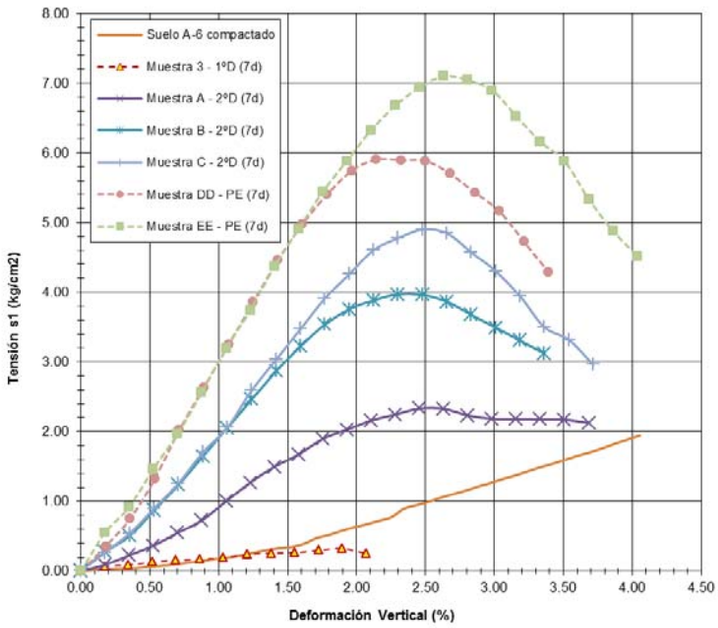


Figura 9. Gráficos resultantes de ensayos a compresión simple realizados para las tres dosificaciones a 7 días de curado.

En la Tabla 3, se resumen las principales características geotécnicas del suelo natural a estabilizar a nivel de subrasante, como de las distintas dosificaciones analizadas del suelo (con o sin) pre-tratamiento con cal aérea más el aditivo (cenizas de biomasa más cal hidráulica).

Tabla 3. Principales características del suelo estudiado y las respectivas estabilizaciones analizadas.

Nombre del ensayo	**Parámetros (unidad)**	**Suelo natural**	**Dosificación**							
			S/pre-tratamiento [1] 70% A-6 + 30% aditivo			c/pre-tratamiento [2] 67% A-6 (3%cal) + 30% aditivo			97% A-6 +3%cal	
ID Dosificación:	-	-	**1º (1,2,3)**			**2º (A,B,C)**			**3º (DD,EE)**	
Cantidad de probetas	-	**1**	**3**			**3**			**2**	
Identificación	A.A.S.H.T.O. :	A-6	A-4			A-4			A-4	
Lavado tamiz 200	ω_{T200} (%)	99	-			-			-	
Análisis granulo-métrico	Grava (%)	0,00								
	Arena (%)	7,80								
	Limo (%)	36,20								
	Arcilla (%)	56,00								
	D_{10} (mm)	0,002								
Límites de Atterberg	ω_{LL} (%)	37,3	35,8			33,5			36,2	
	ω_{LP} (%)	26,9	26,3			26,0			26,1	
	IP (%)	10,4	9,6			7,5			10,1	
pH	( )	5	7			8			6	
Proctor estándar	$\omega_{óptima}$ (%)	25	18			16			24	
	$\gamma_{ssmáx}$(kg/m^3)	1,45	1,30			1,28			1,44	
California Bearing Ratio	CBR $_{2,5mm}$ (%)	1,5***	3,7			6,2			1,7	
	Hinchamiento (%)	-3,89***	-1,67			-0,26			-3,67	
Compresión simple*	S_u (MPa)	1,78	0,013	0,005	0,016	1,17	1,98	2,45	2,95	3,55
	S_u (MPa) promedio	-	0,011			1,87			3,25	
	$E_{1\%\ def.\ vertical}$ (MPa)	19,44	9,85	9,97	9,85	103,34	231,37	252,11	342,66	337,02
	$E_{1\%\ def.\ vertical}$ promedio (MPa)	-	9,89			195,60			339,84	
Módulo resiliente [3]	Mr (MPa)	22,8	40,7			56,6			23,4	

NE: No Ensayado.NC: No Corresponde ser ensayado. Ind: Índice.
-: Contracción. +: Expansión.
**: Relación en peso.
*** A partir de ensayar el suelo natural compactado al peso unitario seco máximo (γ_{ssmax}) y contenido de humedad óptimo ($\omega_{óptimo}$) del ensayo proctor estándar o T-99.
[1] : Sin pre-tratamiento de un 3% de cal aérea hidráulica.
[2] : Con pre-tratamiento de un 3% de cal aérea hidráulica.
[3] : Correlaciona desde los valores de $CBR_{2,5mm}$ según [10].

6 ANALISIS DE RESULTADOS

Cada capa de un sistema de pavimento debe resistir esfuerzos de corte, evitando excesivas deflexiones que causen agrietamiento por fatiga en ella o en las capas superiores y prevenir deformaciones permanentes por posterior densificación. Cuando se incrementa la calidad de una capa estructural, aumenta su capacidad de distribuir cargas, lo cual permite reducir su espesor y el de las capas superiores. Esto último implica una mejora estable de la calidad (óptima dosificación geo-ambiental) respecto a su estado natural compactado, logrando según el caso estudiado, disminuir el índice de plasticidad, incrementar la resistencia al corte no drenado, aumentar el módulo de elasticidad, alcanzar al menos el valor de $CBR_{2,5mm}$ para una subrasante según referencias de DNV y, re-utilizar la mayor fracción de cenizas de biomasa para un tiempo de curado mínimo in situ (a 7 días) antes de la puesta en uso al tránsito.

Del análisis de los resultados que figuran en la Tabla 3, se determinó que de las tres dosificación estudiadas, la determinada como dosificación óptima geo-ambiental que compromete al uso de la mayor fracción de biomasa en un tiempo de curado mínimo in situ de 7 días –en relación al peso- corresponde a la identificada como 2º, 67% de suelos (A-6) (pre-tratada con 3% cal) más 30% aditivo, siendo el aditivo computado un 25% de biomasa más un 5% cal aérea hidráulica. Esta responde a una baja del índice de plasticidad, a un aumento de la resistencia al corte promedio, a un aumento del módulo de elasticidad promedio, y logra superar el valor de $CBR_{2,5mm}$ para una subrasante según las referencias de DNV (ver Tabla 4) como de AASHTO (ver Tabla 5), Ref. [11]. Complementariamente esta dosificación, logra superar el módulo resiliente de la subrasante natural compacta estudiada, como el valor admisible de este parámetro según la AASHTO (ver Tabla 5), Ref. [11]. Por su parte, la resistencia al corte no drenado para la dosificación óptima resultante, no verificaría para que la subrasante estabilizada aquí, conforme parte de un paquete vial en un pavimento flexible/rígido según lo requerido por DNV, ver Tabla 4.

Tabla 4. Valores admisibles según Dirección Nacional de Vialidad (DNV).

Elemento	Parámetro	Limite admisible	Pavimento flexible	Pavimento rígido
Sub-rasante	CBR [%] ≥	3.0	-	-
	Hinchamiento [%] ≤	1.0	-	-
	Índice de plasticidad [%] ≤	12.0	-	-
	Mínima Resistencia a la compresión simple [kg/cm^2]		17.0	14.0
Sub-base	CBR [%] ≥	40.0	-	-
	Hinchamiento [%] ≤	1.0	-	-
	Índice de plasticidad [%] ≤	6.0	-	-
	Límite líquido [%] ≤	25.0	-	-
	Sales totales [%] ≤	1.5	-	-
	Mínima Resistencia a la compresión simple [kg/cm^2]		17.0	14.0

Por su parte, los materiales que constituyen los pavimentos se ven sometidos a cargas dinámicas de diversas magnitudes que le son transmitidas por el tráfico y, con el fin de tener en cuenta la naturaleza cíclica de las cargas que actúan en los materiales que conforman una estructura de pavimento, se determinó del módulo resiliente (Mr). Esto se lleva a cabo a partir de correlacionar, los resultados del ensayo $CBR_{2,5mm}$ con hinchamiento del suelo natural compactado de la subrasante como de la óptima dosificación geo-ambiental en las ecuaciones propuestas según Ref. [10]. Puntualmente, se obtuvo de la ecuación (1) un Mr de 22,8 MPa para el suelo natural compactado, siendo un valor mínimo aceptable para un suelo A-6 y un Mr de 56,6 MPa para la dosificación óptima 2º (ver Tabla 3).

Por último, el Mr compuesto del paquete vial, aplicando la ecuación (2) y con los espesores especificados para caminos rurales no pavimentados como los sugeridos en la Fig. 2, rondó un valor de 54,9 Mpa.

$$Mr\ (psi) = 2555 \times CBR^{0.64} \quad \text{para CBR < 12\%} \qquad (1)$$

$$Mr_{compuesto} = \frac{Mr_1 \times d_1^3 + Mr_2 \times d_2^3}{d_1^3 + d_2^3} \qquad (2)$$

Tabla 5. Valores de módulos de resiliente según AASHTO.

Tipo de suelo AASHTO	Descripción	SUCS	γ_d (kN/m^3)	VRS %	Valor K (MPa/m)	Módulo resiliente (MPa)
Suelos de grano grueso						
A-1-a, bien graduado	Grava	GW,GP	19.6/22	60/80	81.44/122.16	70.37/140.74
A-1-a, mal graduado			18.9/20.4	35/60	81.44/108.58	70.37/140.74
A-1-b	Arena gruesa	SW	19.3/20.4	20/40	54.29/108.58	42.23/105.55
A-3	Arena fina	SP	16.5/18.9	15/25	40.72/81.44	14.07/35.18
Suelos A-2 (materiales granulares con alto porcentaje de finos)						
A-2-4, gravosa	Grava limosa	GM	20.4/22.8	40/80	81.44/135.73	70.37/211.11
A-2-5, gravosa	Grava areno limosa					
A-2-4, arenosa	Arena limosa	SM	18.9/21.2	20/40	81.44/108.58	70.37/140.74
A-2-5, arenosa	Arena limosa con grava					
A-2-6, gravosa	Grava arcillosa	GC	18.9/22.0	20/40	54.29/122.16	56.29/140.74
A-2-7, gravosa	Grava arcillosa con arena					
A-2-6, arenosa	arena arcillosa	SC	16.5/20.4	10/20	40.72/95.00	35.18/105.55
A-2-7, arenosa	arena arcillosa con grava					
Suelos de grano fino						
A-4	Limo	ML, OL	14.1/16.5	4/8	6.79/44.79	14.07/42.22
	Grava-arena-limo		15.7/19.6	5/15	10.86/89.72	28.14/56.29
A-5	Limo alta compresibilidad	MH	12.6/15.7	4/8	6.79/51.58	14.07/42.22
A-6	Arcilla plástica	CL	15.7/19.6	5/15	6.79/69.22	14.07/70.37
A-7-5	Arcilla baja compresibilidad	CL, OL	14.1/19.6	4/15	6.79/58.36	14.07/70.37
A-7-6	Arcilla alta compresibilidad	CH, OH	12.6/17.3	3/5	10.86/59.73	28.14/70.37

7 CONCLUSIONES

- Los sedimentos finos que conforman la estabilización de una subrasante corresponden a la planicie poligenética Correntina, pueden clasificarse como A-6 según el sistema de clasificación de suelos viales A.A.S.H.T.O.
- El agente utilizado para estabilizar química y mecánicamente de los suelos arcillo-limosos (A-6), es una mezcla de ceniza de biomasa forestal con cal aérea hidráulica.
- Para el presente trabajo se estudiaron tres dosificaciones –expresadas en relación de su peso-: la primera (1º), preparada con 70% suelo, más un 30% de aditivo, la segunda (2º), compuesta por el 67% de suelo pre-tratado con 3% de cal aérea hidráulica, más un 30% de aditivo y la tercera (3º), integrada por 97% de suelo natural más un 3% de cal aérea hidráulica. En las dos primeras dosificaciones, se utilizó 30% de aditivo, constituido de 25% de cenizas de biomasa, más 5% cal aérea hidráulica. La óptima dosificación que cumplió con los objetivos geo-ambientales propuestos, resultó ser de la 2º o sea con un 67% de suelo pre-tratado con 3% de cal aérea hidráulica y con el 25% biomasa, más 5% cal aérea hidráulica. La ventaja de realizar el pre-tratamiento del 3% de cal aérea hidráulica con el suelo arcillo-limoso por 24hs (hasta 48hs) previas a la incorporación del aditivo, facilita a disminuir la actividad de la fracción arcillosa de estos suelos y facilita la trabajabilidad del proceso de incorporación por amasado del aditivo.
- Esta dosificación de cenizas de biomasa, cal hidráulica en las arcillas-limosas, logra respecto a estos suelos compactados: disminuir el índice de plasticidad (IP) en un 72%, aumentar la resistencia al corte no drenado (Su) en un 170%, aumentar el índice $CBR_{2,5mm}$ ante hinchamientos en un 413%, y aumentar el módulo resiliente (Mr) en un 248%.
- En cuanto a los requerimientos admisibles requeridos para la 2º dosificación resultante por Dirección Nacional de Vialidad para una subrasante tipo única se logró garantizar: un IP menor al 12%, un $CBR_{2,5mm}$ mayor al 3% y un porcentaje de hinchamiento menor al 1%. Sin embargo no alcanzaría a verificar el valor de resistencia al corte no drenado a compresión simple a nivel de subrasante para que esta forme parte de un pavimento flexible/rígido según la DNV.
- Finalmente, se puede remarcar que, las principales ventajas desde la perspectiva geo-ambiental de utilizar la 67% de A-6 (pre-tratada) con 3% cal hidráulica, más 30% aditivo (25% cenizas de biomasa y 5% de cal hidráulica) son: “garantiza una estabilidad geotécnica respecto a los suelos naturales compactados”, hay una “re-utilización ambiental de las cenizas de biomasa en una mono capa a nivel de subrasante” y “garantiza los tiempos de transitabilidad de 7 días antes de la puesta en uso al tránsito (en caso de anegamientos por saturación)”. Promoviendo, así a evitar pérdidas económicas por sobre-acumulación del producto forestal no comercializado con la estabilización de la subrasante aquí estudiada.

8 REFERENCIAS

[1] Sarvaswini, H., Theertharama, N., Sharath, M. y Kumar, A. An Experimental Study on the Use of Eucalyptus Ash and Granite Cut Dust in Stabilised Mud Blocks. En revista científica International Journal for Research Trends and Innovation, 2017, 2(6) pp.2456-3315.

[2] Solla-Gullón, F., Taboada, M., Rodriguez-Salleiro, & Merino, A. *Respuesta inicial del aporte de cenizas de biomasa arbórea en el estado nutricional de una plantación joven de pinus radiata D. Don.* España: Universidad de Santiago de Compostela, 2004.

[3] Melissari, B. *Tecnologías de Quema de Biomasa en el Uruguay, Memoria de Trabajos de Difusión Científica y Técnica,* ISSN 1510-7450, Nº. 9, 2011, pags. 55-66.

[4] Cruz, M. P., Martin Schmädke I. F., Arnaudo C. E., De Juan M. y Rossi Piccolo A., *Durabilidad de subrasantes loéssicas estabilizadas con silicato de sodio sólido y cal hidratada*. XXIV Camsig, Salta, 2018.

[5] Normas ASTM. *Annual book of ASTM Standards, section 4 construction, volume 04.08, Soil and rock, dimension stone, geosinthetics*, publication code number (PCN): 01-040892-38, Philadelphia, 1992.
[6] Resumen anual de actividad, *Ministerio de Fomento CEDEX*, ISSN: 1697- 5648, España, 2011.
[7] Santa Cruz Jorge Nestor, Orfeo Oscar, Gulisano Francisco. Geología de la provincia de Corrientes – Argentina – y cuencas geotecnicas relacionadas. Editado por los Autores. Impreso en Moglia S.R.L. Corrientes, 2019.
[8] Normas VN. *Normas de la Dirección Nacional de Vialidad.* 1º Distrito Federal Buenos Aires, 1998.
[9] Ingles O. G, Metcalf J. B. *Soil Stabilization: Principles and Practice. Butterworths,* ISBN 0409482153, 9780409482157, 1972
[10] Herrera Montealegre M., *Determinación del módulo resiliente de diseño de pavimentos mediante criterios de A.S.S.H.T.O. 1993 Y 2002*, Tesis de Maestría Universidad de Piura, Lima, 2014.
[11] Herrera Montealegre M., Determinación del módulo resiliente de diseño de pavimentos mediante criterios de A.S.S.H.T.O. 1993 Y 2002, Tesis de Maestría Universidad de Piura, Lima, 2014.

Diseño de taludes y obras de contención en terrenos volcánicos: caso particular del sector superior de la margen izquierda del Arroyo Hondo, RN40 (Provincia de Mendoza)

J.M. Barbagelata y A.M. Barchiesi

juan.manuel.barbagelata@ingenieria.uncuyo.edu.ar; arnaldo.barchiesi@ingenieria.uncuyo.edu.ar
Instituto de Mecánica Estructural y Riesgo Sísmico (IMERIS) – Facultad de Ingeniería – UNCuyo – Mendoza.

O. Taddeo

tasege2014@gmail.com
Osvaldo Taddeo Servicios Geotécnicos – San Rafael - Mendoza.

RESUMEN: La intensa actividad volcánica de la región sur de Mendoza ha dado lugar a la formación de suelos y rocas volcánicas, que los agentes erosivos y de transporte han re-trabajado, resultando en terrenos con características geomecánicas particulares. La necesidad de infraestructura vial en la zona ha llevado a la búsqueda de soluciones técnicamente viables para las obras que atraviesan estos tipos de terrenos. Partiendo de la caracterización del material, relacionando determinaciones de campo y ensayos de laboratorio, como así también la definición de una metodología de análisis particular, el objeto de este trabajo consistió en dar solución a un problema de estabilidad de taludes donde el comportamiento complejo del suelo ha hecho necesario alejarse de las medidas de estabilización tradicionales y plantear un esquema alternativo al del proyecto original, a fin de dotar a dichos taludes de la suficiente seguridad frente a acciones tanto gravitatorias como sísmicas. Se presentan la caracterización del material volcánico y su repercusión en la estabilidad de taludes, las principales secciones analizadas, incluyendo los casos en que fue necesario disponer obras de contención, y los resultados obtenidos.

Palabras clave: Taludes, caracterización geotécnica, suelo volcánico.

1 INTRODUCCIÓN

Una caracterización adecuada del sitio de emplazamiento de obras geotécnicas, complementado con un diseño racional, son elementos imprescindibles para un adecuado desempeño de las mismas durante toda su periodo de uso. Este trabajo se refiere a la descripción de los trabajos ligados a la caracterización geológica y geotécnica, así como la evaluación de la estabilidad de taludes en terrenos volcánicos de un sector de la Ruta Nacional 40 ubicado entre las progresivas 68+650 y 69+625, inmerso en el tramo que une las localidades de Pareditas y El Sosneado, en la Provincia de Mendoza. Este sector se encuentra en la intersección de la nueva traza con el valle del Arroyo Hondo, siendo necesario sortear el desnivel topográfico que allí se produce con obras geotécnicas, a emplazarse en terrenos volcánicos con un comportamiento geo-mecánico muy diferente a los suelos sobre los que habitualmente se desarrolla las obras de infraestructura vial.

Este comportamiento hace necesaria una revisión de las metodologías de análisis y una rigurosa evaluación de los resultados, buscando garantizar que el comportamiento de los suelos volcánicos es capturado por las metodologías de evaluación. Partiendo de una detallada evaluación geológica acompañada de estudios geológicos y topográficos de campo, luego de los cuales fueron realizados diversos trabajos de laboratorio en busca de una correcta caracterización de los materiales, para finalmente desarrollar una serie de recomendaciones de diseño para los taludes adyacentes al Arroyo Hondo sobre suelos de origen volcánico.

2 CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y TRABAJOS DE CAMPO

2.1 *Caracterización geológica*

El valle del Arroyo Hondo, tributario izquierdo del Río Diamante, se desarrolla en el sector centro occidental de la Provincia de Mendoza, en el Departamento de San Carlos. El área de interés, enmarcada aproximadamente entre los 34° 30’ y 34° 39’ de latitud sur y los 69° 15’ y 69° 04’ de longitud oeste (Figura 1), bajo el aspecto geomorfológico, constituye parte de una extensa altiplanicie ondulada, en la cual se destaca el majestuoso cerro Diamante (2.354 m), volcán que se mantuvo en actividad durante gran parte del Pleistoceno.

La altiplanicie mencionada se encuentra confinada entre las estribaciones orientales de la Cordillera de los Andes y la Sierra Pintada, considerándose esta región una fosa tectónica (Depresión de los Huarpes (Ref. [1]), donde el zócalo Prejurásico se ha hundido, depositándose, encima del mismo, varios centenares de metros de espesor de sedimentos terciarios. (Ref.[2]).

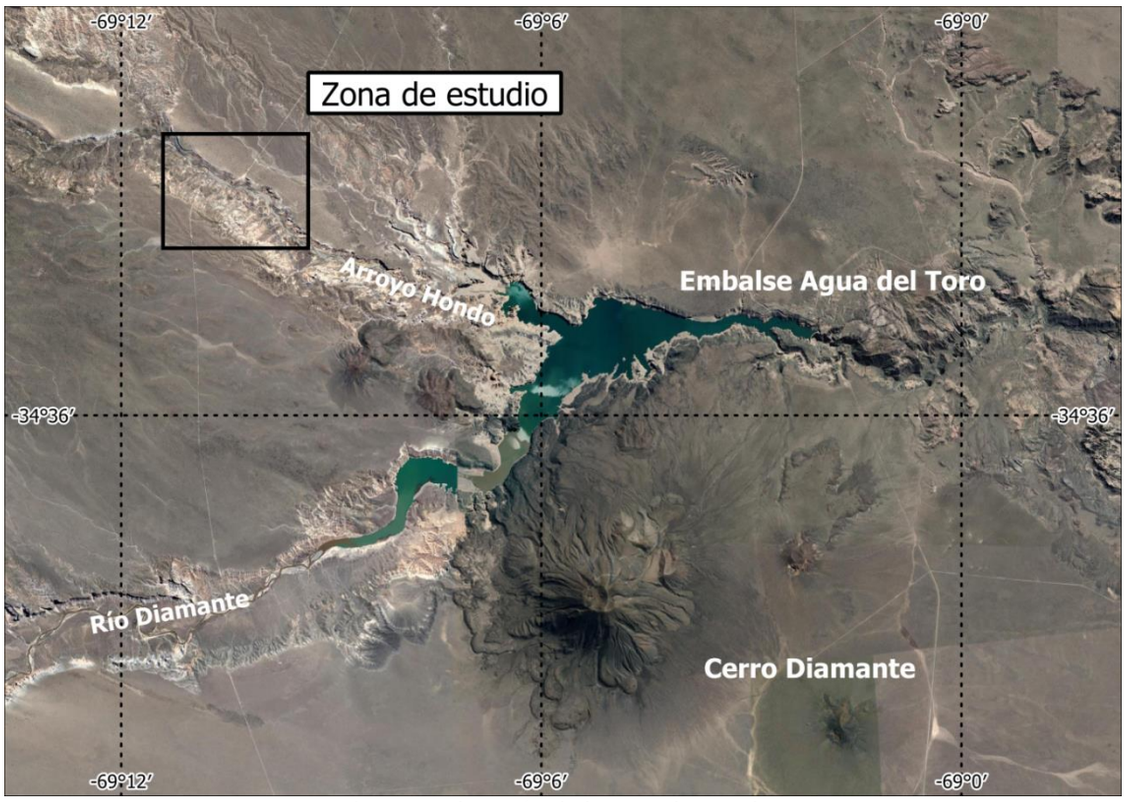


Figura 1: Ubicación de la zona de estudio.

La morfología de la ladera izquierda del Arroyo Hondo está regida por la presencia de una potente formación rocosa, denominada Estratos del Diamante, de edad Pliocéna (Ref.[2]), integrada por una sucesión alternante de conglomerados, hasta micro-conglomerados, bien cementados y duros, de color grisáceo y de areniscas de colores grisáceo hasta pardo rojizo, con cementación diferencial. La misma, apenas afectada por una amplia flexura y en posición sub-horizontal constituye la parte media e inferior de la ladera en estudio, hundiéndose debajo de los aluviones del Arroyo.
Sobre los Estratos del Diamante apoya, en forma discordante, un potente depósito de sedimentos piroclásticos cuyo espesor, a nivel de la traza de la ruta, aumenta de Oeste a Este, alcanzando los 50 metros justo en el borde de la ladera, al comienzo de la curva con la cual la traza alcanza la planicie, Figura 2.

Figura 2: Vista panorámica del borde de la ladera izquierda del Arroyo Hondo, en la zona donde la traza de la ruta alcanza la planicie. Nótese el aspecto litóide de las cenizas volcánicas en el escarpe visible en el borde derecho de la fotografía.

Dichos sedimentos han sido clasificados, en nuestro estudio, como cenizas volcánicas de color grisáceo claro, blanquecino, sin estratificación claramente apreciable, de aspecto aparente-mente litóide, pero muy friables y de aspecto pulverulento, al ser sometidas a compresión. Presentan una estructura brechosa, matriz sostén, de textura fina, englobando clastos angulosos (Lapillos) de distinta naturaleza y de variados colores, que generalmente no superan el tamaño de dos centímetros, aunque localmente se han observado fragmentos de cinco – diez centímetros, hasta varios decímetros Figura 3.

Figura 3: Facies Cenizas lapillíticas y púlvicas (Ref.[3]). De mayor distribución en el sector de la ruta.

Los materiales piroclásticos en cuestión, probablemente de edad Postpliocénica, con amplia distribución entre la localidad de Pareditas y el Río Diamante (Ref.[3]), han sido objeto de profundos estudios por parte de numerosos geólogos y vulcanólogos. Entre ellos: Polanski (Ref.[1]), quien, los agrupa en una unidad estratigráfica que denomina, por primera vez, Asociación Piroclástica Pumícea. La misma se caracteriza por un alto contenido en vitroclastos pumíceos y litoclastos y exhibe, en todas las exposiciones, un grado de soldadura y aglutinación bajo a nulo.

Pero es Guerstein (Ref.[3]) quien, analizando en forma metódica los afloramientos de la re-gión, interpreta los parámetros volcanológicos relacionados con su origen y emplazamiento y demuestra que los sedimentos mencionados son fundamentalmente el resultado de la acumulación de Flujos piroclásticos densos, con temperaturas oscilantes entre 200° y 600°C, en función del grado de soldadura del vidrio, vinculados al colapso de la caldera Diamante, una enorme estructura de forma elíptica, con eje mayor Este-Oeste, de aproximadamente 20 x 16 km y de 700 m de profundidad, en el ámbito de la Cordillera Frontal, en el límite con Chile. Se trata, en definitiva, de Ignimbritas de composición riolítica, con alto tenor de potasio, generadas por una erupción de gran magnitud (Volcanic Explosivity Index = 7) en un lapso de tiempo muy reducido (Ref.[3]). Sruoga (Ref.[4]) en su Hoja Geológica 3569 I Volcán Maipo, a escala 1:250.000, delimita los sedimentos en cuestión como una unidad indiferenciada que denomina Ignimbrita Diamante, adjudicándole las mismas características mencionadas por Guerstein (Ref.[3]), incluyendo el grado de coherencia mediano a bajo.

La investigación geológica y los sondeos de estudio han permitido definir que el techo de los Estratos del Diamante presenta una superficie de erosión muy accidentada (Figura 4). Las características de las cenizas volcánicas se mantienen sin alteraciones sustanciales en toda la masa auscultada. No existen napas de agua en profundidad.

Figura 4: Detalle del contacto geológico de la cinerita con la roca subyacente.

El aspecto de los materiales piroclásticos, en el ámbito del área de los estudios, es bastante variado. Se supuso que la diferenciación de facies podría ser debida a diagénesis diferencial. Pero en las muestras clasificadas como Arenas limosas del tipo SM, bastante homogéneas y con bajo índice de humedad, los análisis de laboratorio no han detectado la presencia de sales calcáreas, ni de otro elemento o compuesto aglutinante, a pesar de que en los resultados de los análisis granulométricos sorprende el valor tan elevado del porcentaje del Pasante Tamíz # 200, constituido fundamentalmente por micropartículas de vidrio.
La posibilidad de que la masa cinerítica presentara una textura tipo fieltro, por entrecruzamiento de microlitos tipo Shards, ha sido descartada, ya que los estudiosos no los mencionan en sus análisis microscópicos. Por lo tanto, se debe admitir que la coherencia de las partículas de las cenizas sea debida, muy probablemente, a fenómenos térmicos (Aglutinación) en la masa emplazada a alta temperatura. Temperatura que, de todos modos, no alcanzó a soldar los granos.
Algunos de los aspectos antes mencionados pudieron verificarse posteriormente en los ensayos de laboratorio y caracterización geomecánica, como así también en la evaluación de la estabilidad de los taludes emplazados en terrenos volcánicos.

2.2 *Trabajos de campo*

Fueron desarrollados como parte de la caracterización geológica, trabajos de campo sobre los taludes de terrenos volcánicos, con el objeto de complementar la caracterización superficial y obtener muestras para las determinaciones de laboratorio.
Se realizaron trabajos de topografía en busca de identificar de forma precisa los rasgos geomorfológicos y los contactos geológicos entre las distintas formaciones identificadas en superficie. Como consecuencia se obtuvieron quince secciones geológicas en superficie que fueron de vital importancia no solo en la interpretación geológica en sí misma, sino también en la generación de los modelos geotécnicos objeto de verificaciones de estabilidad de taludes.

Además, se realizó una serie de cinco sondeos en la zona del talud de margen izquierda, ubicados de forma de poder prestar la mayor ayuda posible al modelo geológico y la extracción de muestras. Los mismos se realizaron con perforadora a roto-percusión y recuperación continua de muestras, logrando definir de esta forma cada nivel estratigráfico con precisión. El equipo utilizado se observa en la Figura 5 realizando trabajos en un sitio cercano a la zona de estudio.
Sobre las mismas perforaciones, fueron realizados ensayos de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés) en su variante "pin weight – free fall" para así evaluar la resistencia a la penetración de los estratos a cada metro de avance. La resistencia a la penetración brinda información sobre la capacidad resistente que posee el suelo en su condición natural como su densificación, confinamiento, cementación, etc., que lo presenta como una valiosa herramienta de caracterización, además de las muchas relaciones empíricas que existen entre diversos parámetros geomecánicos y el resultado del ensayo SPT.

Figura 5: Equipo de perforación y ejecución de ensayos SPT utilizado, realizando un ensayo en un sitio cercano a la zona de estudio.

Como resultado general, los ensayos realizados sobre el talud en coincidencia con las formaciones volcánicas arrojan valores que oscilan alrededor de los 15 golpes hasta el contacto con el lecho de roca descripto en la caracterización geológica, evidenciando la baja densidad de las mismas.

3 ENSAYOS GEOTÉCNICOS Y DETERMINACIONES DE LABORATORIO

Se llevaron a cabo ensayos y determinaciones de laboratorio de mecánica de suelos en las instalaciones del Laboratorio de Geomateriales del Área de Geotecnia del Instituto de Mecánica Estructural y Riesgo Sísmico (IMERIS), sobre algunas de las muestras extraídas durante los trabajos de campo, a fin de poder caracterizar los diversos materiales desde el punto de vista geomecánico.

3.1 *Caracterización física de los suelos*

Se seleccionaron muestras de suelos representativos de ciertos tramos de los sondeos y sectores superficiales de los taludes, a fin de clasificarlos por medio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Para ello fue preciso llevar a cabo el análisis granulométrico y la determinación de los límites de consistencia de cada una de las muestras previamente elegidas, ensayos útiles además para poder evaluar la sensibilidad del material a los cambios de humedad e inferir de forma expeditiva si la respuesta mecánica del suelo será mayormente cohesiva o friccional. Se muestra un ejemplo de curva granulométrica de las muestras de suelo volcánico en la Figura 6.

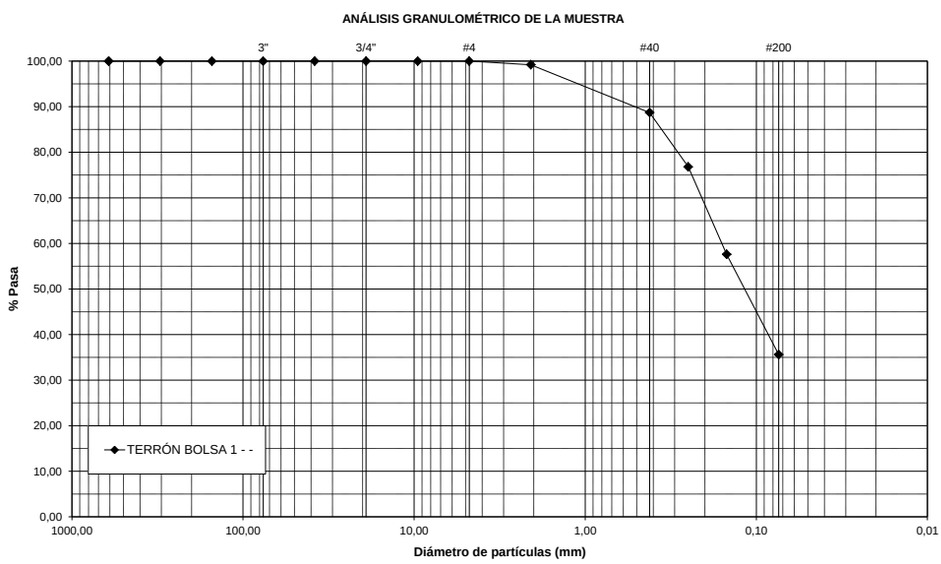


Figura 6: Curva granulométrica representativa de una muestra de suelo volcánico.

Además se realizaron sobre algunas de esas muestras determinaciones de humedad, determinaciones de densidad mínima y máxima, peso específico real y peso específico aparente seco por el método de la parafina, estos últimos evaluados sobre terrones indisturbados traídos desde el terreno.

Parte del objeto de estas determinaciones fue caracterizar no solo el contenido de humedad natural del suelo, sino también el nivel de densificación en el que se encuentran los suelos en estado natural, destacando en la

Tabla **1** y Tabla 2 los valores de peso específico aparente y peso específico real para los suelos volcánicos, de lo que destaca que pese a que los pesos específicos reales son cercanos a los de cualquier geomaterial, los pesos aparentes son muy cercanos o incluso menores al peso específico del agua, denotando una gran cantidad de vacíos en la estructura del suelo en estado natural.

Tabla 1. Peso específico aparente

Muestra	γ [kN/m^3]
Terrón bolsa 1	9,35
Terrón bolsa 2	10,35
Terrón bolsa 3	10,69

Tabla 2. Peso específico real

Muestra	γ_s [kN/m^3]
Terrón bolsa 1	22,15
Terrón bolsa 2	22,11
Terrón bolsa 3	21,78

Los resultados de estos ensayos son también necesarios en el desarrollo de los modelos para evaluar la estabilidad de los taludes.
Sumado a esto, también se realizó una serie de ensayos de compactación tipo Proctor y Valor Soporte Relativo (C.B.R., por sus siglas en inglés) para poder identificar la respuesta de algunos de estos suelos que pudieran estar sujetos su mejora por medios mecánicos con maquinaria vial y formar parte de la sub-rasante. El resultado de uno de estos ensayos sobre los terrenos volcánicos ubicados en el talud, se presenta en la Figura 7.

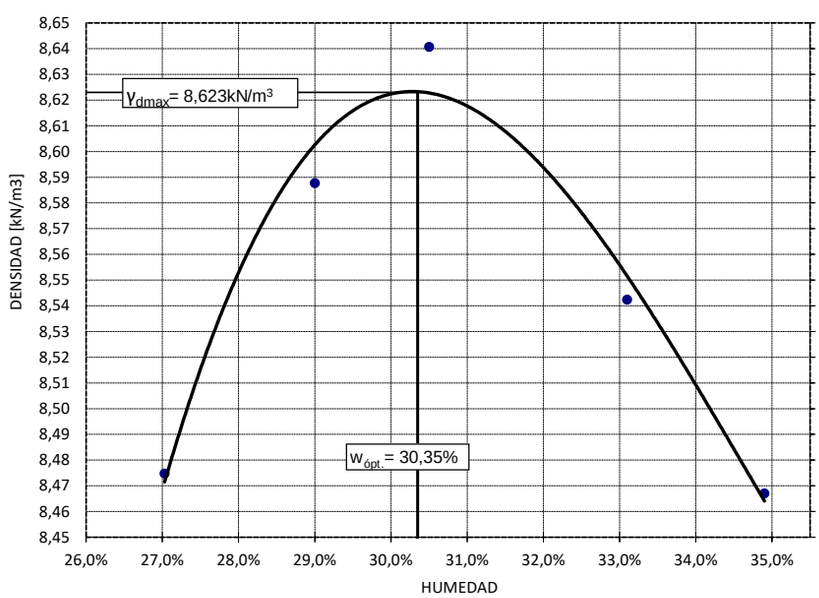


Figura 7: Resultados de un ensayo Proctor realizado sobre suelos volcánicos.

Puede verse claramente que los valores de densidad seca máxima y humedad óptima evaluados distan de los valores habituales para terrenos utilizados en estructura de pavimentos, sobre todo por los bajos valores de densidad máxima obtenidos.

3.2 *Ensayos de resistencia al corte y compresión*

La definición de los parámetros de resistencia la corte es un paso fundamental al evaluar la resistencia de los suelos en los análisis de equilibrio límite. Estos se pueden obtener a través de varios tipos de ensayos, en este caso se llevaron a cabo ensayos de corte directo como ensayos de corte triaxial (Figura 8) en los suelos volcánicos del talud, ambos sobre muestras reconstituidas a las condiciones presentes en el campo. Algunos de los resultados se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3. Resultados de ensayos de corte directo sobre suelos volcánicos.

Muestra	ϕ_{max} [°]	c_{max} [MPa]	ϕ_{res} [°]	c_{res} [MPa]
Terrón bolsa 1	41,1	0,09	40,0	0,06
Terrón bolsa 2	60,9	0,09	52,1	0,02
Terrón bolsa 3	53,2	0,13	51,7	0,02

Dado que el material lo hizo posible, se realizaron también ensayos de compresión simple sobre probetas talladas de un bloque indisturbado traído desde el talud.

Figura 8: Ensayo triaxial sobre probeta de suelos volcánicos.

La determinación de los parámetros geomecánicos a utilizar en cada análisis se desarrollan en los subsiguientes apartados en relación al tipo de análisis a realizar.

4 EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS VOLCÁNICOS

4.1 *Selección de parámetros geomecánicos*

Una adecuada evaluación de los resultados de los ensayos de resistencia al corte y compresión realizados anteriormente, junto con la selección de valores de referencia de ensayos realizados por las empresas constructoras de la ruta y referencias bibliográficas (Ref.[5]). Los materiales volcánicos, se asume, serán los más influyentes en la respuesta de los taludes y por ello sus parámetros de diseño están respaldados por ensayos de mayor complejidad y seleccionados de forma conservativa. Los valores utilizados se encuentran en la Tabla 4.

Tabla 4. Parámetros geomecánicos utilizados en las evaluaciones de estabilidad de taludes.

Material		Parámetros geomecánicos		
Denominación	Color	Parámetro	Unidades	Valor
Ceniza natural		Ángulo de fricción interna	ϕ [°]	34,0
		Cohesión	c [MPa]	0,01
		Peso específico aparente	γ [kN/m^3]	9,0
Grava compactada		Ángulo de fricción interna	ϕ [°]	44,0
		Cohesión	c [MPa]	0,0
		Peso específico aparente	γ [kN/m^3]	20,0
Lecho de roca: areniscas y conglomerados		Ángulo de fricción interna	ϕ [°]	42,0
		Cohesión	c [MPa]	4,0
		Peso específico aparente	γ [kN/m^3]	22,0

4.2 *Acciones*

Las principales acciones que recaen sobre los suelos son las producidas por acción de la gravedad en virtud de su propio peso. Las mismas se toman en cuenta a través de una adecuada adopción del peso específico, y es por ello que las determinaciones realizadas en laboratorio sobre muestras indisturbadas de los terrenos volcánicos suponen un valioso aporte a la evaluación de la estabilidad.
Para considerar la acción sísmica se decidió por la metodología pseudo-estática la que evalúa la misma a través de un coeficiente sísmico horizontal evaluado siguiendo las recomendaciones de la Ref.[6] y adoptando como aceleración máxima del terreno la definida en la Ref.[7]. La Ecuación 1 permite evaluar tal coeficiente en términos de la aceleración máxima del terreno esperada para ese lugar (PGA, por sus siglas en inglés) y un factor de amplificación topográfica α_{TOPO} que considera de forma simplificada la influencia de una superficie accidentada en la respuesta sísmica local en la cresta del talud.

$$k_s = \frac{1}{2} \cdot \alpha_{TOPO} \cdot PGA = 0{,}5 \times 1{,}3 \times 0{,}25\ g = 0{,}1625\ g \qquad (1)$$

4.3 *Análisis de estabilidad*

Por medio de un software especializado fueron llevados a cabo una cantidad significativa de análisis de estabilidad bidimensionales sobre diversos perfiles a lo largo del talud de margen izquierda del Arroyo Hondo. Los estudios completos se incluyen en la Ref. [8], consignando aquí un breve resumen de los aspectos más significativos. Los perfiles topográficos de las secciones transversales al camino correspondientes a las progresivas hectométricas dentro de la zona de estudio fueron obtenidos del plano topográfico integrado al Diseño Geométrico Ref.[9].

Analizando los mismos junto con el plano geológico obtenido de la Ref.[10] fue posible identificar en un análisis preliminar el tramo entre progresivas 69+260 y 69+670 como aquel sujeto a las condiciones más desfavorables frente a su estabilidad.
Dicho análisis tuvo como premisas no solo contemplar las pendientes presentes en cada perfil a medida que el camino avanzaba sobre los taludes del cauce del río, sino también la presencia de materiales volcánicos cuyas propiedades mecánicas pudieran ser influyentes en la seguridad de los taludes frente a diversas acciones.
A su vez, este tramo fue dividido en sub-tramos y dentro de ellos se definió una sección representativa sobre la cual se llevó a cabo el análisis de estabilidad propiamente dicho. La división fue la siguiente:

- Sub-tramo 69+260 a 69+410 representado por la sección de progresiva 69+370.
- Sub-tramo 69+410 a 69+490 taludes de menor altura y pendiente que los adyacentes, no son motivo de verificaciones explícitas.
- Sub-tramo 69+490 a 69+570 representado por la sección de progresiva 69+550.
- Sub-tramo 69+570 a 69+600 representado por la sección de progresiva 69+580.
- Sub-tramo 69+600 a 69+630 representado por la sección de progresiva 69+620.
- Sub-tramo 69+630 a 69+670 representado por la sección de progresiva 69+640.

De esta manera se obtuvo una adecuada definición de todas las condiciones topográficas y geológicas que pudieran suponerse vulnerables frente al desarrollo de las obras del camino.
A partir de estas secciones, integrando con las secciones geológicas, sondeos y parámetros geomecánicos fueron generados modelos geotécnicos como el de la Figura 9 sobre los cuales se evaluó su estabilidad por la metodología de equilibrio límite, adoptando para ello el método de Spencer (Ref.[11]), y cuantificando la misma a través de un factor de seguridad.

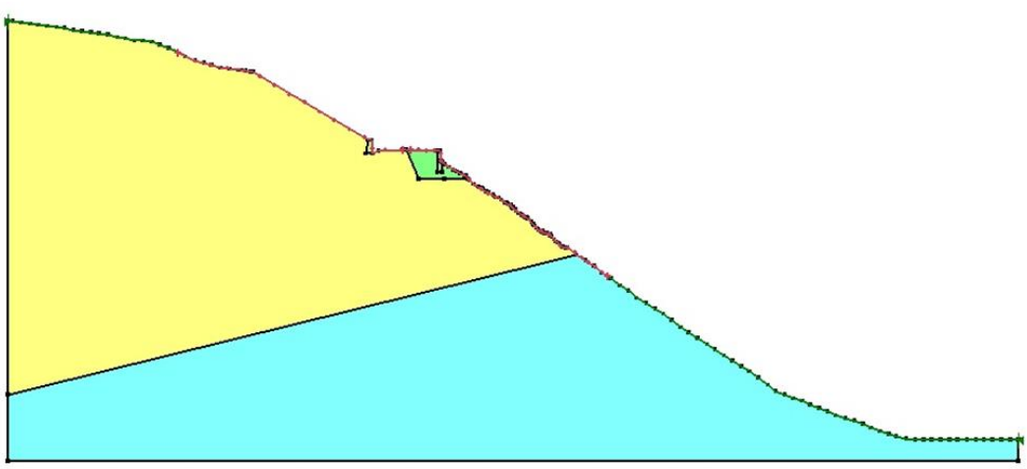


Figura 9: Modelo geotécnico, talud original, sección Progresiva 69+550.

Cada modelo presenta condiciones particulares que fueron tenidas en cuenta en el desarrollo del trabajo, imposibles de volcar en una descripción breve como la que aquí se desarrolla. No obstante, se destaca que, dada la topografía futura de cada sección fue preciso en ciertos casos evaluar condiciones de estabilidad locales en virtud de los cambios topográficos que impuso el diseño geométrico sobre los taludes naturales, que son aquellos que vulneran la estabilidad natural que el talud ha presentado a lo largo del pasado reciente en virtud de los rasgos geomorfológicos registrados. Para ejemplificarlo se

presenta el resultado de un análisis de estabilidad de uno de estos casos en la Figura 10, evaluado en términos de familias de curvas clasificadas bajo una escala de colores en función a su factor de seguridad.

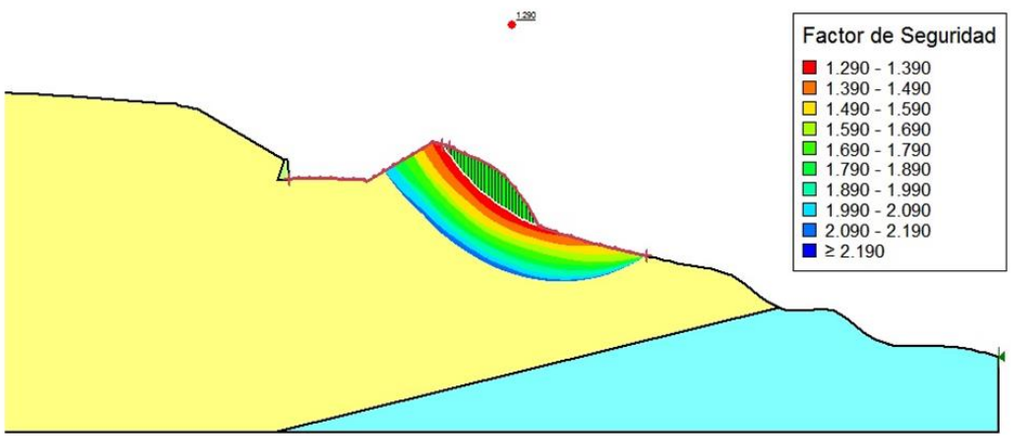


Figura 10: Factores de seguridad, externo, servicio normal, sección Progresiva 69+640.

Durante el desarrollo de las evaluaciones, fueron también identificadas situaciones conflictivas donde la sección transversal definida por el diseño geométrico de la ruta presentaba valores de factor de seguridad inferiores a los perseguidos, llevando a la propuesta de otras opciones que consideraban la inclusión de estructuras de contención, a fin de cumplir con los requisitos de seguridad impuestos.
Un resumen sucinto de la evaluación de la seguridad se vuelca en la Tabla 5, donde la sigla A supone una condición aceptable y R una condición rechazada.

Tabla 5: resumen de los factores de seguridad obtenidos durante las evaluaciones de estabilidad.

Progresiva, caso y sector	Condición servicio normal			Condición con sismo			A/R
	Calculado	Requerido	Verif.	Calculado	Requerido	Vefif.	
69+370 original p/encima camino	1,792	1,5	SI	1,239	1,05	SI	R
69+370 original p/debajo camino	1,492	1,5	NO	1,039	1,05	NO	
69+370 talud + tendido encima camino	2,041	1,5	SI	1,287	1,05	SI	A
69+370 talud + tendido debajo camino	1,841	1,5	SI	1,387	1,05	SI	
69+370 talud opt. encima camino	1,858	1,5	SI	1,411	1,05	SI	A
69+370 talud opt. debajo camino	1,558	1,5	SI	1,111	1,05	SI	
69+550 original p/encima camino	1.623	1,5	SI	1,178	1,05	SI	R
69+550 original p/debajo camino	1,423	1,5	NO	1,078	1,05	SI	
69+550 c/ muro p/encima camino	2,053	1,5	SI	1,482	1,05	SI	A
69+550 c/muro p/debajo camino	1,853	1,5	SI	1,482	1,05	SI	
69+580 por encima del camino	1,552	1,5	SI	1,218	1,05	SI	A
69+580 por debajo del camino	1,552	1,5	SI	1,218	1,05	SI	
69+620 por encima del camino	1,981	1,5	SI	1,358	1,05	SI	A
69+620 global	2,081	1,5	SI	1,358	1,05	SI	
69+620 “a la derecha” del camino	1,246	1,2	SI	1,036	1,00	SI	
69+640 por encima del camino	2,022	1,5	SI	1,493	1,05	SI	A
69+640 global	2,922	1,5	SI	1,693	1,05	SI	
69+640 “a la derecha” del camino	1,290	1,2	SI	0,995	1,00	SI	

Es preciso destacar algunos aspectos particulares observados durante la evaluación, en relación a la respuesta de los terrenos volcánicos:

• El bajo peso específico y cohesión de este tipo de terrenos motivaba el desarrollo de superficies de deslizamiento superficiales con bajos valores de factor de seguridad, cuyo desarrollo potencial no reviste importancia en términos de la estabilidad global y por lo cual no fueron consideradas en la evaluación final de la seguridad.

• Las posibles variantes que tendían a incrementar la tensión vertical sobre la masa de suelos volcánicos no influían de forma significativa en la seguridad global del talud, no presentándose como una variante atractiva a los fines de mejorar la condición de estabilidad.

• La presencia de estructuras de contención fue beneficiosa solo en aquellos casos donde significaba una disminución de la pendiente promedio del talud en un desarrollo longitudinal importante en relación a la extensión del talud.

5 CONCLUSIONES

La evaluación geológica y geotécnica necesaria para el correcto diseño y ejecución de obras geotécnicas viales en terrenos volcánicos reviste una importancia vital para garantizar el correcto desempeño de las mismas durante su vida útil. Partiendo de una extensiva caracterización geológica en superficie, combinada con sondeos, levantamientos topográficos y evaluaciones de campo; como así también una importante cantidad de determinaciones y ensayos de laboratorio, fue posible arribar a una detallada definición de los parámetros que describen la respuesta mecánica de los suelos volcánicos en función de sus respectivos parámetros geomecánicos.

Posteriormente, utilizando dichos parámetros fue posible el desarrollo de evaluaciones y recomendaciones en busca de brindar la mayor ayuda posible frente al diseño de taludes ubicados en terrenos volcánicos, cuya respuesta particular llevó al análisis detallado de diversos casos presentes en la zona de estudio y permitió una adecuada evaluación de la seguridad de las obras frente a acciones tanto gravitatorias como sísmicas.

6 REFERENCIAS

[1] POLANSKI, J., 1963. Estratigrafía, Neotectónica y Geomorfología del Pleistoceno pedemontano de Mendoza. Revista de la Asociación Geológica Argentina, 17 (3-4): 181-199. Buenos Aires.

[2] DESSANTI, R., 1956. Descripción geológica de la Hoja 27c, Cerro Diamante. Dirección Nacional de Minería, Boletín 85: 1-79. Buenos Aires.

[3] GUERSTEIN, P.G., 1993. Origen y significado geológico de la Asociación Piroclástica Pumícea. Pleistoceno de la Provincia de Mendoza entre los 33° 30’ y 34° 40’ S. Universidad Nacional de La Plata, Facultad de Ciencias Naturales, Tesis doctoral, inédita. La Plata.

[4] SRUOGA, P., ETCHEVERRÍA, M.P., FOLGUERA, A., REPOL, D., CORTÉS, J.M., 2005b. Hoja Geológica 3569-I, Volcán Maipo. Programa Nacional de Cartas Geológicas de la República Argentina, escala 1: 250.000. Servicio Geológico Minero Argentino. Boletín 290: 1-100. Buenos Aires.

[5] JIMÉNEZ-SALAS J.A. (ed), 1981 “Geotecnia y Cimientos II”, Editorial Rueda

[6] KRAMER S., 1996 “Geotechnical Earthquake Engineering” Ed. Prentice Hall.

[7] INPRES – CIRSOC, 2013. “Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes INPRES CIRSOC 103 Parte I, Construcciones en General”.

[8] Área Geotecnia Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo, agosto de 2017. “Estudio de la Estabilidad de los Taludes del Sector Superior de la Margen Izquierda del Arroyo Hondo (Provincia de Mendoza), en la Zona de Encuentro de la Traza de la Ruta Nacional N°40 con la Planicie”. Estudio de Transferencia Tecnológica 3463916 – IG.

[9] RUIZ y Asociados Consultora S.R.L., Diseño Geométrico Actualizado.

[10] TADDEO O. Servicios Geotécnicos, 31 de julio de 2017 "ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DEL SECTOR SUPERIOR DE LA MARGEN IZQUIERDA DEL VALLE DEL ARROYO HONDO (PROVINCIA DE MENDOZA), EN LA ZONA DE ENCUENTRO DE LA TRAZA DE LA RUTA NACIONAL N° 40 CON LA PLANICIE". Incluye Anexos con planos N° OT/149/17; N° OT/150/17; N° OT/151/17; N° OT/152/17; N° OT/153/17 y N° OT/154/17.

[11] SPENCER, E. 1967. "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces," Geotechnique, Vol 17, No. 1, pp 11-26.

[12] Área Geotecnia Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo, agosto de 2015. "Estudio Geotécico para la Fundación del Puente Previsto en la Progresiva 68+652 sobre el Arroyo Hondo de la Ruta Nacional 40 (RN40), tramo RN144 (El Sosneado) – RN143 (Pareditas), Sección I: km 0,00 (El Sosneado) km 71,90". Estudio de Transferencia Tecnológica 2804014 – B – IG.

Aplicabilidad de residuo de concreto fino en el mejoramiento de una subrasante pobre en Foz de Iguazú

Sara Ochoa Averos[1], Julio César Bizarreta Ortega[1], Ricardo Oliveira de Souza[1]

sara.averos@aluno.unila.edu.br ; julio.ortega@unila.edu.br; ricardo.souza@unila.edu.br
Universidad Federal de Integración Latinoamericana (UNILA)

RESUMEN: Las propiedades de la subrasante son fundamentales para determinar el espesor de las capas y consecuentemente el costo y mantenimiento de los pavimentos. Algunas de estas propiedades pueden ser mejoradas utilizando aditivos como el cemento y la cal, sin embargo, la producción de estos compuestos todavía genera un elevado costo ambiental. En ese contexto, el presente trabajo evalúa el diseño de un pavimento asfaltico sobre una subrasante pobre, mejorada con el uso de residuos de concreto fino. Ha sido realizado un proceso de beneficiamiento del residuo de concreto para obtener partículas menores a 2 mm (residuo de concreto fino). Posteriormente han sido ensayados en laboratorio, el ISC y la expansión de estos materiales. Considerando una región de Foz do Iguazú con bajo nivel de tránsito, fueron calculados los espesores de las capas de pavimentos con suelo natural y con suelos mejorados con adición residuos de concreto fino en diferentes porcentajes (20, 40 y 60%). Los ensayos laboratoriales mostraron un aumento del ISC y disminución de la expansión de los suelos mejorados con residuo de concreto fino, así como reducción del espesor de capas del pavimento asfaltico.

Palabras clave: subrasante – residuo de concreto fino–mejoramiento.

1 INTRODUCCIÓN

Las vías de comunicación terrestres son importantes para el desarrollo socio económico de las ciudades, siendo necesario que satisfagan con las exigencias técnicas y de los usuarios. Una de las dificultades en la construcción de pavimentos es garantizar la estabilidad y durabilidad del suelo. Para contrarrestar este problema y mejorar el comportamiento geotécnico del mismo, se puede sustituir la capa de suelo ocasionando grandes movimientos de tierra o mejorar las propiedades del mismo [1].

El mejoramiento de las propiedades del suelo puede ser realizado a través de procedimientos mecánicos e incorporación de productos químicos. Sin embargo, hoy en día, se torna necesaria la búsqueda de nuevas técnicas que engloben la reutilización de materiales, con características técnicas apropiadas y un menor impacto ambiental [2].

El uso de Residuos de Construcción (RC) o popularmente llamados como escombros de obras, es una alternativa interesante debido a que la industria de la construcción es uno de los principales contribuyentes de emisión constante de dióxido de carbono [3].

Los servicios de limpieza municipales en Brasil recolectaron aproximadamente 44.5 millones de residuos de construcción y demolición en 2019 [4]. Sin embargo, las cantidades generadas de residuo no corresponden al total de residuos producidos, debido a los terraplenes clandestinos que reciben una cantidad ignorada de escombros [5].

El uso de RC genera resultados positivos tanto en lo ambiental, técnico y económico. Del punto de vista ambiental el reaprovechamiento de los residuos permitirá una gestión adecuada de los mismos, evitando que los agregados sean depositados de forma irregular en afluentes hídricos generando problemas en la salud y degradando el ambiente [6]. En el ámbito técnico, el RCD ya ha sido utilizado en varios trabajos de pavimentación en Brasil, los cuales cumplieron con el comportamiento mecánico requerido. Entre las investigaciones realizadas, se tiene Motta [7], Vedroni y Carvalho [8], y Araujo y Sales [9]. En la parte económica y sustentable, el uso de RCD disminuiría la exploración de nuevos depósitos naturales.

Ante lo mencionado, el presente trabajo tiene como finalidad evaluar el comportamiento de la aplicación de RC fino para la estabilización de suelos, y el diseño de un pavimento asfáltico.

2 MATERIALES Y MÉTODOS

La metodología tiene carácter experimental y ha sido dividida en las siguientes etapas: adquisición del material, beneficiamiento del RC para obtener RC-fino, dosificación de suelo con los diferentes porcentajes de RC-fino, caracterización física, ejecución de los ensayos de compactación e ISC, y dimensionamiento del pavimento.

2.1 *Colecta del material*

Las muestras deformadas del suelo residual han sido colectadas del campo experimental del Grupo de Geotecnia de la Universidad Federal de Integración Latinoamericana (UNILA), localizado en la Avenida Tancredo Neves-Región Norte, Foz de Iguazú, Paraná, Brasil (25°28'38.1"S,54°35'12.3"W).

El suelo ha sido extraído de manera manual mediante una calicata de 80centímetros de profundidad (Fig. 1a), y transportado en bolsas de tela al Laboratorio de Geotecnia y Suelos (LAGEO). En el local de almacenamiento, el material ha sido desagregado y homogenizado (Fig. 1b), para ser acopiado en un cilindro de plástico con tapa (Fig. 1c). El suelo ha sido almacenado en la cámara húmeda a una temperatura de 20 a 24 ˚C. La Figura 1 ilustra el procedimiento mencionado.

Figura 1. Muestras de suelo

Las muestras de RC han sido colectadas del vertedero de inertes de Foz de Iguazú (25º27'48.1"S,54º36'22.3"W), localizado en el barrio Porto Belo-Región Norte. El RC se extrajo de puntos estratégicos, dando preferencia a residuos de concreto sin presencia de contaminantes, tales como, yeso y suelo. Esas muestras fueron almacenadas en bolsas de tela y transportadas al Instituto Federal de Paraná (IFPR), para el beneficiamiento.
El beneficiamiento del RC ha sido realizado en la Máquina de Abrasión Los Ángeles (Fig. 2a), donde el agregado ha sido sujeto a choques con seis esferas de acero inoxidable por un periodo de 6 horas. La muestra resultante ha sido tamizada por la malla N.10 (2mm), y el agregado pasante se llamó RC-fino (Fig. 2b). El material triturado ha sido almacenado en cilindros plásticos en la cámara húmeda a la misma temperatura que el suelo.

Figura 2. Beneficiamiento RC

2.2 *Dosificación de suelo con los diferentes porcentajes de RC-fino*

Se determinó las humedades higroscópicas del suelo y RC-fino. A partir de estos valores, se realizó la respectiva proporción del peso de sólidos de cada material, con la finalidad de realizar tres dosificaciones con diferentes porcentajes de RC-fino (20, 40 y 60%). Las correlaciones realizadas son presentadas en la tabla 1.

Tabla 1. Dosificación entre suelo y RC-fino

Representación	Suelo [%]	RC-fino [%]
M-01	100	0
M-02	80	20
M-03	60	40
M-04	40	60
M-05	0	100

2.3 *Ensayos de laboratorio realizados*

En el desarrollo experimental se ha considerado efectuar ensayos a la muestra de suelo en estado natural, así como, a sus dosificaciones con RC-fino. Estos ensayos se han basado en las normas de la Asociación Brasilera de Normas Técnicas (ABNT), y han sido desarrollados en el LAGEO. Las normas utilizadas en la caracterización del material son presentadas en la tabla 2.

Tabla 2. Ensayos de laboratorio realizados

Ensayos	Normas
Preparación para ensayos de compactación y ensayos de caracterización	NBR 6457
Análisis Granulométrico	NBR 7181
Límite Líquido	NBR 6459
Límite Plástico	NBR 7180
Gravedad específica de los sólidos	NBR 6508
Proctor	NBR 7182
Índice de Soporte California	NBR 9895

Las muestras han sido preparadas de acuerdo con la NBR 6457. El análisis granulométrico se realizó en dos etapas. La primera etapa es el análisis granulométrico por tamizado, realizado según la NBR 7181. La segunda etapa se basa en la ISO 13220, a través del granulómetro a láser de marca CILAS, modelo 1190, el cual realiza la lectura de granos de 0.04 a 2500µm. Previa a la colocación de las muestras en el granulómetro, se realizó la dispersión con agua destilada y dispersante. El tipo de dispersante depende del pH de la muestra. Para materiales alcalinos se utilizó hexametafosfato de sodio, a una concentración de 45.7g/L, y para muestras ácidas se usó hidróxido de sodio con una concentración de 1mol/L [10]. En la figura 3, se presenta la disolución con vidrio líquido (Fig. 3a), hidróxido de sodio (Fig. 3b) y el equipo utilizado para el análisis (Fig. 3c).

(a) (b) (c)

Figura 3. Ensayo de granulometría por el granulómetro a láser

Los límites de Atterberg, límite líquido y límite plástico han sido realizados según los procedimientos establecidos por la norma NBR 6459 y 7180, respectivamente. Para el caso del límite líquido, se utilizó el equipo de Casagrande mecánico. La gravedad específica de los sólidos ha sido efectuada de acuerdo a la NBR 6508 por el método del picnómetro con bomba de vacío. En este ensayo se utilizó una bomba de vacío con presión entre 65 y 70kPa, es decir, inferior a los 88kPa indicados por la norma, debido a limitación del equipo.

El ensayo de compactación ha sido realizado de acuerdo con la NBR 7182, usando un pisón Proctor automático de la marca AMC, energía normal, cilindro pequeño y reutilización del material. El tipo de energía utilizada es una recomendación para capas de subrasante.
Después se realizó el ensayo de ISC conforme la norma NBR 9895, la cual ha sido dividida en preparación de la muestra, compactación, expansión y penetración. El control de la expansión se llevó a cabo por siete días, mediante lecturas en extensómetros a cada 24horas, en muestras inmergidas en tanque con agua. El aplazamiento en el período normal de inmersión de cada muestra (de cuatro para siete días) se debió a la posibilidad de actividad cementante de los RC-fino.

2.4 *Dimensionamiento del pavimento*

El pavimento flexible ha sido dimensionado por el método del Departamento Nacional de Carreteras (DNER) de Brasil [11]. La estructura del pavimento considerado en este trabajo se presenta en la figura 4: subrasante, refuerzo de la subrasante (hn), subbase (h_subbase), base (B) y capa de rodadura (R).

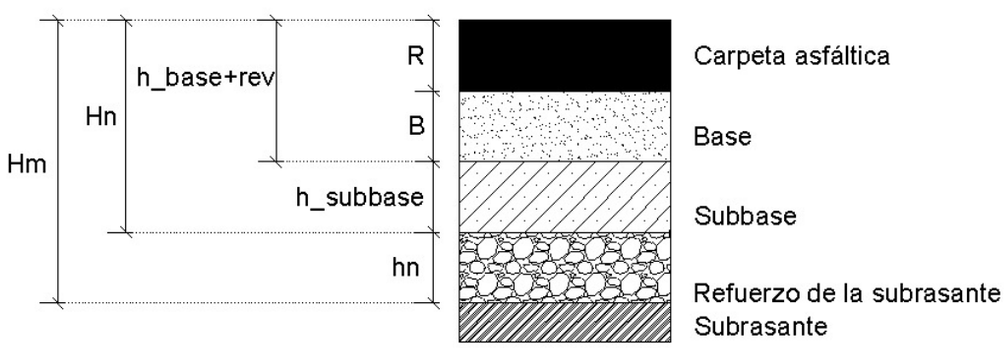


Figura 4. Estructura del pavimento

En este dimensionamiento han sido considerados los siguientes parámetros: nivel de tránsito bajo (1×10^6 ejes de 80 kN), carpeta asfáltica en mezcla caliente (HMA- *Hot Mix Asphalt*) y capas granulares. Inicialmente se calculó el espesor total (Hm) de la estructura del pavimento flexible, a través de la ecuación 1, donde CBRm es el valor del ISC de la subrasante.

$$H_m = 77.67xN^{0.0482}x\ CBR_m^{-0.598} \quad (1)$$

Con el valor del ISC del refuerzo de la subrasante (CBRn), determinado con las tres dosificaciones entre suelo y RC-fino, se calculó el espesor (Hn), el cual considera el espesor total del pavimento encima del refuerzo de la subrasante.

$$H_n = 77.67xN^{0.0482}x\ CBR_n^{-0.598} \quad (2)$$

Como especificado en la normativa de la DNER, se considera un valor de ISC para la subbase de 20% ($CBR_{subbase}$). Entonces se determina el espesor total del pavimento encima de la subbase, por medio de la ecuación 3.

$$H_{base+rev} = 77.67xN^{0.0482}x\ CBR_{subbase}^{-0.598} \quad (3)$$

Considerando el valor mínimo del espesor de la carpeta de rodadura (R) y el número N (repeticiones del eje simples de doble rodadura y 80 kN de peso), se adoptó el valor mínimo de la carpeta asfáltica, a partir de la tabla 3.

Tabla 3. Espesor mínimo de la carpeta asfáltica.

Número N	Espesor mínimo de la carpeta asfáltica
N ≤ 1 000 000	Tratamientos superficiales
1 000 000 ≤ N ≤5 000 000	HMA con 5cm de espesura
5 000 000 ≤ N ≤10 000 000	HMA con 7,5cm de espesura
10 000 000≤ N ≤50 000 000	HMA con 10cm de espesura
N>50 000 000	HMA con 12,5cm de espesura

A partir de los parámetros mencionados y el coeficiente estructural (K) para pavimentos flexibles, se calculó el espesor de las siguientes capas: refuerzo de la subrasante (hn), subbase (hsubbase) y base (B). Según la norma, se requiere un espesor mínimo de 15cm para la base y subbase, respectivamente.

$$RK_{carpeta} + BK_{base} = H_{base+rev} \quad (04)$$

$$RK_{carpeta} + BK_{base} + h_{subbase}K_{subbase} = H_n \quad (05)$$

$$RK_{carpeta} + BK_{base} + h_{subbase}K_{subbase} + h_hK_{refuerzo} = H_n \quad (06)$$

3 RESULTADOS Y DISCUSIONES

A continuación, se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio realizados para el suelo en estado natural y la mezcla del mismo con RC-fino. La caracterización física ha sido realizada por medio de los ensayos de: Límite Líquido (LL), Límite Plástico (LP), gravedad específica de los sólidos (Gs) y granulometría.

En la tabla 4, se muestra la gravedad específica de los sólidos y los límites de consistencia. Fue posible observar una disminución de estos parámetros con el incremento de RC-fino.

Tabla 4. Caracterización física

Muestra	Gs (g/cm³)	Límites de Atterberg		
		LL (%)	LP (%)	IP (%)
M-01	2.80	46.22	27.40	18.82
M-02	2.76	35.82	22.94	12.88
M-03	2.72	24.67	19.43	5.24
M-04	2.69	-	-	NP
M-05	2.62	-	-	NP

En la literatura el valor de la gravedad específica de los residuos (M-05) varia debido a la heterogeneidad del material y tamaño de las partículas que están siendo utilizadas [12] [13] El valor de Gs para el suelo está dentro del intervalo de valores habituales para arcillas [14]. Al mezclar suelo natural y RC-fino, se observó que mientras se aumenta el porcentaje de residuo de concreto, disminuye la plasticidad del suelo,

hasta no presentar plasticidad con 60% RC-fino (M-03). Este comportamiento se asemeja a la adición de cemento al suelo natural [15].
En la figura 5, se muestran las curvas del análisis granulométrico por tamizado y granulómetro a láser.

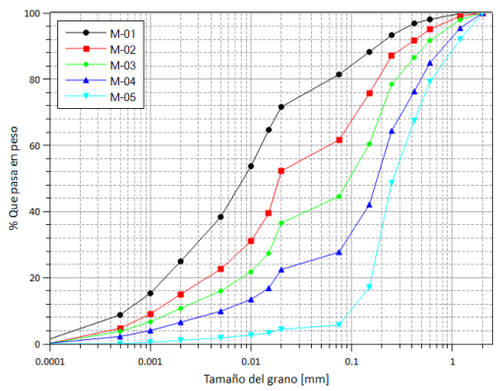


Figura 5. Curvas Granulométricas

De la figura 5 se observa que, al incrementar el residuo de concreto, se genera un desplazamiento de las curvas para la derecha. Esta tendencia se debe a que, a pesar del proceso de beneficiamiento del residuo, las partículas de RC-fino son mayores que las del suelo, incrementando su porcentaje de partículas gruesas y disminuyendo las finas.
En la tabla 5, se presenta el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y la clasificación de la AASHTO. La segunda clasificación es más utilizada para carreteras, junto al Índice de Grupo (IG) para la evaluación cualitativa de capa subrasante.

Tabla 5. Clasificación SUCS y AASHTO

Muestra	SUCS	AASHTO
M-01	CL: Arcilla de baja plasticidad con arena	A-7-6 (13)
M-02	CL: Arcilla de baja plasticidad arenosa	A-6 (7)
M-03	CL-ML: Arcilla limo-arenosa	A-4 (3)
M-04	SM: Arena limosa	A-2-4 (0)
M-05	SP-SM: Arena mal graduada con limo	A-3 (0)

Según la clasificación AASHTO, el suelo presenta una clasificación para subrasante de regular a malo. Sin embargo, al adicionar RC-fino este calificativo pasa a ser de excelente a bueno. Por ejemplo, el IG inicialmente deficiente para el suelo (M-01), mejora su eficiencia al añadirse RC-fino.
En la tabla 6, se muestra los resultados del ensayo de compactación y expansión durante siete días.

Tabla 6. Parámetros de compactación y expansión

Muestra	Óptimo contenido de humedad (%)	Máxima densidad seca (g/cm³)	Expansión (%)
M-01	28.41	1.58	0.22
M-02	21.60	1.62	0.12
M-03	20.50	1.68	0.00
M-04	17.67	1.74	0.01

Existe una disminución del óptimo contenido de humedad e incremento de la máxima densidad seca al adicionar residuo de concreto. El resultado mencionado puede ser atribuido a la estabilización mecánica, por la mejor distribución de las partículas. La expansión del suelo cumple el valor mínimo exigido por las normas brasileñas, al ser inferior a 2%. Joaquim [15] menciona que la disminución de la expansión de muestras suelo natural-RC-fino es semejante a la que observa al adicionar cemento como agente estabilizador. Esta disminución puede estar relacionada a efectos de estabilización química del RC-fino, generadas por partículas remanentes del cemento, que al ser hidratadas reaccionan con el agua, generando endurecimiento [16, 17, 18].
En la figura 6, se comparan los valores encontrados para el ISC del suelo en estado natural y el suelo mejorado con los tres porcentajes de RC-fino.

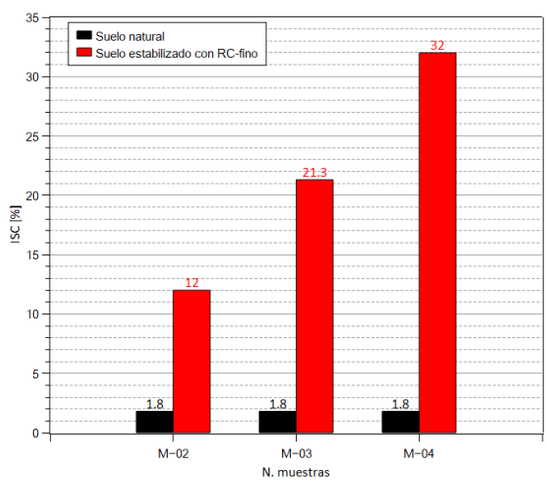


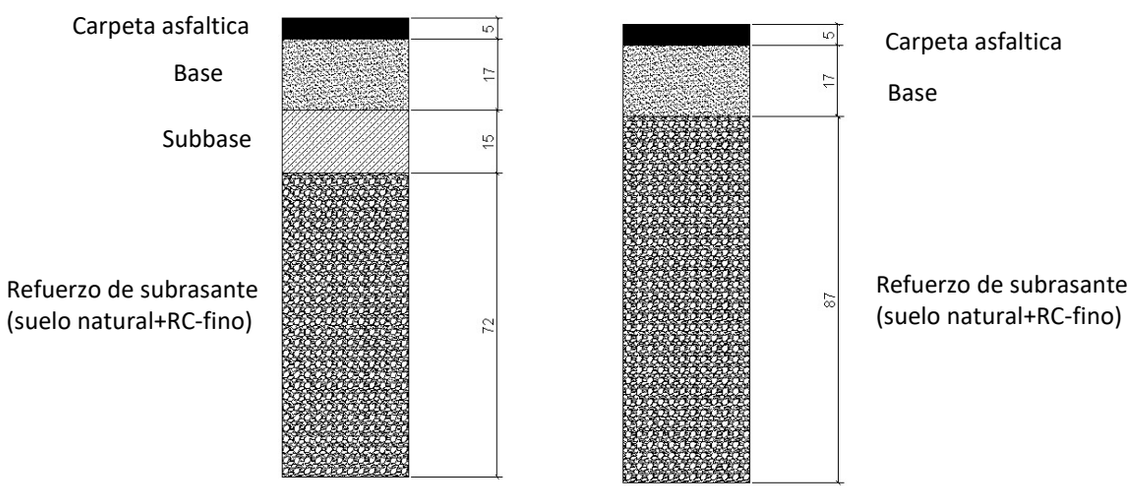
Figura 6. Valores de ISC

En la figura 6, se observa un aumento en el valor del ISC, entre mayor sea el porcentaje de RC-fino adicionado. Esta tendencia puede ser el resultado de una combinación entre la estabilización mecánica y química. La estabilización mecánica ocurre cuando la distribución granulométrica favorece las condiciones de compactación, y química cuando existe material de cemento activo. El mayor incremento en la capacidad de soporte ha sido con 60%RC-fino (M-04), siendo más de 17 veces el valor de ISC del suelo natural. Es importante enfatizar que todas las dosificaciones de suelo con residuo de concreto cumplen con los requisitos recomendados para ser utilizados como refuerzo de la subrasante (ISC ≥ 12).
En la tabla 7, se presentan los resultados obtenidos tras el primer intento para el dimensionamiento de pavimento flexible, para un suelo estabilizado con 20, 40 y 60% RC-fino. Los espesores resultantes fueron obtenidos considerándose coeficiente estructural igual a dos para la carpeta asfáltica, y coeficiente estructural igual a uno para las otras capas.

Tabla 7. Estructura del pavimento-espesores de las capas

	Muestras		
Capas	M-02	M-03	M-04
R (cm)	5	5	5
B (cm)	17	17	17
h_sub(cm)	10	-1	-7
hn (cm)	77	88	93

La muestra con 20%RC-fino no cumplió el espesor mínimo para la capa de subbase. Así, se arbitró una subbase de 15cm, teniéndose entonces una capa de refuerzo de la subrasante con 72 centímetros de espesor. Por otro lado, con 40 y 60% de residuo de concreto se obtienen valores negativos para el espesor de la subbase. Eso se debe a que el ISC de la subbase (ISC=20) es inferior al de las capas de refuerzo con las muestras M-03 (ISC=21.3) y M-04 (32). Por el procedimiento normal del DNER, las capas superiores del pavimento tienen valores de ISC mayores que 20 (valor teórico arbitrado para cálculo), es decir, al mejorar el suelo con 40 y 60% RC-fino, con ISC's de 21.2% y 32%, respectivamente, no se necesitaría de capa de subbase. La figura 7 presenta la sección transversal del dimensionamiento final, con 20, 40 y 60%RC-fino.



a) M-02 b) M-03 y M-04

Figura 7. Estructura del pavimento

4 CONCLUSIONES

El suelo natural analizado en esta investigación, de acuerdo a la AASHTO, es de regular a malo en la clasificación para subrasante. Del mismo modo, el IG indica una mala calidad del suelo natural. El valor del ISC del suelo natural es inferior al exigido por el DNER para ser utilizado como subrasante, por lo que ha sido necesario reforzar el material. Los límites de consistencia muestran que el suelo es plástico y el RC-fino no tiene plasticidad, por lo que, al adicionar el residuo en el suelo, la mezcla reduce su plasticidad hasta perderla completamente, como es el caso de la muestra con 60% de RC-fino. Además, hay una disminución de la gravedad específica.

Con el proceso de estabilización, se produjo una disminución de la expansión al añadirse RC-fino en relación al suelo natural. Esto pudo ser ocasionado por una acción química del residuo de concreto, al haber minerales remanentes en el mismo, que, al ser hidratados, endurecieron la muestra reduciendo su expansión. Hubo una mejora en las propiedades de resistencia, teniéndose un incremento en el ISC, y aumento en la máxima densidad seca. Eso se debió posiblemente por procesos conjuntos de estabilización mecánica y química. Es importante enfatizar, que las dosificaciones pueden ser utilizadas como refuerzo, al ser ISC ≥ 12. De esta manera, se hace factible la aplicación del RC-fino como refuerzo de la subrasante, según los requisitos del DNER. Además, la mezcla de suelo con 40% y 60%, podría ser utilizada para el mejoramiento de la subbase al tener un ISC mayor a 20.

REFERENCIAS

[1] Ramos Hijonosa, Gabriel Paul, *Mejoramiento de subrasante de baja capacidad portante mediante el uso de polímeros reciclados en carreteras, Paucará Huancavelica 2014,* Universidad Nacional del Centro del Perú. Huancayo, 2014.

[2] Soncim, Sérgio Pacífico et al. *O emprego do resíduo da reciclagem de garrafas PET (polietileno tereftalato) como agregado em reforço de subleitos de rodovias.* IV Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental, 2019.

[3] Akhtar, Ali; Samah, Ajit K., *Construction and demolition waste generation and properties of recycled aggregate concrete: A global perpective,* Journal of cleaner production, 186, 2018, pp: 262-281.

[4] Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais (ABRELPE, *Panorama dos resíduos sólidos no Brasil 2019/2016.* São Paulo, 2020.

[5] Miranda, Leonardo Fagundes Rosemback, *Reciclagem de resíduos de construção e demolição: teoria e prática,* 1a ed., Curitiba: Appris, 2020.

[6] John, Vanderley M.; Agopyan, Vahan, *Reciclagem de resíduos da construção,* Seminário Reciclagem de Resíduos Sólidos Domésticos, 1, 1, 2000, pp: 01-13.

[7] Motta, Rosângela dos Santos, *Estudo laboratorial de agregado reciclado de resíduos da construção civil para aplicação em pavimentação de baixo volume de tráfego,* Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

[8] Vedroni, Wilson José; De Carvalho, David, Estudo de caso da utilização do RCD (Resíduo de Construção e Demolição) na reparação de ruas e avenidas de Piracicaba SP, Holos Enviroment, 2, 8, 2008, pp: 149-165.

[9] Luz, Caio César Araujo; Da Silva Sales, Natassia, *Análise da mistura do agregado reciclado de RCD associado ao solo laterítico para utilização na camada de base de pavimentos.* In: FORUM INTERNACIONAL DE RESÍDUOS SÓLIDOS. Anual […]. Porto Alegre: Instituto Venturi, 2018.

[10] Mauri, Jocimar et al., *Dopsersantes químicos na análise granulométrico de latossolos,* Revista Brasileira de Ciência do Solo, 35, 2011, pp: 1277-1284.

[11] Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), *Manual de Pavimentação,* 2, Rio de Janeiro, 1996.

[12] Oliveira, Thays CF; Dezen, Bianca GS; Possan, Edna, *Use of concrete fine fraction waste as a replacement of Portland cement,* Journal of Clear Production, 273, 2020, pp: 123126-123156.

[13] Favaretto, Patricia et al., *Characterization and use of construction and demolition waste from South of Brazil in the production of foamed concrete blocks,* 10, 7, 2017, pp:1090.

[14] Braja, M. Das, Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, 7ma ed., México: Cengage Learning, 2012.

[15] Joaquim, A., Estudo de dois solos tropicais melhorados com cimento ou cal para emprego em camadas superiores de estradas não pavimentadas, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2017.

[16] Kerni, Vipul; Sonthway, Vinod Kumar; Jan, Umar, *Review on stabilization of clayey soil using fines obtained from demolished concrete structures,* 5, 4, 2015, pp: 296-299.

[17] Paul, Hanna; Cyrus, Sobha, Stabilization of weak subgrade soil using demolished concrete aggregate, In: Indian Geotech Conference IGC, 2016, pp: 93-105.

[18] Singh, Lovedeep; Singh, Shahbaz; Gill, K. S., *Improvement in CBR Value of Soil using Waste Concrete Fines,* International Journal of Science Technology & Engineering, 9, 3, 2017, pp: 2349-784X.

Empleo del residuo "desgomado de soja" para el mejoramiento de vías no pavimentadas de bajo tránsito.

J. Rivera, G. Botasso y A. Porro

jrivera@frlp.utn.edu.ar; gerardobot@hotmail.com.ar; anaelarp@gmail.com
LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP - CIC PBA, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina.

RESUMEN: La presente investigación consiste en el estudio de un residuo aceitoso denominado "desgomado de soja", producto del proceso de obtención del aceite de soja, con la finalidad de obtener mejoras desde el punto de vista vial. A este material se accede sin costos a través del Municipio de Rivadavia (Provincia de Buenos Aires), donde se ha empleado en experiencias piloto en el mejorado de vías no pavimentadas de su red vial y quienes, en vistas de analizar desde un punto de vista técnico las implicancias viales y potencialidades de esta práctica, se ponen en contacto con el LEMaC, para encarar un estudio en tal sentido. Para ello, se adoptaron suelos representativos de la zona y se plantearon tres tipos de procedimientos a través de los cuales se pudo analizar si la aplicación del residuo aportaba aptitudes estabilizantes, impermeabilizantes o como paliativo de polvo. De este modo se pudo arribar a la caracterización de materiales implicados, a los resultados obtenidos y establecimiento de conclusiones a ser aplicadas en los procedimientos de obra relacionados y redacción de los mismos, adaptados al empleo del producto arribando finalmente a prácticas aplicables por aquellos profesionales que deban llevara a cabo tareas relacionadas.

ABSTRACT: This research is based on the study of an oily residue called "soy degumming", produced in obtaining soybean oil, in order to achieve improvements from the road point of view. This material is accessed free of charge through the Municipality of Rivadavia (Province of Buenos Aires), where it has been used in pilot experiences to improve its own unpaved roads. The Municipality contacted the LEMaC to undertake a study in order to analyze from a technical point of view the road implications and potential of this practice. For this, representative soils of the region were adopted and three procedures were proposed to analyze whether the application of the residue provides stabilizing, waterproofing or dust palliative effects. In this way, the characterization of the materials involved was carried out, useful results were obtained and conclusions were established to be applied in road works, adapted to the use of the product through practices applicable by professionals who carry out this type of task.

Palabras clave: INGENIERIA VIAL – PALIATIVO DE POLVO – RESIDUOS EN CAMINOS RURALES.

Keywords: ROAD ENGINEERING - DUST PALLIATIVE - RESIDUES ON RURAL ROADS.

1 INTRODUCCIÓN

Al Noroeste de la provincia de Buenos Aires podemos hallar el Municipio de Rivadavia con dos particularidades relevantes al presente estudio: por un lado, dentro de sus actividades agrícolas se encuentra el cultivo de soja y por el otro el tipo de suelo característico de la zona.
A partir de la explotación agrícola mencionada es que se accede sin costo a un residuo del proceso de obtención del aceite de soja, comúnmente denominado "desgomado de soja". Este material se ha empleado en experiencias piloto en el mejorado de vías no pavimentadas de su red vial.
La región se conoce como Pampa Húmeda y haciendo foco en las características de los suelos se puede identificar la Pampa Arenosa, en la cual podemos encontrar suelos con propiedades referentes a la siembra o en este caso buenas cualidades en cuanto a materia vial.
El presente trabajo refleja los análisis realizados en las instalaciones del LEMaC, en busca de analizar desde un punto de vista técnico las implicancias viales y potencialidades de las pruebas piloto realizadas en campo a partir de la aplicación del residuo en las vías no pavimentadas de la zona.

2 MATERIALES

Los dos materiales imprescindibles para las prácticas fueron el "desgomado de soja" y suelo arenoso obtenido de la región en cuestión. Además, se emplearon contenidos de agua para diluir el producto y ejecutar la dosificación que se desarrolla en el apartado 3 "Procedimiento".

2.1 *El "desgomado de soja"*

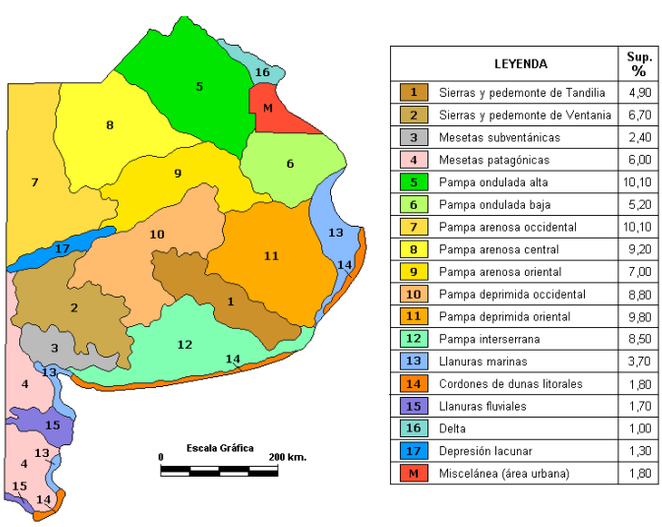
En las instalaciones de la empresa América Pampa S.A. (Figura 1), ubicada en el Partido de Rivadavia, se efectúa la extracción del aceite de soja de la cual se obtiene este producto. Es de color amarillo, con un aspecto gomoso artificial, que al dejarlo en reposo se genera un aceite residual en estado líquido en el fondo. Durante una visita a dicha planta, personal del LEMaC realiza la toma de una muestra representativa de dicho material (Figura 2).

Figura 1. Planta de extracción de aceite de soja. Fuente: elaboración propia

Figura 2. Muestra de desgomado de soja en el laboratorio. Fuente: elaboración propia

2.2 *Suelo arenoso*

El suelo natural a ser tratado es de tipo arenoso y responde a la tipología típica de suelos naturales del oeste de la Provincia de Buenos Aires (Figura 3). A los fines de la investigación el tipo de clasificación empleada es la H.R.B - Highway Research Board, según Normas de Ensayo de la Dirección Nacional de Vialidad VN-E1, VN-E2 y VN-E3; este sistema se basa en el comportamiento de los suelos utilizados en obras viales según su capacidad portante y condiciones de servicio, a partir de la determinación de su composición granulométrica y estados límites en cuando a contenido de humedad.
Se determina que el material empleado es un suelo tipo A-2, de acuerdo con la Clasificación HRB. Lo cual indica un aceptable comportamiento como subrasante bajo determinadas condiciones.



	LEYENDA	Sup. %
1	Sierras y pedemonte de Tandilia	4,90
2	Sierras y pedemonte de Ventania	6,70
3	Mesetas subventánicas	2,40
4	Mesetas patagónicas	6,00
5	Pampa ondulada alta	10,10
6	Pampa ondulada baja	5,20
7	Pampa arenosa occidental	10,10
8	Pampa arenosa central	9,20
9	Pampa arenosa oriental	7,00
10	Pampa deprimida occidental	8,80
11	Pampa deprimida oriental	9,80
12	Pampa interserrana	8,50
13	Llanuras marinas	3,70
14	Cordones de dunas litorales	1,80
15	Llanuras fluviales	1,70
16	Delta	1,00
17	Depresión lacunar	1,30
M	Miscelánea (área urbana)	1,80

Figura 3. Mapa de suelos de Buenos Aires. Fuente: http://anterior.inta.gov.ar/suelos/cartas/index.htm

De acuerdo a la Norma VN-E4 (DNV, 2001), los suelos A-2 son inferiores a los A-1 por su pobre gradación o inferior ligante, o ambos aspectos a la vez, y pueden ser muy estables con drenaje satisfactorio. En relación con la cantidad y calidad del ligante, pueden perder capacidad estructural con la humedad y presentarse sueltos y polvorientos en épocas de sequías; algunos son dañados por las heladas. Bien arenados y compactados, pueden servir de bases y utilizados como superficie de rodamiento pueden perder estabilidad por efectos de la saturación capilar o falta de drenaje. La calidad de los suelos A-2, en algunas de sus variantes, como bases varía desde buena, cuando el porcentaje de material que pasa por el tamiz IRAM 75 micrómetros (Nº 200) es bajo, hasta dudosa, con alto porcentaje pasando aquel tamiz e Índice de Plasticidad mayor de 10. Generalmente los suelos A-2 son adecuados para cubrir subrasantes muy plásticas, cuando se construya un pavimento de hormigón.

3 PROCEDIMIENTO

En las experiencias piloto realizadas por el Municipio, para su aplicación en el mejorado de las vías de suelo arenoso, se emplea el desgomado de soja diluido en agua y es distribuido mediante una barra regadora montada debajo de una cisterna en busca de un esparcido lo más homogéneo posible sobre la superficie del camino en tratamiento (Figura 4).

Figura 4. Distribución en obra del desgomado de soja diluido. Fuente: Secretaría de Obras Públicas, Municipio de Rivadavia

En estas pruebas el Municipio pudo determinar dos parámetros importantes en cuanto a procedimientos: dilución y dotación.

3.1 *Dilución*

La ración de agua a incorporar debe ser tal que permita su mezclado y distribución, pero a su vez en la menor cantidad posible para no perder las potenciales propiedades que el desgomado de soja pueda tener. Se obtuvo como grado de dilución mínimo empleado en obra una mezcla en volumen de 40 % de desgomado de soja con 60 % de agua (Figura 5).

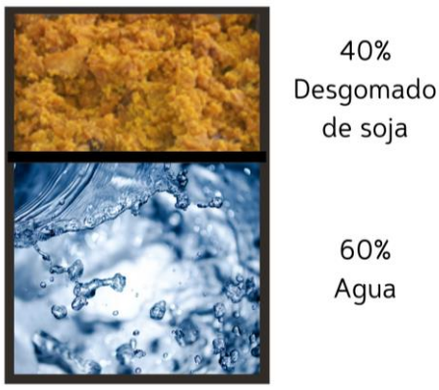


Figura 5. Grado de dilución mínimo. Fuente: elaboración propia

3.2 *Dotación*

La dotación empleada en obra ha sido determinada de manera empírica como 11,4 g de desgomado de soja por cada 1000 g de suelo seco a ser tratado, denominada a los efectos de este trabajo como Dosis Oficial. Se debe tener en cuenta que a los 11,4 g de desgomado de soja se le debe incorporar el agua de diluido en su proporción mínima de 40/60 de volumen, es decir, cada 11,4 g de producto se dosificará 17,1 g de agua (Figura 6).

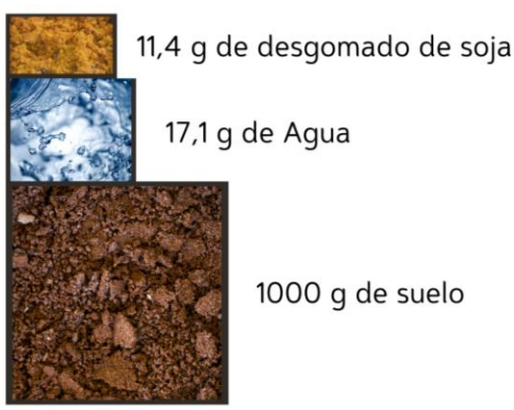


Figura 6. Dosis Oficial. Fuente: elaboración propia

4 METODOLOGÍA DE ESTUDIO Y RESULTADOS

Ingresadas las muestras se propone una estrategia para el estudio de las mismas, la cual consiste en realizar distintos tipos de evaluaciones que puedan indicar la respuesta a cada tipo de solicitación. Se desarrollaron tres evaluaciones: respuesta estructural, deterioro en función del tiempo y procedimientos de erosión.

4.1 *Respuesta estructural*

Una manera de evaluar la respuesta estructural vial de tratamientos como el de referencia, es mediante el ensayo de V.S.R. – Valor Soporte Relativo. Este ensayo en su versión de "embebido por 96 horas", realizado según la Norma de Ensayo de la Dirección Nacional de Vialidad VN-E6, permite establecer la respuesta estructural mínima a ser registrada por un material de estas características, en la situación de saturación de la capa. Además, registra el Hinch – Hinchamiento que sufre desde la Hopt - Humedad Optima del material hasta la Hsat - Humedad de Saturación del ensayo. Se trata de un análisis que se pone del lado de la seguridad en cuanto a la cuantificación de esta respuesta estructural. Las probetas a ser ensayadas para la obtención del V.S.R. y el Hinch pueden ser moldeadas de diversas maneras, una de las más habituales en suelos finos (y que es la que se toma de referencia) es cuando el moldeo se efectúa de manera estática a la Hopt y el 100 % de la Dsmax - Densidad Seca Máxima, obtenidas con el Ensayo Proctor correspondiente (en este caso se ha decidido sea del Tipo I, según la Norma VN-E5).
Dentro de las técnicas indicadas en la norma, cabe señalar una adaptación de procedimientos que se ha decidido utilizar para este estudio en particular. Esta adaptación consiste en que las probetas moldeadas de acuerdo con lo señalado, es decir a la Hopt correspondiente, se las somete a un curado de 24 horas en estufa a 60 °C, para permitir que se produzca luego el efecto de impermeabilización. Este efecto se presume se da en obra por la incorporación del desgomado de soja. El curado en laboratorio descripto simula el que se registraría luego de 14 días en obra, ante situaciones climáticas normales y sin tránsito en exceso.
Para comenzar con el estudio la primera determinación que se toma es la variación en el contenido de desgomado de soja empleado para observar si un valor mayor puede resultar en mejores aptitudes viales. De este modo se plantean tres situaciones: Suelo arenoso solo denominada "A", suelo arenoso más la dosis oficial de desgomado de soja denominada "A+DO" y suelo arenoso más el doble de la dosis oficial de desgomado de soja denominada "A+DO x2".
Para las tres Situaciones se efectuaron Ensayos Proctor Tipo I obteniéndose valores similares en cuando a Dsmax y Hopt, por lo cual se decide tomar los valores promedios de referencia que se observan en la Tabla 1.
Una vez obtenidos estos valores se procede a efectuar las tres Situaciones aplicadas al ensayo de Valor Soporte Relativo (del tipo "densidad prefijada" al 100 % de la Dsmax, embebido durante 96 horas) obteniéndose los resultados que se vuelcan en la Tabla 2.

Situación	Ds Máx (g/cm³)	Hopt (%)
A	1,807	11,0
A+DO		
A+DO x2		

Tabla 1. Valores Proctor de referencia. Fuente: elaboración propia

Situación	V.S.R. (%)	Hinch (%)
A	16	0,08
A+DO	18	0,08
A+DO x2	18	0,10

Tabla 2. Valores Proctor de referencia. Fuente: elaboración propia

Los resultados obtenidos se observan relativamente coincidentes lo cual permite deducir que, de existir un efecto impermeabilizante aportado por el desgomado de soja, el embebido de 96 horas hasta la saturación lo contrarresta. Por lo tanto, es necesario analizar si existe para esta tipología de suelo un estado intermedio en el cual se evidencie un grado de impermeabilidad aportado por el desgomado de soja, aunque menor al exigible para evitar la saturación de la capa. Para ello se moldean probetas de acuerdo con el procedimiento ya descripto sobre las cuales, una vez curadas, se vierten 1000 cm^3 de agua que se deja que drenen hacia la estructura durante 3 horas. Al ser ensayadas estas probetas se vuelven a registrar resultados de V.S.R. similares a los obtenidos en la experiencia original, de este modo queda ratificado que para la tipología de suelo arenoso no es probable utilizar el desgomado de soja como un producto "estabilizante", de acuerdo a lo que convencionalmente se considera para los mismos.

4.2 *Deterioro en función del tiempo*

Es posible continuar los estudios al buscar para esta tipología de suelos si existe otro tipo de aporte cuantificable. Para conducir este análisis se recurre al moldeo de probetas a la Dsmax y la Hopt ya establecidas, y de acuerdo al Procedimiento LEMaC-B05/15 de la "Guía de metodologías y procedimientos para uso vial desarrolladas en el LEMaC - Edición 2019" (ISBN 978-987-4998-27-9). Esta práctica consiste en sumergir totalmente las probetas y establecer de manera visual, a partir del cronometrado de la experiencia, el grado de deterioro que registran en función del tiempo. Llevada al caso de las tres Situaciones propuestas se logra establecer el disgregado total de la probeta de la "Situación A" antes de los 10 minutos de sumergida, mientras que en el mismo lapso las probetas de la "Situación A+DO" y "Situación A+DO x2" sólo registran una leve disminución de su resistencia a la desintegración (Figura 7). La experiencia permite arribar a una serie de conclusiones desde el punto de vista vial detalladas en el apartado 5 "Conclusiones y recomendaciones".

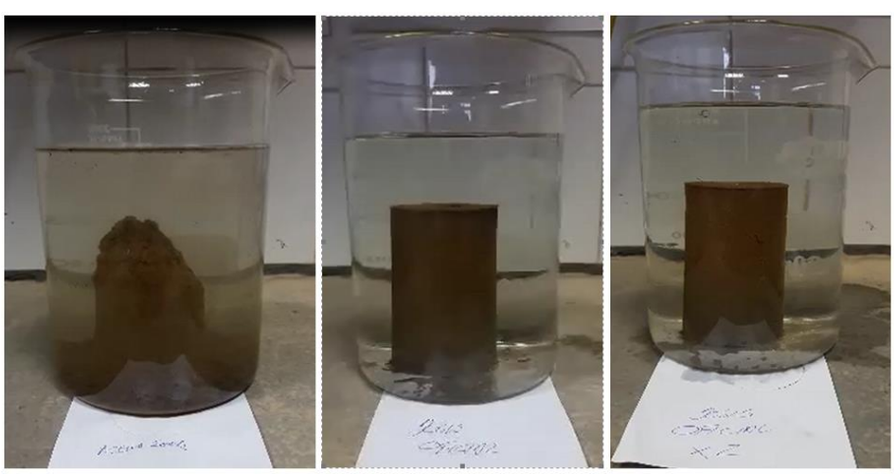


Figura 7. Probetas luego de 10 minutos de sumergidas. Fuente: elaboración propia

4.3 *Procedimientos de erosión*

Finalmente se analiza el potencial de empleo de desgomado de soja, en esta tipología de suelo, como un producto paliativo de polvo. Para ello se efectúa con las tres Situaciones ya descriptas el análisis

mediante el Procedimiento LEMaC-B04/13, también volcado en la "Guía de metodologías y procedimientos para uso vial desarrolladas en el LEMaC (Edición 2019)". Mediante este procedimiento se erosionan las probetas moldeadas mediante un flujo forzado de arena monogranular, durante un cierto lapso de tiempo.
El equipo (Figura 8) y la acción generada surgen de la adaptación y simplificación de un instructivo de trabajo, utilizado para fines militares, llevada a cabo en el LEMaC (Rivera et al., 2014).

Figura 8. Imágenes del dispositivo de ensayo adaptado. Fuente: elaboración propia

Se puede señalar que el equipo consiste en una cámara de viento sellada para evitar la salida del polvo durante el ensayo y dividida en dos compartimentos. En uno de dichos compartimentos se encuentra el equipo generador del flujo de aire que alcanza 240 km/h, se trata básicamente de un soplador/aspirador de hojas de los que comúnmente se encuentran en el mercado. En este caso en particular el equipo es de marca Black&Decker de 1.500 W. En el otro compartimento se ubica la probeta a ser ensayada, para lo cual se la coloca debajo de una boquilla metálica de apertura rectangular de 16,1 cm de ancho y 2,5 cm de alto. Un conducto de retorno permite la circulación del aire desde la cámara de ensayo hacia el ventilador eléctrico para equilibrar la presión. La corriente de aire se aplica a 2,5 cm de altura sobre la probeta y en un ángulo de 20º con respecto a la horizontal. En la foto superior de la Figura 11 puede

observarse una vista parcial del equipo, ubicándose a la derecha el compartimento que contiene al equipo soplador y a la izquierda la cámara en la que se coloca la probeta a ser ensayada; en cuya parte superior se alcanza a ver el embudo por el cual se vierte la arena durante el ensayo. En la foto inferior izquierda se puede observar el ángulo de acción entre la boquilla y la probeta ubicada en su posición de ensayo y la caja donde cae la arena vertida para ser arrastrada libremente hacia la boquilla por el flujo de aire. Finalmente, en la foto inferior derecha se observa un detalle de la boquilla durante el proceso de fabricación del equipo.
Se obtiene como resultados de esta experiencia, los que se vuelcan en la Tabla 3 y en la Figura 9 se observan imágenes de las probetas una vez ensayadas.

Situación	Perdida por Erosión (%)
A	26,8
A+DO	10,9
A+DO x2	11,0

Tabla 3. Resultados de Pérdida por Erosión. Fuente: elaboración propia

Figura 8. Probetas luego del ensayo, de izq. a der.: “A”, “A+DO” y “A+DO x2”. Fuente: elaboración propia

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los análisis efectuados permiten arribar a las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- *Para los suelos arenosos, el aporte de desgomado de soja no puede considerarse como un “estabilizante”, de acuerdo a lo que convencionalmente se entiende en tal sentido, pues ante la saturación de la capa no se registra un incremento del aporte estructural por su empleo.*

- *Si, en cambio, puede establecerse que aporta un grado al menos de impermeabilización que puede justificar su uso, desde el punto de vista vial, en políticas periódicas de conservación de vías mejoradas. Esto se debe a que, al dotar la capa de un grado de resistencia a la desintegración, puede deducirse que se reduce la posibilidad de erosión y deformación de la misma, cuando se toman los recaudos necesarios.*

- *En tal sentido, la Dosis Oficial parece ser suficiente, pues los resultados obtenidos con ésta son similares a los que se obtienen duplicándola.*

- *Los recaudos enunciados, se recomienda, sean el utilizar pendientes transversales en el perfilado de las vías mejoradas de al menos el 2 %, con adecuados drenajes laterales. Además, tratar al menos los 10 cm superficiales con el desgomado de soja (incorporando las mejoras en el mezclado ya citadas para la tipología anterior), con riegos en la Dosis Oficial con una recurrencia de entre 3 a 6 meses; la cual debe ser ajustada de acuerdo a la experiencia en obra.*

- *Se observa también que el desgomado de soja posee un efecto relativo como paliativo de polvo; razón por la cual se puede considerar un aporte adicional al mencionado en su empleo en tareas de conservación sobre este tipo de suelos. Para obtener resultados en relación a este efecto, también es suficiente con el empleo de la Dosis Oficial; pues al duplicar la misma no se registra disminución en la pérdida por erosión.*

6 REFERENCIAS

DNV (2001). Normas de Ensayo. Dirección Nacional de Vialidad. Argentina.

LEMaC (2019). Guía de metodologías y procedimientos para uso vial desarrollados en el LEMaC – Centro de Investigaciones Viales (edición 2019). Editorial edUTecNe, ISBN 978-987-4998-27-9, Facultad Regional La Plata, Universidad Tecnológica Nacional, Argentina.

RIVERA, J. J., BOTASSO, H. G., ALDERETE, N., & CELI, I. (2014). Propuesta metodológica de análisis de productos paliativos de polvo en vías no pavimentadas para mejoras en la seguridad vial. Revista Cubana de Ingeniería, 5(1), 5-10.

Análisis comparativo de la adhesión parcial en el contexto del diseño mecanicista-empírico

C. M. Toffoli y M. M. Farias

190070561@aluno.unb.br; muniz@unb.br

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Brasilia. Brasília, Brasil.

L. G. R. Mello

luizguilherme@unb.br

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Brasilia. Brasília, Brasil.

RESUMEN: No contexto do dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos, diversos estudos indicam a necessidade da modelagem adequada da condição de aderência na interface entre suas camadas. Muitas soluções teóricas e numéricas assumem as condições extremas de não aderência ou de aderência total entre algumas camadas. A condição real, porém, é de um estado intermediário entre os extremos citados. A importância deste quesito está na previsão mais realista e mais segura de danos e da vida útil da estrutura dimensionada. Nesse contexto, aplica-se diferentes condições de aderência intermediária entre a camada de revestimento e de base, utilizando a solução analítica de Boussinesq para sistemas elásticos em camadas. Por meio destas análises compara-se resultados de tensão cisalhante, deslocamento na fronteira e na superfície do pavimento, além do número de repetição de carga até a fadiga da estrutura. Dessa forma é possível melhorar a compreensão de um método de quantificação dessa aderência intermediária entre a camada de rolamento e a de base e propor uma forma mais adequada de quantificá-la.

Palabras clave: Aderência, Sistema elástico em camadas, Dimensionamento mecanístico-empírico, *software* MeDiNa.

1 INTRODUÇÃO

Em qualquer método, dimensionar um pavimento significa obter uma quantidade de camadas, suas respectivas espessuras e materiais [1]. Nesse contexto, o método mecanístico-empírico consiste em etapas ordenadas para que esse objetivo seja atingido. Em linhas gerais, o método requer conhecer os parâmetros relativos dos materiais, geralmente o módulo de resiliência ou o módulo complexo, a influência do clima local, o tráfego e sua variação. Dessa forma, é possível propor uma estrutura inicial, a qual tem seu comportamento descrito pela teoria da elasticidade. Para que seja possível traduzir esses valores em danos e introduzi-los em modelos de desempenho, faz-se uso, então, de funções de transferência. Caso os resultados não atendam à expectativa de vida útil estipulada no início, repete-se o processo com alterações na estrutura inicial, iterando-se até que seja atingido resultado satisfatório.

O dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos geralmente utiliza solução analítica ou numérica para calcular as tensões e deformações que ocorrem na estrutura. Uma solução analítica para a estrutura em camadas é a proposta por [2]. Ela é utilizada por diversos programas, entre eles o WinJulea e o AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas). Esse segundo é parte integrante do conjunto de softwares desenvolvidos pelo DNIT em parceria com a COPPE-RJ para suceder o método puramente empírico previamente utilizado em dimensionamentos no país. O conjunto inclui o módulo principal, chamado de MeDiNa, responsável pelo dimensionamento e verificação de pavimentos, o BackMeDiNa, responsável por eventuais retroanálises e, por fim, o AEMC, rotina que realiza os cálculos mecanicistas do pacote. Os programas são gratuitos e estão disponíveis no site do DNIT [3].

Nesse contexto, para calcular a solução analítica citada, faz-se uso das condições de contorno e de continuidade do sistema, que são impostas ao problema para que as equações obtidas possuam solução fechada. Essas condições, portanto, consistem em adicionar equações que descrevem partes conhecidas do funcionamento do sistema de camadas e suas adjacências. A aderência entre as camadas, por exemplo, configura as condições de continuidade nas interfaces internas do sistema. Assim se define qual a relação entre o deslocamento causado pelas tensões cisalhantes da camada superior e inferior.

Caso as camadas sejam perfeitamente aderidas entre si, o deslocamento relativo entre elas será nulo e a tensão cisalhante será igual nas duas fronteiras. Portanto, ter-se-á uma igualdade entre as equações que calculam o deslocamento de cada uma dessas camadas e também entre as equações que calculam as tensões cisalhantes.

Para o caso de camadas que deslizam perfeitamente entre si, ou seja, sem aderência nenhuma, as duas equações disponíveis decorrem de a tensão cisalhante ser nula em ambas fronteiras. Dessa forma tem-se as duas equações que calculam tensão cisalhante igualadas a zero.

Apesar de terem sido descritas apenas as situações para interface entre camadas totalmente aderidas ou não-aderidas por enquanto, essas duas configurações são improváveis de serem observadas em campo. Um dos motivos é que nem sempre se observa a completa atuação da camada de ligante executada entre as camadas ou a conexão total entre elas mesmo sem ligação extra. Dessa forma, sua consideração pode induzir imprecisões no processo de dimensionamento [4].

Diversos autores [5], [6], [7], [8] demonstram que o tratamento dado à condição de aderência na fronteira das camadas de fato tem influência elevada no dano resultante no pavimento calculado pelo método mecanístico-empírico, tendo em vista sua participação ativa e fundamental na redistribuição de tensões na estrutura. Caso seja assumido que as camadas são perfeitamente ligadas entre si e haja perda dessa ligação entre duas delas, estima-se que a perda de vida útil do pavimento esteja entre dois quintos e cinco sextos, situação na qual um pavimento apresentaria apenas um sexto da vida útil para o qual foi projetado [6].

Nesse contexto, o programa AEMC permite que seja informado um coeficiente entre 0 e 1 para caracterizar a aderência entre cada duas camadas. Este tem origem em [9] e se baseia na lei constitutiva de Goodman. A estratégia de cálculo consiste na suposição de uma mola perfeitamente elástica e sem peso próprio entre a interface das camadas. Dessa forma, esse coeficiente traduz a proporcionalidade entre a tensão cisalhante atuante e o consequente deslocamento relativo.

Para facilitar seu uso, tendo em vista a possível ocorrência de valores infinitos para o coeficiente, faz-se uso da seguinte equação:

$$k_i = \frac{l_i}{1-l_i} \qquad (1)$$

onde k_i é o módulo de rigidez da mola e l_i é um parâmetro intermediário utilizado. Observa-se que para aderência total, l_i é igual a 1, enquanto para ausência de aderência, o valor a ser adotado deve ser 0 [9].

Neste artigo pretende-se investigar diferentes condições de aderência para uma mesma estrutura de pavimento, utilizando diferentes valores de l_i. Dessa forma, será realizada análise para observar a sensibilidade das tensões e deformações calculadas às condições de aderência entre a camada de rolamento e a base.

2 METODOLOGIA

Foram realizadas análises tensão-deformação para uma estrutura hipotética de pavimento detalhada na Tabela 1. Em cada uma delas variou-se o coeficiente de aderência l_i descrito na equação (1) para ser possível observar seu comportamento. A variação se deu apenas na aderência presente na interface entre a base e a camada de rolamento. Considerou-se que não há aderência nas outras interfaces presentes, sendo elas subleito/sub-base e sub-base/base. Quanto ao carregamento utilizado nas análises, este foi estático e igualmente constante e igual a um eixo padrão rodoviário para todos os cenários.

Tabela 1. Características do pavimento hipotético simulado.

Camada	Material	Espessura [cm]	Módulo de Resiliência [MPa]	Coeficiente de Poisson
Rolamento	CBUQ faixa B	13.5	4138	0.25
Base	BGTC 3%	20.0	3793	0.18
Sub-base	Mistura solo-brita cimento	20.0	359	0.35
Subleito	Solo argiloso	-	276	0.45

Para realizar os cálculos foi utilizado o *software* AEMC descrito na introdução, o qual é responsável pelo cálculo analítico das tensões e deformações no MeDiNa, o programa do DNIT (Departamento de Infraestrutura de Transportes), que dimensiona pavimentos por meio do método mecanístico-empírico.
Além disso, a estrutura foi simulada em um programa de elementos finitos, o RS2 2019 da empresa canadense Rocscience. Nele foram utilizados os mesmos parâmetros dos materiais e modelou-se as interfaces como juntas, recurso sugerido pelo manual do programa para tal. Para caracterizar essas juntas, são fornecidas sua rigidez normal e à tração. Assim, utilizou-se um valor elevado (10^8 MPa/m) para rigidez normal e variou-se a rigidez cisalhante da interface entre camada asfáltica e base, à qual corresponde ao *ki* da equação (1). Dessa forma é possível comparar os resultados dos programas e as duas diferentes abordagens de modelagem da interface. Para as juntas entre as outras camadas, considerou-se que não há resistência cisalhante. (k_i)
De posse das saídas dos programas foi possível utilizar o modelo do *Asphalt Institute* apresentado na equação abaixo para obter o número de repetições de carga até a fadiga do revestimento (N_f).

$$N_f = 0.0796 \cdot (\varepsilon_t)^{-3.291} \cdot (E_{ac})^{-0.854} \qquad (2)$$

Na equação 2, E_{ac} é o módulo de resiliência do material da camada de rolamento em *psi* (*pounds per square inches*) e ε_t é a magnitude da deformação de tração observada na base da camada de concreto asfáltico.

Comparou-se, então, os valores de N_f obtidos para as mesmas rigidezes da interface entre camada asfáltica e base obtidos pelas duas técnicas. Além disso, foi possível conectar os diferentes valores de repetição de carga à variação do coeficiente de aderência. Por fim, da observação dos dados, propõe-se uma forma mais sensível e direta de caracterizar a aderência.

3 RESULTADOS

Inicialmente, compara-se as tensões de cisalhamento e respectivos deslocamentos ao longo da junta cujo coeficiente foi variado, aquela entre a camada asfáltica e a base, ambas obtidas com o RS2. As diferentes cores de linha na Figura 1 e na Figura 2 representam diferentes valores da rigidez a cisalhamento (k_i). Apesar de o modelo possuir 5 metros de largura, apresenta-se apenas os 1,5 primeiros para as tensões na Figura 1 e 3 primeiros para os deslocamentos Figura 2, pois neles que se dá as variações significativas das variáveis de interesse.

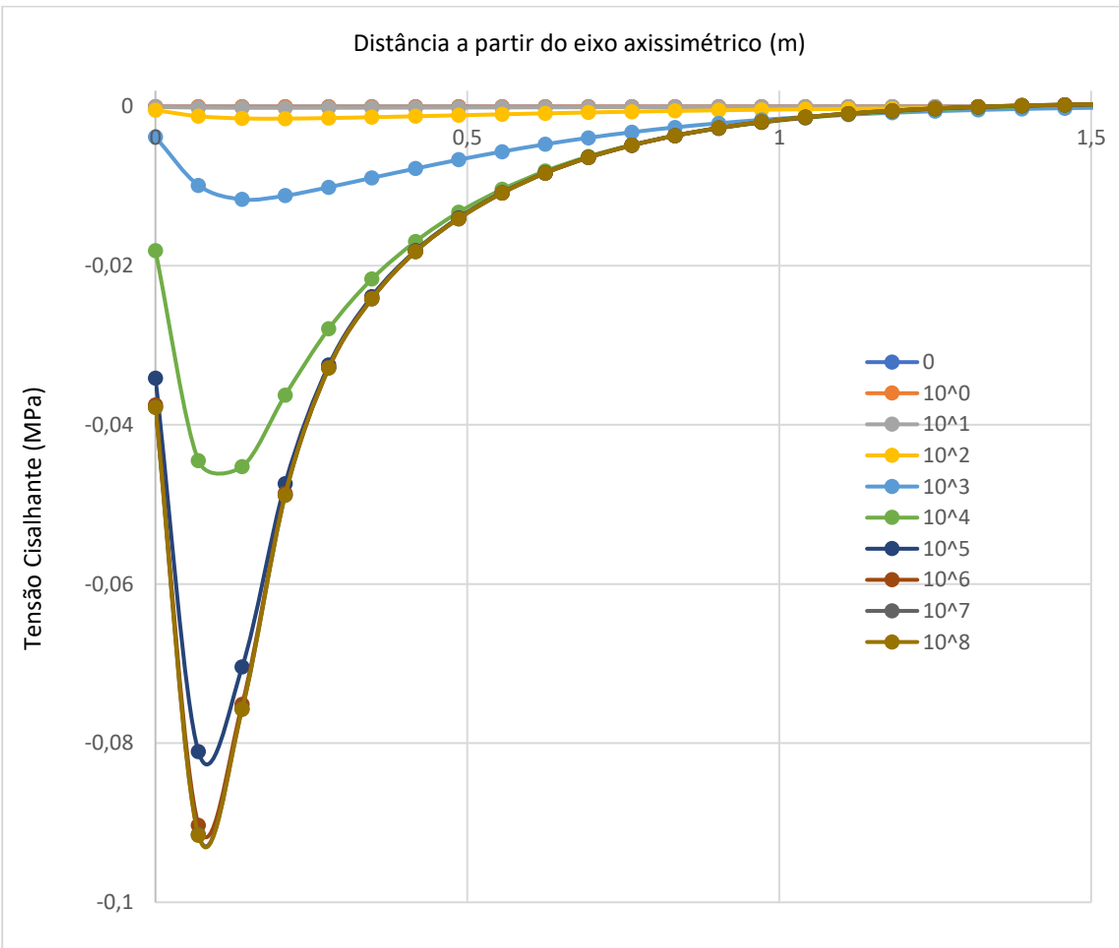


Figura 1 - Tensões cisalhantes na interface entre camada asfáltica e base.

Pelos gráficos é perceptível que o aumento da rigidez cisalhante da interface aumenta proporcionalmente às tensões que através dela se propagam. Consequentemente, como parte do mesmo fenômeno, os

deslocamentos devidos à tensão cisalhante diminuem. Assim, a melhor ligação entre as camadas de um pavimento faz com que a camada acima consiga redistribuir de forma mais efetiva a tensão cisalhante para a camada abaixo, resultando em uma estrutura mais competente e com menos deslocamentos.
Além disso, observa-se na Figura 1 e na Figura 2 a necessidade da modelagem verossímil da interface, pois fica nítido que essa caracterização altera a forma como a estrutura responde ao carregamento, e consequentemente seu dimensionamento.

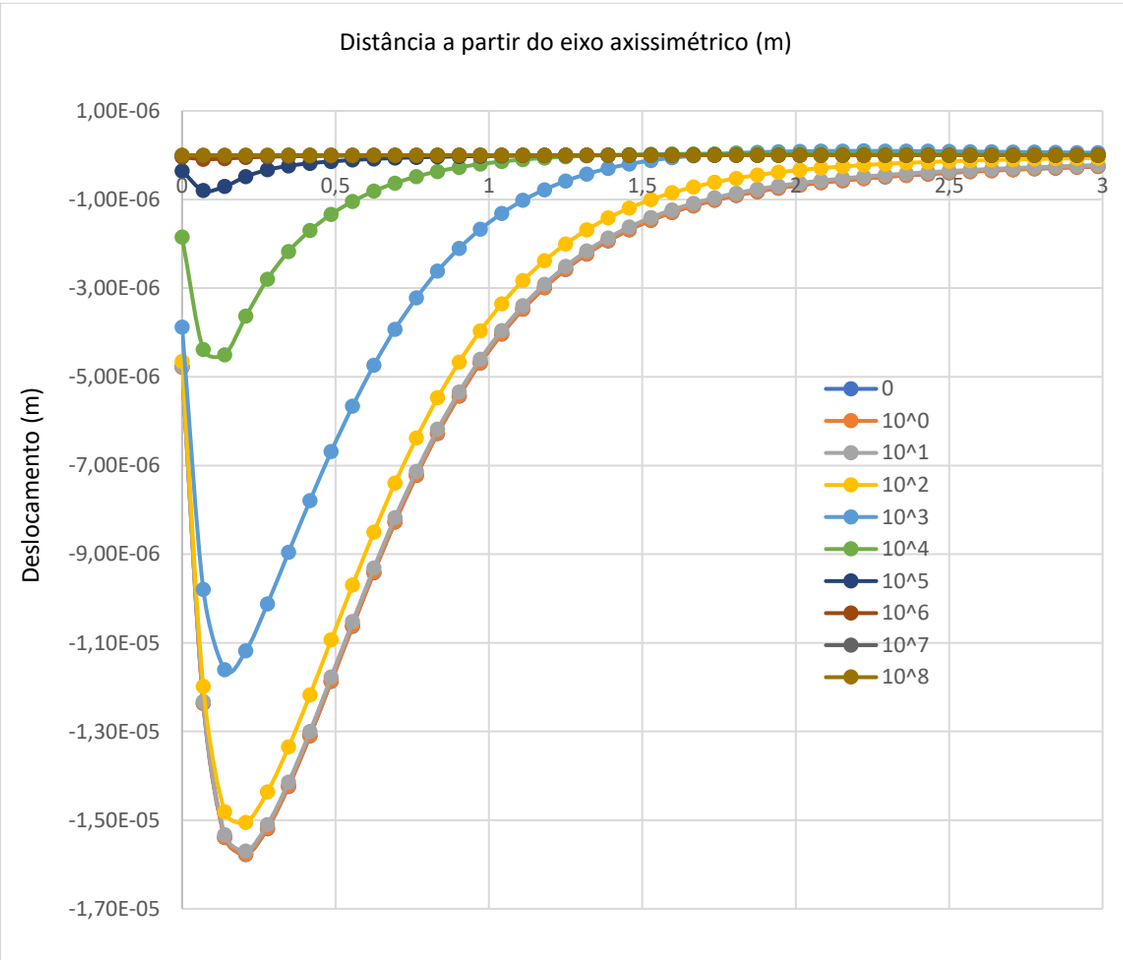


Figura 2 – Deslocamentos relativo na interface entre camada asfáltica e base.

Apresenta-se na Tabela 2 a deformação na base da camada de rolamento (ε) e o consequente número de repetição de carga para a fadiga (N_f) para cada um dos coeficientes de aderência (I_i) inseridos e técnicas utilizadas. O referencial adotado indica deformações de tração como negativas e de compressão como positivas. Na última coluna da Tabela 2 apresenta-se a diferença percentual de N_f observado entre os dois diferentes métodos para uma mesma rigidez à cisalhamento.

Tabela 2. Entradas e saídas dos cálculos analíticos para as diferentes condições de aderência entre camada de rolamento e base.

l_i	k_i	ε (AEMC)	N_f (AEMC)	ε (RS2)	N_f (RS2)	ΔN_f (%)
0.00	0	-7.98·10-5	1.05E+06	-7.26·10-5	1.44E+06	0.39E+06
0.50	10^0	-7.98·10-5	1.05E+06	-7.26·10-5	2.11E+06	10.5E+06
0.91	10^1	-7.97·10-5	1.08E+06	-6.46·10-5	1.64E+06	0.56E+06
0.99	10^2	-7.90·10-5	1.38E+06	-6.97·10-5	3.72E+06	2.34E+06
0.999	10^3	-7.34·10-5	4.38E+06	-5.43·10-5	31.26E+06	26.88E+06
0.9999	10^4	-5.17·10-5	51.81E+06	-2.85·10-5	157.65E+06	105.84E+06
0.99999	10^5	-2.44·10-5	805.48E+06	-1.74·10-5	633.96E+06	171.51E+06
0.999999	10^6	-1.06·10-5	805.48E+06	-1.14·10-5	975.74E+06	170.26E+06
0.9999999	10^7	-1.06·10-5	805.48E+06	-1.00·10-5	975.74E+06	170.26E+06
0.99999999	10^8	-1.06·10-5	805.48E+06	-1.00·10-5	975.74E+06	170.26E+06
1.0	∞	-1.06·10-5	805.48E+06	-	-	

Observa-se na Figura 3 que a tendência do comportamento para os dois métodos é semelhante, bem como a das deformações de tração observadas. Além disso, é nítido que o aumento da aderência entre a camada asfáltica e base leva à menores deformações de tração, bem como um maior número equivalente de operações do eixo simples de rodas duplas acumulado para que se atinja a ruptura por fadiga do revestimento

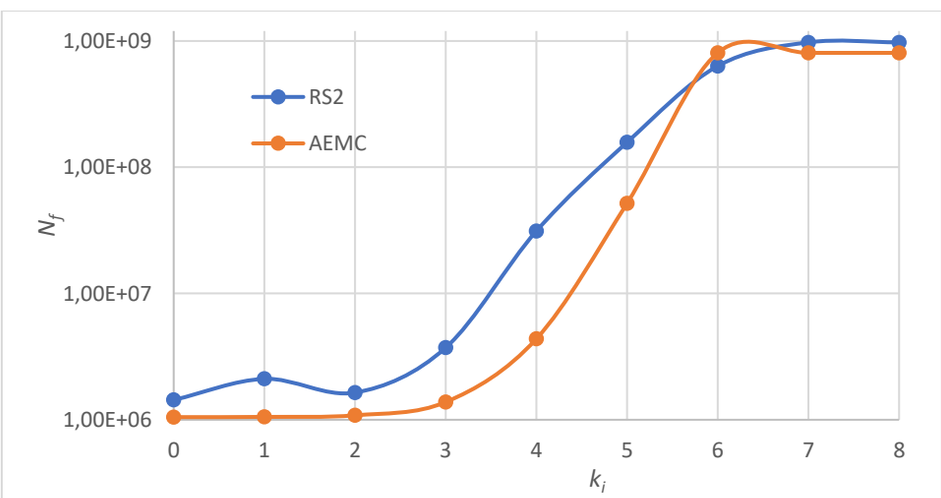


Figura 3 - Diferença entre os N_f obtidos pelo AEMC e o RS2 para os diferentes k_i.

Quanto ao uso do coeficiente l_i, é nítido pelos resultados do AEMC que as variações de número de fadiga ocorrem de forma significativa apenas quando o coeficiente de aderência já atingiu valores acima de 0.9, conforme gráfico apresentado na Figura 4. Observa-se que o eixo das ordenadas está em escala logarítmica. Dessa forma, percebe-se que o coeficiente por si só não é eficiente para inserir no cálculo analítico a condição de aderência parcial, pois o problema é pouco sensível a ele.

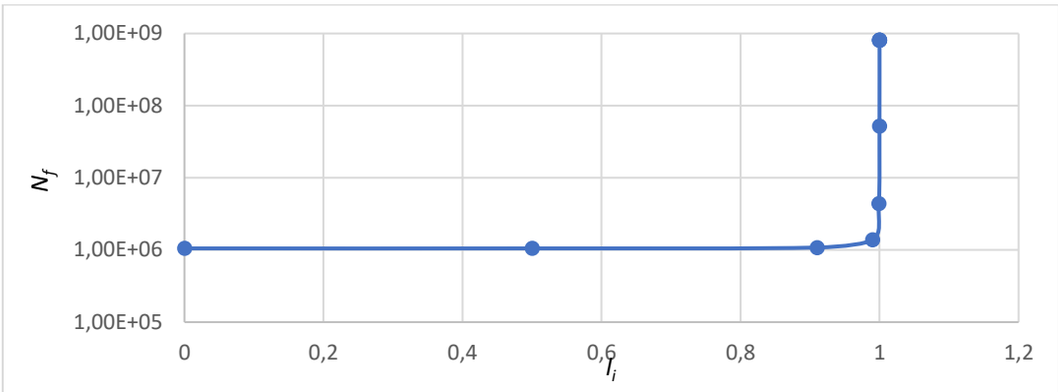


Figura 4 - Relação entre l_i e N_f.

Da última coluna da Tabela 2 é perceptível que um número proporcional à quantidade de algarismos significativos do coeficiente seria mais sensível à variação da aderência do que este de fato. Assim, propõe-se a seguinte equação para caracterizar o fenômeno:

$$l_i = 1 - 10^{-a} \qquad (3)$$

Na equação 3 o coeficiente *a* é um candidato a descrever a aderência parcial, mesmo que seja usado como valor de entrada para obter l_i, a ser posteriormente convertido no módulo da mola imaginária. Apresenta-se na Tabela 3 a relação entre os coeficientes descritos. Demonstra-se na Figura 5 a variação do número de fadiga com o coeficiente *a*, no qual é perceptível a maior sensibilidade da relação. No intervalo entre o número constante de eixos máximo obtido para os menores e maiores valores da rigidez cisalhante, a variação é mais suave do que ao se utilizar o coeficiente l_i. Assim, o coeficiente é mais sensível e mais simples de ser utilizado, pois não requer o uso de elevada quantidade de algarismos significativos para representá-lo.

Tabela 3. Relação entre *a* e l_i.

l_i	*a*
0	0
0.5	0.30
0.91	1.05
0.99	2
0.999	3
0.9999	4
0.99999	5
0.999999	6
0.9999999	7

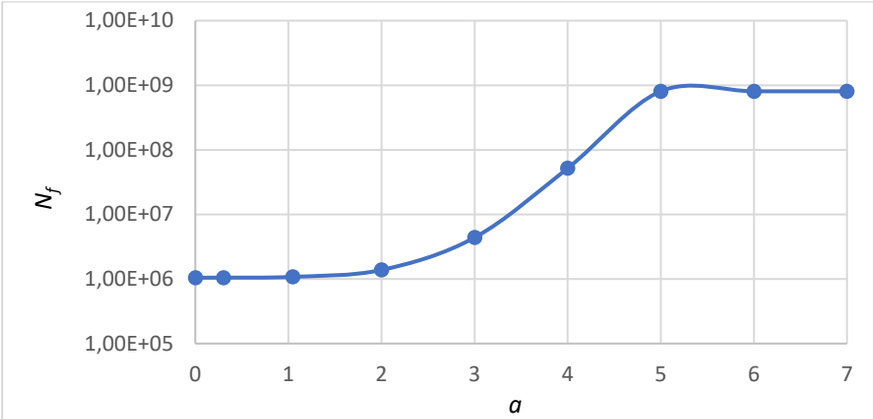


Figura 5 - Relação entre a e N_f.

A desvantagem desta abordagem está no fato de que o coeficiente a conduz o valor do módulo da mola a 0 quando a vale 0, mas não disponibiliza uma forma de conduzir o valor a infinito. Assim, seria necessário trocar o conjunto de equações de continuidade quando se desejar modelar aderência perfeita entre camadas, ou seja, com a interface propagando toda a tensão cisalhante que recebe e não apresentando qualquer deslocamento relativo. Tendo em vista que essa condição, conforme discutido na introdução, não é observada em campo, para algumas situações essa característica não se configuraria como uma desvantagem.

Observa-se, em resumo, que o coeficiente a informa a ordem de grandeza do módulo da mola imaginária que conecta as fronteiras das camadas da interface. Dessa forma, outra sugestão de coeficiente para caracterizar essa aderência parcial é simplesmente a ordem de grandeza do módulo da mola, sem relações e conexões com outros valores. A desvantagem está no fato de que, dessa forma, não há possibilidade de considerar a inexistência ou presença total do fenômeno. Poderia ser estabelecido, porém, um valor máximo para o coeficiente, o qual conduzisse a rigidez a infinito.

4 CONCLUSÕES

O presente artigo demonstra que o aumento da aderência entre camadas de uma estrutura de pavimento tem como consequência a redistribuição mais efetiva de tensões cisalhantes através das camadas. Consequentemente, esse aumento também conduz a níveis menores de deslocamento cisalhante na interface, ou seja, torna a estrutura mais competente.

Dessa forma, os resultados indicam a importância da modelagem verossímil da interface, pois fica nítido que essa caracterização altera a forma como a estrutura responde ao carregamento, e consequentemente seu dimensionamento.

Além disso, o estudo analisa a viabilidade e sensibilidade do uso do coeficiente l_i proposto por [8] para caracterizar a aderência parcial entre camadas de uma estrutura de pavimento. Conforme observado dos dados apresentados, o coeficiente não é sensível em suficiência para caracterizar o fenômeno, tendo em vista que a variação significativa do fenômeno físico ocorre em menos de 10% do domínio do coeficiente. Nesse contexto, sugere-se o uso de um outro coeficiente, denominado a, para descrever a interação entre camadas de pavimento. Por meio dos dados apresentados é perceptível que o fenômeno físico da aderência parcial é mais sensível a este novo coeficiente e mais bem distribuído em seu domínio, caracterizando-o como uma melhor opção.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Huang, Y. H, *Pavements Analysis and Design*, 2004, 2nd Ed., Prentice Hall Inc. New Jersey, E.U.A.

[2] Burmister, D. M., *The general theory of stresses and displacements in layered systems I*, Journal of applied physics, 1945, 16(2), pp: 89-94.

[3] https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/medina/solicitacao-de-download-do-medina

[4] Hariyadi E. S., Aurum K. P., Subagio B. S., *Theoretical Studies of Bonding Conditions at the Interface between Asphalt Pavement Layers*, Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, 10, 2013, pp: 1590-1597.

[5] Torquato S. A., Souza S. W. A. R., Soares J. B., *Método simplificado para a consideração de aderência entre camadas no dimensionamento de pavimentos asfálticos*. 33° Congresso de Ensino e Pesquisa em Transporte da ANPET, 2109, Balneário Camboriú, SC, pp: 1547-1556.

[6] Khweir K., Fordyce D., *Influence of layer bonding on the prediction of pavement life*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Transport, Thomas Telford Ltd, 2003, pp: 73-83.

[7] Chun S., Kim K., Greene J., Choubane B*., Evaluation of interlayer bonding condition on structural response characteristics of asphalt pavement using finite element analysis and full-scale field tests*, Construction and Building Materials, 2015, 96, pp: 307-318.

[8] Uzan J., Livneh M.; Eshed Y., *Investigation of adhesion properties between asphaltic-concrete layers*, Association of Asphalt Paving Technologists Proc., 1978.

[9] Uzan J., *Influence of the interface condition on stress distribution in a layered system (abridgement)*, Transportation Research Record, 616, 1976.

Caracterización geomecánica de capas recicladas cementadas. Comparación de los métodos de diseño de aplicación en Vialidad Nacional con modelos racionales

Jorge Ramoneda[1], Gustavo Bolla[2], Jerónimo Cruz[3] y Alejandro Sierra[4]

[1] Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Santa Fe y Dirección Nacional de Vialidad, 7mo Distrito Santa Fe. 27 de febrero 2199. Santa Fe (3000), Argentina
[2-3] Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Paraná. Laboratorio de Geotecnia y Asfaltos- Av. Almafuerte 1033, Entre Ríos (E3102SLK), Argentina
[4] Dirección Nacional de Vialidad, 17º Distrito Entre Ríos. Av. Almafuerte 1023. Entre Ríos (E3102SLK), Argentina

Mail de contacto: jeramoneda@yahoo.com.ar

RESUMEN. En este trabajo se presenta la comparación en el diseño estructural de la RN Nº12, tramo RN Nº 127 (km 511,711)- Hernandarias (km 543,21), aplicando el método AASHTO 93 (Vialidad Nacional) y un modelo racional. Para el desarrollo del método mecanicista se consideraron los ensayos de módulo resiliente obtenidos de las capas estructurales, los propios de resistencia a compresión simple realizados durante el transcurso de la obra de la base reciclada, así como también los espectros de carga característicos de la región centro litoral, en función de censos de carga auscultados en balanzas permanentes regionales. De la comparación de los resultados obtenidos se concluye sobre la importancia de actualizar los métodos de diseño que actualmente utiliza el organismo rector, y profundizar en el conocimiento de las propiedades geomecánicas de los materiales que intervienen en las distintas capas de la estructura vial.

ABSTRACT: This study deals with the comparison between the pavement structural design of RN Nº12, section RN Nº 127 (km 511,711) - Hernandarias (km 543,21), applying the AASHTO 93 Guide (Vialidad Nacional) and a Mechanistic method. For the development of the mechanistic method were considered the resilient modulus tests obtained from the structural layers, the simple compressive strength tests carried out during the construction of the recycled base, as well as the characteristic axel load spectrum based on result of monitored regional scales. The comparison of the results obtained, allowed us to conclude on the importance of updating the design methods currently used by Vialidad Nacional, and deepening the knowledge of the geomechanical properties of the materials.

Palabras clave: reciclado con cemento, método racional

Key words: cement threated base, mechanistic method.

1 INTRODUCCION

La Ruta Nacional 12 es una carretera que comunica a la región mesopotámica con el resto del país. Une las provincias de Misiones, Corrientes y Entre Ríos con la de Buenos Aires, con un traza que sigue en líneas generales la margen este de la totalidad del tramo argentino del río Paraná. Tiene una extensión de 1560 kilómetros. La sección analizada corresponde al tramo Empalme RN N° 127 (Km 511,71) - INT.R.P.7 (I) (A HERNANDARIAS) (Km 543,21). La sección adoptada fue intervenida mediante un contrato C.RE.MA denominado MALLA 502 que tuvo un total de 147Km intervenidos. La obra en trato comenzó en el mes de Julio 2008 y finalizó en noviembre de 2009. El objetivo del trabajo fue desarrollar una evaluación comparativa del diseño estructural mediante el procedimiento AASHTO 93 [1] y la metodología racional, considerando para ambos casos los antecedentes geomecánicos derivados del conocimiento de los materiales, mucho de los cuales fueron logrados durante el transcurso de la obra, principalmente de la base reclamada microfisurada, y de esta manera validar la importancia de profundizar en las propiedades mecánica de los materiales que más se aproximen a la performance en operación.

2 DESCRIPCIÓN DE LA CALZADA EXISTENTE

El pavimento flexible existente, previo a la obra, estaba conformado por el siguiente paquete estructural:

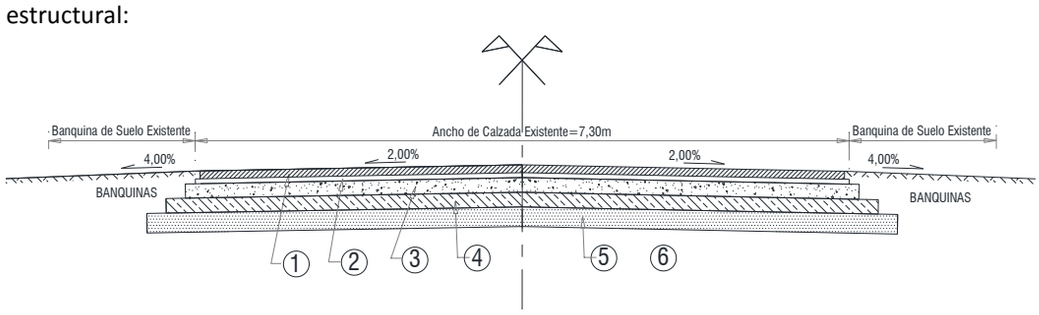


Figura 1. Estructura del pavimento existente

1- Carpeta bituminosa tipo Concreto Asfáltico en caliente, en 0,08m de espesor.
2- Carpeta granular calcáreo-arena-asfalto, en 0,05m de espesor.
3- Base granular calcárea (tosca), en 0,15m de espesor.
4- Sub Base granular calcárea (tosca), en 0,15 m de espesor.
5- Suelo seleccionado, espesor 0,20 m.
6- Subrasante.

3 DISEÑO ESTRUCTURAL PROYECTADO

La estructura vial propuesta consistía en reciclar las dos capas de concreto asfáltico superficiales, una conformada por arena- tosca- asfalto y la carpeta de rodamiento de concreto asfáltico (CAC) convencional, y un espesor parcial de la capa de base de tosca, para alcanzar un espesor total de 0,23m y 7,86m de ancho. Para conformar la capa reciclada también se adicionó agregado pétreo corrector y suelo. La estructura proyectada quedaba compuesta por las siguientes capas:

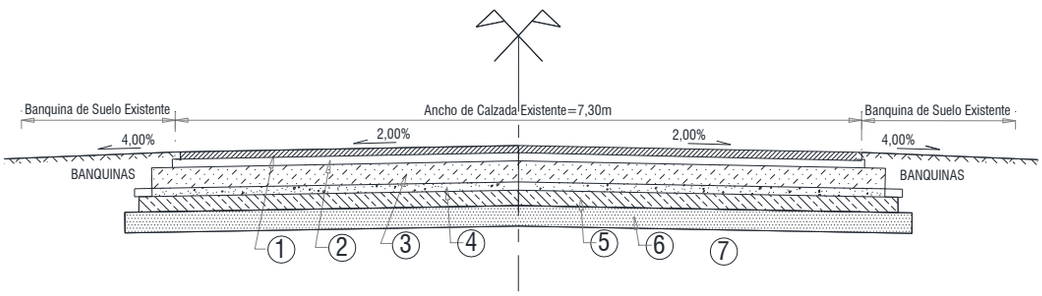


Figura 2. Estructura del pavimento proyectada

1- Carpeta bituminosa tipo Concreto Asfáltico (CA) en caliente, en 0,07m de espesor.
2- Base bituminosa tipo Concreto Asfáltico en caliente, en 0,08m de espesor.
3- Base granular reciclada con cemento, en 0,23m de espesor.
4- Base granular calcárea (tosca), en 0,08m de espesor.
5- Sub Base granular calcárea (tosca), en 0,15 m de espesor.
6- Suelo seleccionado, espesor 0,20 m.
7- Subrasante.

4 CARACTERIZACION DE LA ESTRUCTURA VIAL

4.1 Caracterización de los suelos de la subrasante

En la Tabla 1 se indican las principales características físicas y mecánicas de los suelos de la subrasante, en su estado natural y posteriormente a su estabilización con cal. Se puede observar que se trata de un suelo arcilloso de muy baja calidad para uso vial, con un alto potencial de expansión.

Tabla 1. Características de los suelos de la subrasante.

CUV (%)	LL (%)	IP (%)	M. O. (%)	DSM (g/cm3)	Hóp (%)	Clasf. HRB	VSR (%)	Hinch. (%)
0	43,5	22,7	5,72	1,488	22,50	A-7-6 (20)	6	3,3
2	37,3	9,7		1,407	26,70			
3	37,7	6,7		1,398	28,80			
5	39,6	3,6		1,393	30,80			

% CUV = porcentaje de cal útil vial
LL e IP = límite liquid e Indice de plasticidad
M.O. = porcentaje de material orgánica
Hop = porcentaje de humedad óptima
DSM = densidad seca máxima, Proctor T-99
Clasif. HRB = clasificacion s/ Norma VN-E4-85
VSR = valor soporte subrasante (VN-E6-84)
Hinch= porcentaje de hinchamiento s/ensayo (VN-E6-84)

La caracterización dinámica de los suelos de la subrasante fue realizada mediante la determinación del módulo resiliente (Mr), de acuerdo con la Norma AASHTO T-307-99 “Standard Method for determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials”, Ref. [4].
Utilizando la ecuación constitutiva desarrollada por Witczak y Uzan, se observa que ésta, además de tener en cuenta el estado de tensiones actuantes mediante el primer Invariante de tensiones, considera un cambio en el esfuerzo desviador por el propio del cortante octaédrico. Los esfuerzos fueron normalizados utilizando la presión atmosférica.

$$MR = A \times \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^B \times \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^C \times Pa \qquad (1)$$

Donde:

Pa= Presión atmosférica

σ_3 = Presión de confinamiento

σ_d = Presión desviante

$\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{2}\,\sigma_d$= Tensión de corte octaédrica

$\theta = \sigma_d + 3\sigma_3$ = Primer Invariante de tensiones

A, B, C= Constantes de ensayo

Se determinaron los parámetros de la ecuación constitutiva, para el suelo natural y en función del porcentaje de cal utilizado para su estabilización (estudiados a nivel de proyecto), los cuales se indican en la Tabla 2.

Tabla 2. Parámetros de la ecuación (II). Suelo R.N.12

Suelo	% C.U.V.	A	B	C
Ruta Nacional Nº12	0	1.258,00	-0,90	-0,05
Suelos de la Subrasante	2	2.151,00	-1,30	0,09
	3	2.246,00	-1,20	0,10
	5	2.703,33	-0,90	0,12

Considerando la posición de la subrasante en la estructura vial, se puede determinar la presión de confinamiento y adoptar la curva de variación del Mr teniendo en cuenta el tensor desviador σ_d que representa la influencia directa de las cargas del tránsito.

En la figura 3 se presenta la variación del módulo resiliente para los diferentes casos estudiados. Se puede observar para todos los casos la gran influencia que tiene σ_d en la variación del Mr, lo cual nos indica que cualquier incremento no controlado en las cargas del tránsito nos induce a una gran disminución del Mr, y por ende incrementar rápidamente el deterioro del pavimento.

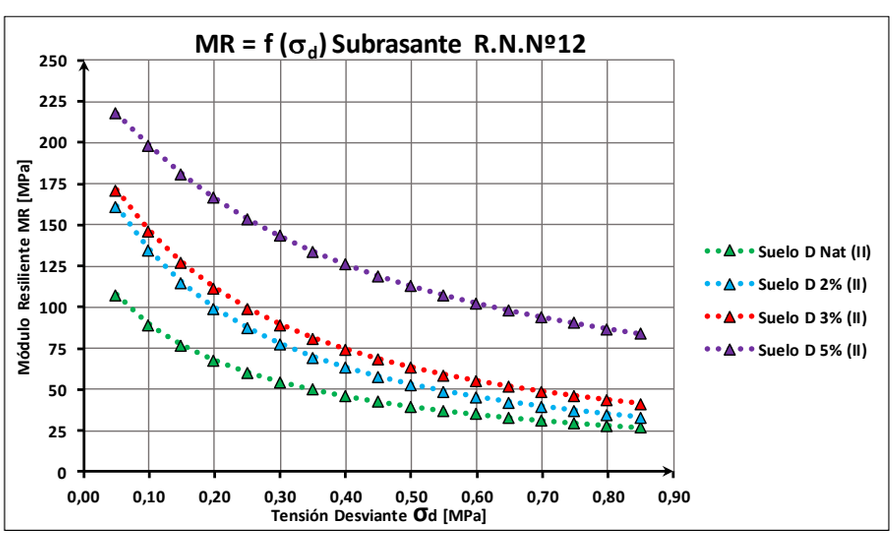


Figura 3. Ecuaciones constitutivas suelos subrasante RN N°12

Para obtener el valor de Mr a aplicar en el Método Racional, se siguió el procedimiento indicado en el Manual "Guide for Mechanistic- Empirical Design Part 2. Designs Inputs, Selection of In Situ Resilient Modulus for Soil Strata" [5].

4.2 Caracterización de la capa reciclada

4.2.1 Fórmula de mezcla

En la Tabla 3 se detalla la formulación de los diferentes materiales de la capa reciclada con cemento.

Tabla 3. Dosificación de los materiales

Materiales	Dosificación de la Mezcla %	Dosificación de los Aridos %
1- Material granular corrector 19/32	29,13	30,00
2- Reciclado de la carpeta de concreto asf. (rap) +base granular	58,25	70,00
3- Cemento Portland	3,00	
	100,00	100,00

4.2.2 Características físicas

Según la clasificación HRB (ASTM D3282/97) se trata de un suelo A-1-a. Se realizó la granulometría de la fórmula de mezcla en función del ensayo VN-E7-65 [3], resultando:

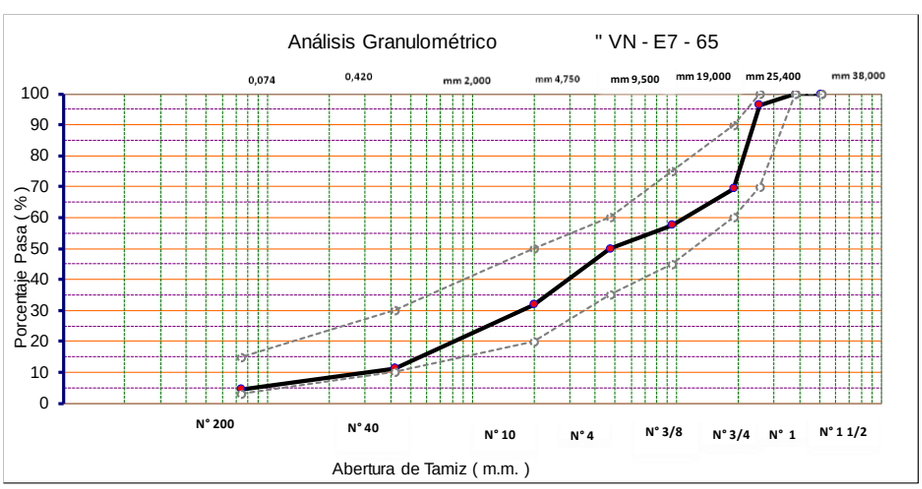


Figura 4. Análisis Granulométrico

4.2.3 Ensayo Proctor

En la Figura 5 se representa la curva de Compactación del granular con incorporación de cemento, según Norma de Vialidad Nacional VN-E4-84 Tipo V, Ref. [3].

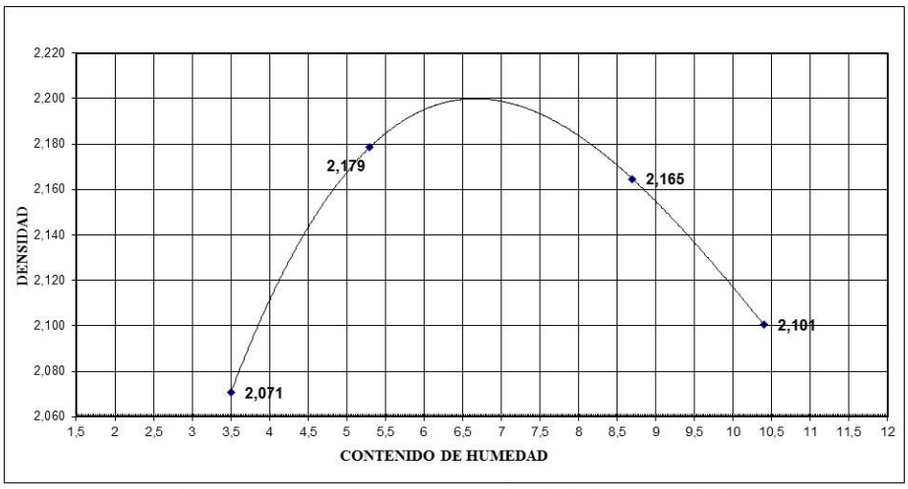


Figura 5. Ensayo de compactación de la base reciclada

4.2.4 Ensayo de Compresión de la base reciclada

Durante los trabajos de laboratorio se analizaron dos factibles proporciones de cemento, 3% y 4% en peso del suelo seco a la densidad máxima seca, a los efectos de evaluar las resistencias obtenidas y el cumplimiento de la especificación particular a la edad de 7 días.
Los resultados promedio obtenidos fueron de 2,39 MPa para un 3% de incorporación de cemento y de 2,74 MPa para un 4%.
Analizados los valores obtenidos de los ensayos realizados en obra se calculó la resistencia a la compresión simple característica (Rcs´) para un 3% de incorporación de cemento resultando:

Rcs´ = 1,59 Mpa

4.2.4 Determinación del módulo dinámico de la base reciclada

De acuerdo con los resultados obtenidos en los estudios experimentales realizados en el Laboratorio de Geotecnia y Asfaltos de la UTN FRP para este tipo de bases recicladas [6], se determinó el Ed en función de la Rcs´ mediante la expresión:

Ed = 1.176Rcs´2 – 3.898Rcs´ + 8.087,8

Resultando:

Ed = 4863 Mpa

Considerado este valor como máximo Ed, se estimó el módulo en operación durante la vida útil de la obra, siguiendo el procedimiento de predicción de daño dado por la ecuación 3.6.10- Part 3- Chapter 6 de la Guia Empírico Mecanicista 2004, resultando:
Ed = 950 Mpa

4.2.4 Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo seguido para lograr la base reciclada con cemento consistió en adicionar por sobre la carpeta de rodamiento existente, el porcentaje de agregado pétreo necesario para lograr la curva granulométrica solicitada. A eso se le sumó la incorporación de 3% en reemplazo del 6% propuesto originalmente. Logrado el proceso de triturado y compactación, se sometió a la capa a un proceso de microfisuración, 48hs posterior a la ejecución de la base reciclada.

La técnica de microfisuración de la capa reciclada con cemento consiste en producir solicitaciones dinámicas sobre la base, mediante rodillos lisos vibrantes con frecuencias y pesos controlados, entre las 24 y las 48 horas de construida y mientras está en curso la hidratación del cemento, de modo de provocar fisuras muy pequeñas al principio de su vida. Se pretende prevenir que se formen fisuras gruesas y largas reemplazándolas por una fina red de fisuras cortas y poco espaciadas. De esta manera se minimiza sensiblemente y en algunos casos se evita, el proceso de fisuración refleja en las capas asfálticas dispuestas sobre la base cementada (Páramo, 2014). Este proceso disminuye en primera instancia el Ed, pero el mismo se recupera en el tiempo, alcanzando los valores que hubiera desarrollado la capa sin microfisuración (Scullion T, 2002).

4.3 Caracterización Módulo Resiliente de bases y sub-bases calcáreas

Se determinaron los valores de módulos resilientes en función de los antecedentes técnicos obtenidos del trabajo "EVALUACIÓN DINÁMICA DE LOS SUELOS CALCÁREOS DE LA PROVINCIA DE ENTRE RÍOS" (Bolla et al, 2016), basados en los ensayos realizado según la Norma AASHTO T-307-99 "Standard Method for determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials". En la Tabla 4 se indican los valores característicos de MR de los materiales constituyentes de las bases y sub-bases del tramo en estudio.

Tabla 4. Caracterización geomecánica de bases y sub bases calcáreas

Tipo de capa	VSR (%) Embebido (56 golpes)	Mr (MPa)	Coeficiente de Poisson
Bases granulares calcáreas	80-60	280-150	0,30
Sub-bases granulares calcáreas	40-20	130-80	0,30

5 CARACTERIZACION DEL TRANSITO

El proyecto, del año 2007, presenta el siguiente TMDA obtenidos de la pag. web de Vialidad Nacional:

Tabla 5. Caracterización del TMDA de la sección

Limites del Tramo	Distrito	PRi km	PRf km	AÑO	TMDA
CERRITO - INT.R.N.127 (D)	Entre Rios	500.72	511.77	2007	3200
INT.R.N.127 (D) - INT.R.P.7 (I) (A HERNANDARIAS)	Entre Rios	511.77	543.21	2007	1300

Para la composición del tránsito se optó por el tramo de mayor TMDA registrado. Sumado a ello, como se trata de validar los datos de proyecto, se adoptó la composición de ejes publicada por la DNV en el año 2011, primer censo de composición con mayor nivel de detalle publicado.

Tabla 6. Configuración de ejes de la sección

Limites del Tramo	PRi	PRf	Ano	Mes	Horas	LIV	BU1	BU2	SA1	SA2	CA1	CA2	CA3	SE1	SE2	SE3	SE4	TMD
									11	12-13	11-11	11-12	12-12	111	112	113	123	
INT.R.N.127 (D) - INT.R.P.7 (I) (A HERNANDARIAS)	511.77	543.21	2007	2	48	71,7	0,2	2,4	6,7	0,7	1,7	10,7	0	0,4	3,5	1,9	0	1462

5.1 Concepto de Espectro de Carga

Dentro del gran número de factores que se consideran actualmente para el análisis estructural y diseño de pavimentos, el tránsito vehicular es uno de los más importantes. Su caracterización adecuada es fundamental para poder concebir estructuras de pavimento que sean capaces de ofrecer altos desempeños en términos de durabilidad. Surge en este análisis de mayor profundidad el término "espectro de cargas", que indica la frecuencia con que se presentan las diferentes magnitudes de las cargas (agrupadas en rangos), para cada tipo de eje considerado

(habitualmente distinguiendo eje simple, tándem y trídem), en un determinado período de tiempo.

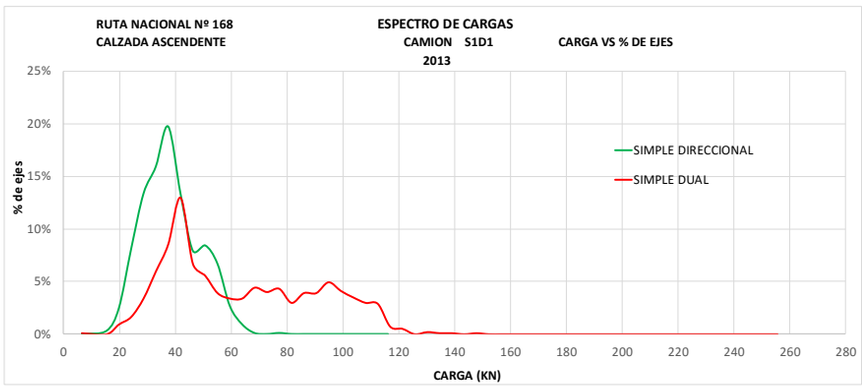


Figura 8. Espectros de carga regional obtenido de las balanzas RN N° 168

Los espectros de carga son una herramienta de análisis para utilizar un esquema agregado de la clasificación vehicular, los cuales identifican cuantos ejes (simples, duales, tridem) se presentan para cada tipo de vehículo, y sus cargas normalizadas se dividen en intervalos de frecuencia que por lo regular se utiliza 0,453 tn (1 kip) para los ejes simples, 0,906 tn (2 kips) para los ejes tandem y 1,359 tn (3 kips) para los ejes tridem. Este análisis puede ser para cada tipo de vehículo en particular o bien para un mismo eje que incluya a todos los vehículos del análisis.
Atendiendo a lo mencionado, se presenta a continuación los factores de camión (FC) calculados a partir de los datos obtenidos de las Balanzas "Colastiné" ubicadas en la Ruta Nacional N° 168 (km 10,35), tramo B/N RP N°1- Túnel Subfluvial. Se adoptan los factores de camión analizados por Ramoneda et al (2019), atendiendo a que se trata de una caracterización regional muy próxima a la RN N°12. Comprende además cuatro años sistemáticos de estudios de frecuencias de pesos, proponiendo en dicho trabajo la formulación de la carga equivalente mediante las siguientes expresiones:

$$LEF_{EjeSimpleDireccional} = \left(\frac{P_i}{69{,}00kN}\right)^4 \quad (4)$$

$$LEF_{EjeSimpleDual} = \left(\frac{P_i}{80{,}00kN}\right)^4 \quad (5)$$

$$LEF_{EjeTandem} = \left(\frac{P_i}{147{,}00kN}\right)^4 \quad (6)$$

$$LEF_{EjeTridem} = \left(\frac{P_i}{196{,}00kN}\right)^4 \quad (7)$$

Obtenido el cálculo completo mensual de los LEF para cada frecuencia de aplicación de carga, se procedió a estimar mensualmente el factor de camión por medio del percentil 50. Para esta verificación se aplicó la siguiente formulación:

$$FC_{Marzo2014} = \frac{\sum LEF \times N°Ejes}{Total_{ejesMarzo2014}} \quad (8)$$

Para la valoración anual y plurianual del factor de camión se consideró el percentil 50.

$$FC_{P50} = Percentil_{50} Período_{(2013-2016)} \quad (9)$$

En la tabla inferior se presentan los factores de camión calculados a través de las formulaciones de la DNV y de Ramoneda.

Tabla 7. Factores de camión según los autores

BALANZA "COLASTINE ASCENDENTE"- RN N° 168				PERCENTIL 50
Tipo de vehículo	**Conf. De ejes**	**DNV nº de ejes**	**DNV Factor veh (8,16tn)**	**Fórmula propuesta**
Camiones s/ acoplado	1-1	2	2,64	0,718
	1-2	3	2,51	0,785
Camiones c/ acoplado	1-1-1-1	4	5,28	1,326
	1-1-1-2	5	4,29	5,032
	1-2-1-1	5	5,17	5,364
	1-2-1-2	6	4,22	
	1-1-1-1-1			6,755
Camiones semi remolques	1-1-1	3	3,56	0,736
	1-1-2	4	3,96	0,941
	1-1-3	5	4,51	2,598
	1-2-2	5	3,85	1,125
	1-2-3	6	4,62	2,727

5.2 Cálculo del Numero de ejes equivalentes según FC de Vialidad Nacional y la formulación propuesta

En función de los autores propuestos, se calcula a continuación el número de ejes equivalentes a 8,16tn acumulados adoptando datos los factores de camión de la DNV (FC-DNV) que considera las cargas máximas legales permitidas por eje y los propuestos por Ramoneda et al (espectro de cargas real auscultado en la ruta- FC Espectro de cargas), para una vida útil del refuerzo de 7 años. Cabe destacar que para calcular el número de ejes equivalentes ($N_{8,16}$), que los Contratos CREMA establecían una vida útil de 7 años. Adicional a este input, se consideraron los siguientes datos:

- Factores de camión calculados para la máxima carga reglamentaria.
- Años de vida útil de la obra: 7 años
- Año de inicio de obra: 2007
- TMDAi sección analizada: 1300v/d
- Tasa de crecimiento 2007- 2014: ic = 4,5%.

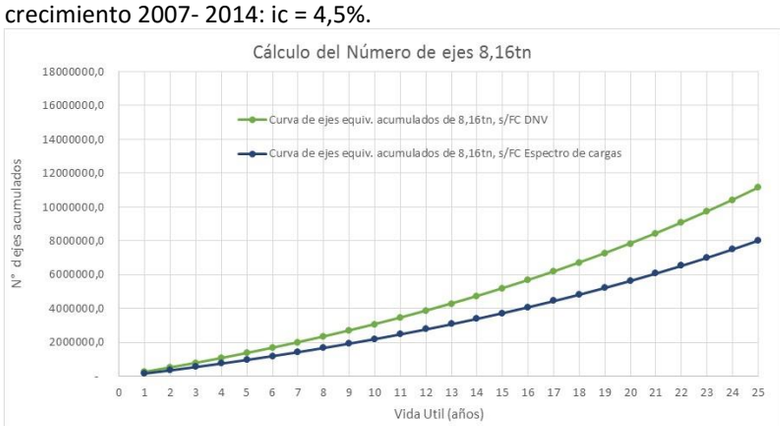


Figura 8. Comparación de años de vida útil vs tipos de fallas

6 DISEÑO ESTRUCTURAL

6.1 Diseño mediante metodología AASHTO 93

Atendiendo al procedimiento de referencia, se presenta a continuación el retrocálculo estructural realizado mediante la metodología de título, con los parámetros de borde exigidos para la elaboración del proyecto ejecutivo.

- So = 0,49
- Mr = 5220psi
- ∆psi = 1,7
- R = 85%
- So = 0,49
- ∆Psi = 1,7
- $I_{2007-2014}$=4, 5%

Tabla 8. SN de la estructura proyectada

TIPO DE CAPA	C.B.R. (%)	MR (Mpa)	m COEF. DE DRENAJE	a COEF. DE APORTE	D ESPESOR CAPA (cm)	m x a x d APORTE ESTRUCTURAL
Carpeta bitum. Tipo Concreto Asfáltico		1750		0,170	7,0	1,19
Carpeta bitum. Tipo Concreto Asfáltico		1750		0,160	8,0	1,28
Base granular reciclada con cemento		4863	1	0,076	23,0	1,75
Base granular calcárea (tosca)*	47	150	1	0,048	8,0	-
Sub Base granular calcárea	21	80	1	0,0390	15,0	0,59
Recubrimiento con suelo Seleccionado	17	64	1	0,030	20,0	0,60
Subrasante		30				
				SNPROY =		**5,41**

*Se prescinde del espesor colaborante de la capa de base granular calcárea (tosca) atendiendo a que fue utilizado para la conformación de la base reclamada, incluyendo sobreancho.
El función del SNPROY, y de los datos de borde consignados, se calculó el número de ejes equivalentes (N8,2) para las condiciones planteadas, siendo de $9{,}3.10^6$.

6.2 Diseño mediante metodología RACIONAL

Para caracterizar las capas inferiores, se adoptaron los antecedentes disponibles enunciados en el punto 2.2. Para el caso de la base granular reciclada, se estimó un menor módulo de elasticidad al obtenido en el laboratorio, basado principalmente en la degradación provocada por el tránsito que circulará durante la etapa de operación, provocando una fisuración intergranular. A tal fin se aplicaron las ecuaciones de daño recomendadas en la Guía AASHTO 2002, Ec. 3.6.10- Part. Chapter 6 Ref. [10], en donde estima un daño d_{ctb} asociado a la reducción de la capacidad portante provocada por el tránsito. Para el caso de las capas inferiores no ligadas, el módulo de los materiales granulares depende de sus características geomecánicas intrínsecas, asi como el nivel tensional a la que está sometida y a la rigidez efectiva de las capas inferiores. Para estimar los módulos de trabajo o efectivos de las capas superiores, se partió del MR de la subrasante, calculando consecutivamente los módulos de las capas superiores, integrando para cada capa analizada un valor de rigidez efectiva de las capas subyacentes. Los modelos aplicados, dados por la guía Austroad y el modelo de doble capa Palmer- Barber [8], permitieron ajustar los módulos efectivos de trabajo y la rigidez compuesta de las capas soportes inferiores, resultado las siguientes relaciones modulares:

Tabla 9. Parámetros considerados para el método racional

TIPO DE CAPA	MR Adoptado	MR s/Escalonamiento modular (Mpa)	ν	d ESPESOR CAPA (cm)
Carpeta bitum. Tipo Concreto Asfáltico	1750	1750	0,35	7,0
Carpeta bitum. Tipo Concreto Asfáltico	1750	1750	0,35	8,0
Base granular reciclada con cemento	4863	950	0,30	23,0
Sub Base granular calcárea	89	70	0,30	15,0
Recubrimiento con suelo Seleccionado	64	54	0,30	20,0
Subrasante	30	30	0,40	

Se aplicaron dos programas para correr el modelo racional, CEDEM (Reyes F., Delgado J, 1998 [2]).

6.3 Modelos de Deterioro

Las ecuaciones de transferencia adoptadas corresponden a las siguientes formulaciones:

- Tracción admisible en la base de las capas de concreto asfáltico en caliente:
  - AASHTO = Log N_{18} = 15,947 – 3,291 log ($\varepsilon_t/10^{-6}$) – 0,854 log ($E_{ac}/10^{-3}$)
  - Asphalt Institute (1981) = $N_{18} = 0{,}0796 \cdot \varepsilon_t^{-3{,}291} - E_{ac}^{-0{,}854}$
  - TRRL (1984) = $N_{18} = 1{,}66 \cdot 10^{-10} \cdot \varepsilon_t^{-4.32}$
- Deformación admisible por compresión sobre la subrasante:
  - AASHTO = $N_{18} = 1{,}077 \cdot 10^{18} \cdot (10^{-6}/\varepsilon_c)^{4{,}4843}$
  - SHELL- R= 50% = $\varepsilon_{z\,adm} = 2{,}80 \cdot 10^{-2} \cdot N_{18}^{0.25}$
  - SHELL- R= 85% = $\varepsilon_{z\,adm} = 2{,}10 \cdot 10^{-2} \cdot N_{18}^{0.25}$
  - SHELL- R= 95% = $\varepsilon_{z\,adm} = 1{,}80 \cdot 10^{-2} \cdot N_{18}^{0.25}$

6.4 Resultados obtenidos

Los resultados obtenidos en cada caso se resumen a continuación:

Tabla 10. Resultados de las modelaciones

Formulación	Fatiga en mezclas asf.	Ahuellamiento en subrasante
AASHTO, Model	2,38E+07	7,14E+06
Asphalt Institute (1981), Fatigue model	5,02E+07	
TRRL (1984)- USA, Fatigue model	7,86E+07	
SHELL-50%		6,57E+07
SHELL-85%		2,08E+07
SHELL-95%		1,12E+07

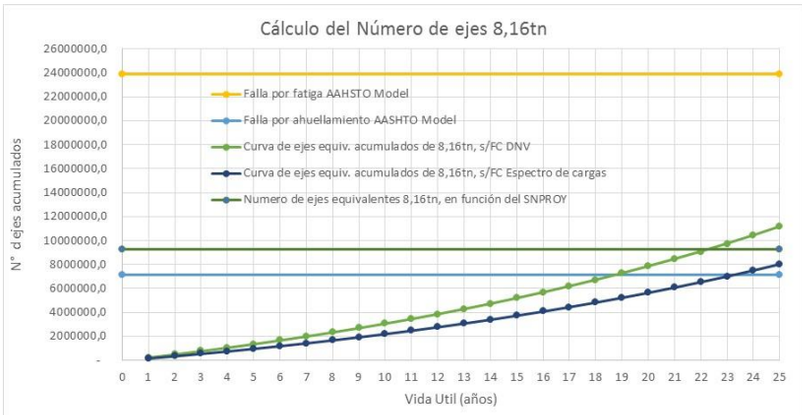


Figura 9. Comparación de años de vida útil vs tipos de fallas

De los resultados obtenidos aplicando metodología racional, concentrando solo el análisis a las fallas por ahuellamiento en subrasante y fatiga (tracción) en mezcla asfáltica en caliente, se observa que la primera es la más crítica de ambas. En este caso, si se considera la curva acumulada de ejes equivalentes $N_{8,16}$ adoptada por Vialidad Nacional, la vida útil de la estructura es de 18 años, en cambio si se aplica el modelo de espectros de carga, la vida útil aumenta a 23 años.
Considerando el modelo de falla por fatiga, la vida útil aplicando la curva de la DNV se alcanza a los 22 años, en cambio para la configuración de espectros de carga supera los 25 años.
Teniendo en cuenta el modelo empírico AASHTO 93, la vida útil del refuerzo asociada al número de ejes equivalentes de $9{,}3.10^6$ superaría los 22 años.

7 EVOLUCION DE LAS FALLAS REGISTRADAS EN EL TRAMO EN ESTUDIO SEGÚN EVALUACION DE ESTADO

La evolución del Índice de Serviciabilidad Presente (ISP) desde la fecha de la ejecución de la carpeta de rodamiento (habilitación al tránsito) al 2019 es la siguiente:

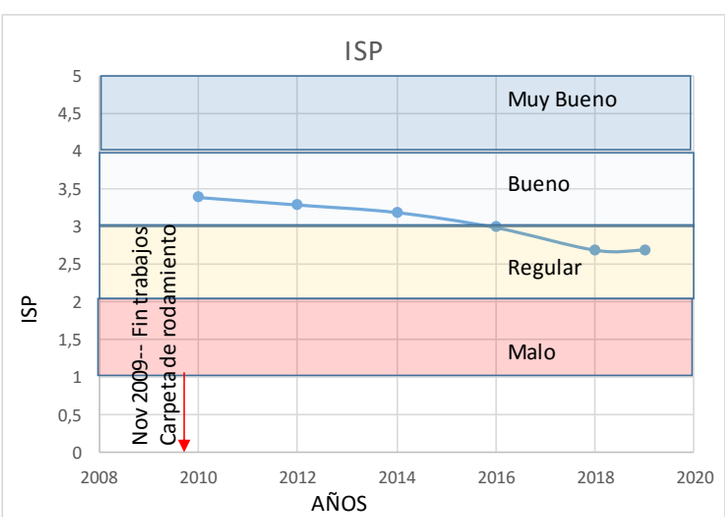


Figura 10. Evolución del ISP desde el año 2009 al 2019

Del análisis del Indice de Serviciabilidad Presente desde Noviembre 2009 (fecha de ejecución de carpeta de rodamiento) se observa que pasados 10 años se mantiene por encima de 2,5, valor final asumido por la DNV para los proyectos de refuerzo.

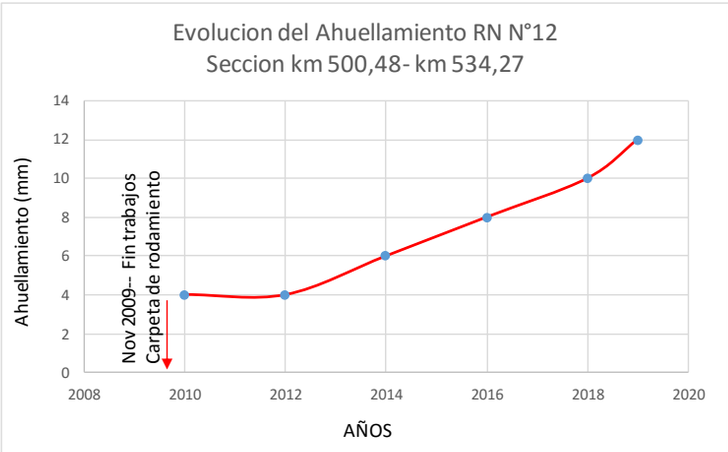


Figura 11. Evolución del ahuellamiento desde el año 2009 al 2019

La fisuración en las capas superiores de concreto asfáltico registró en el año 2019 valores casi nulos.

8 CONCLUSIONES

De acuerdo a los resultados y análisis efectuados se puede concluir:

- El comportamiento estructural en operación de la estructura proyectada, principalmente con la capa reciclada con cemento, demuestra una performance satisfactoria, coincidente con las estimaciones realizadas mediante el método racional.
- Se verificó en operación que el procedimiento constructivo de microfisuración de la capa reciclada con cemento limitó la aparición de fisuración refleja en las capas superiores de concreto asfáltico en caliente (efecto losa), registrado fisuraciones muy bajas, casi nulas, en el año 2019.
- De la aplicación del método de cálculo AASHTO 93, adoptado por la DNV, el SN resultante fue de 5,41, siendo el número de ejes equivalentes asociados para la estructura proyectada de 9,3 $.10^6$. Cabe señalar en este aspecto que la valoración del aporte de la capa reciclada con cemento se realizó en función de los resultados de los ensayos ejecutados durante la etapa constructiva. El Neq obtenido supera la vida útil de 22 años.
- La validación mediante retrocálculo del procedimiento empírico AASHTO 93, adoptado por la DNV, teniendo en cuenta datos más acabados de propiedades mecánica de los materiales, permitió aproximar con mayor precisión los resultados en operación, siendo el ahuellamiento la falla más crítica esperable. En este aspecto se nota claramente la ventaja de la metodología racional, que a través del conocimiento de las propiedades geomecácnicas de los materiales aproxima mejor el modelo de falla y por lo tanto la vida útil de la obra. Los resultados obtenidos corroboran el tipo de falla más predominante en las estructuras viales de la Provincia de Entre Ríos, caracterizadas por la baja calidad de los suelos de la subrasante.
- Los resultados obtenidos a partir de los factores de camión adoptados de la balanza Colastiné, en un principio representativos por tratarse de un puesto que canaliza gran parte del tránsito pesado de ingreso al tramo, nos indicarían una mayor vida útil del tramo. No obstante, a los efectos de ajustar los modelos de cálculo sería recomendable colocar una estación de pesaje permanente en la RN N°12, en jurisdicción de la Provincia de Entre Ríos.

9 REFERENCIAS

[1] American Association of State Highway and transportation Officials (AASTHO), Washington D.C., 1993.Guide for Design of Pavement Structures.

[2] REYES F., DELGADO J., (1998), Programa CEDEM. Departamento de Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá.

[3] Normas de Ensayo. Dirección Nacional de Vialidad. (1998)

[4] Norma AASHTO T-307-99 "Standard Method for determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials".

[5] Subgrade/ Fundation Design Inputs. Part 2, Chapter 1. Guide for Mechanistic- Empirical Design of New and Rehabilitared Pavement Structures, NCHRP. March 2004.

[6] Bolla, G. "INFLUENCIA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN LAS CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LAS MEZCLAS PROVENIENTES DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS RECICLADOS CON LIGANTES HIDRÁULICOS". Tesis de Maestría en Ingeniería Vial. F.C.E.I.A., Universidad Nacional de Rosario, 2013.

[7] Bolla, Cabrera, Meichtry, Rivas, Cauhapé Casaux, Martínez, Angelone. "EVALUACIÓN DINÁMICA DE LOS SUELOS CALCÁREOS DE LA PROVINCIA DE ENTRE RÍOS". XVII Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito, el III Seminario Internacional de Pavimentos de Hormigón, el XI Congreso Internacional ITS y la XXXVIII Reunión del Asfalto "Ing. Marcelo Alvarez", 2016, Rosario, Argentina.

[8] Palmer L.A and Barber E.S (1940). "Soil displacement under a circular loaded area", Proceedings Transportation Research Board (TRB), No. 20, pp. 279-286, Washington D.C, EUA.

[9] Ramoneda, J. Análisis de los factores de deterioro de camión y su incidencia en el diseño de pavimentos en la zona central del país. Tesis de Maestria en Ingeniería Vial. F.C.E.I.A., Universidad Nacional de Rosario, 2019.

[10] Design Analysis. Chapter 6: HMA rehabilitation of existing pavements . Guide for Mechanistic- Empirical Design of New and Rehabilitared Pavement Structures, NCHRP. March 2004.

Capacidad geotécnica de Micropilote Hincado e Inyectado (MHI). Modelación numérica y extrapolación a escala real

Aiassa G.[1], Arrúa P.[1], Eberhardt M.[1] y Baldoncini, R.[1]

Mail de contacto: gaiassa@frc.utn.edu.ar

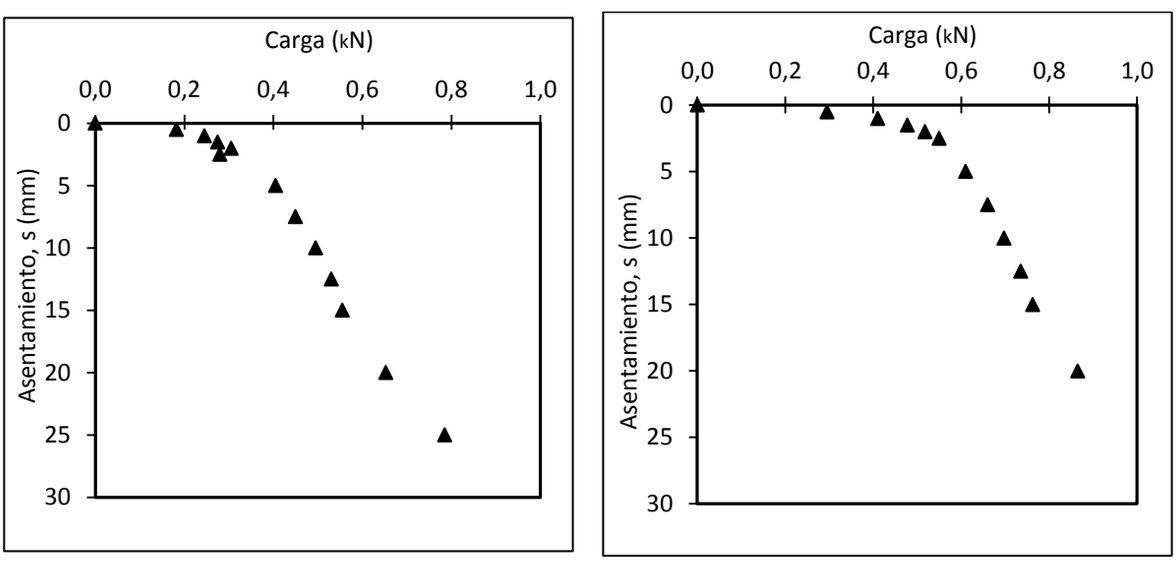
[1]UTN Facultad Regional Córdoba. Dpto. de Ing. Civil. CIGEF. Ciudad Universitaria, Córdoba (5000), Argentina.

RESUMEN: El principal objetivo de éste artículo es determinar la capacidad de carga total (componentes de fricción y punta), de micropilotes hincados en suelos limo-arenosos e inyectados con lechada cementicia (MHI), a partir de ensayos de laboratorio sobre modelos físicos de fundación. Se pretende mostrar la factibilidad de la creación de un modelo de tres dimensiones (3D) de elementos finitos implementando el programa RFEM 5. De ésta manera, se podrá calibrar y realizar un estudio paramétrico sobre el comportamiento de micropilotes en escala reducida embebidos en un medio sólido y sometidos a los efectos de una carga vertical de compresión. Por último, se propone hacer una primera aproximación en el campo de la modelación geotécnica para extrapolar los resultados de ensayos sobre modelos físicos a una escala real de campo.

Palabras clave: micropilotes, elementos finitos, RFEM5, capacidad.

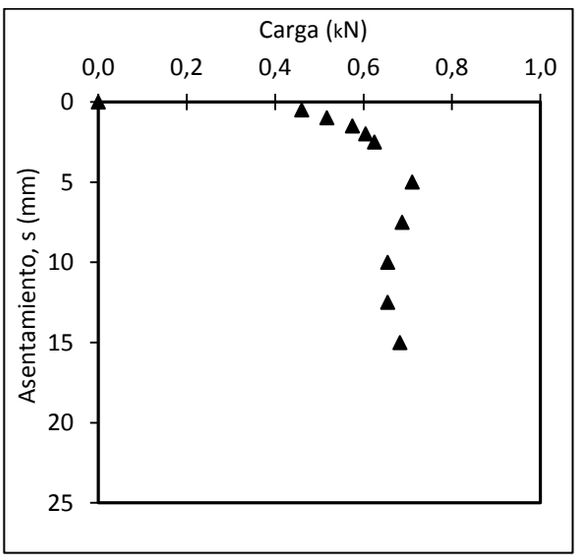
1. INTRODUCCION

En estructuras de fundación simples, los modelos físicos o empíricos son generalmente usados para predecir la respuesta carga-desplazamiento y la capacidad de carga. También, el uso de métodos de elementos finitos es común para estudiar un diseño óptimo y económico.
En éste artículo se presentan los resultados de un programa experimental que consistió en la ejecución de 5 ensayos de carga axial de compresión sobre modelos de micropilotes hincados e inyectados, que fueron construidos en laboratorio de idéntica forma y con la mismas características geométricas [1]. Los resultados de los ensayos mencionados se ilustran en la Figura 1.
Acorde a estos ensayos, se determinaron las curvas de capacidad de carga de punta, fricción y total. Por último, la información brindada a través de los ensayos de laboratorio puede ser utilizada para calibrar un modelo numérico que proporciona un mejor entendimiento del mecanismo de transferencia de carga y características de performance de micropilotes hincados e inyectados en suelos limos-arenosos de la provincia de Córdoba.

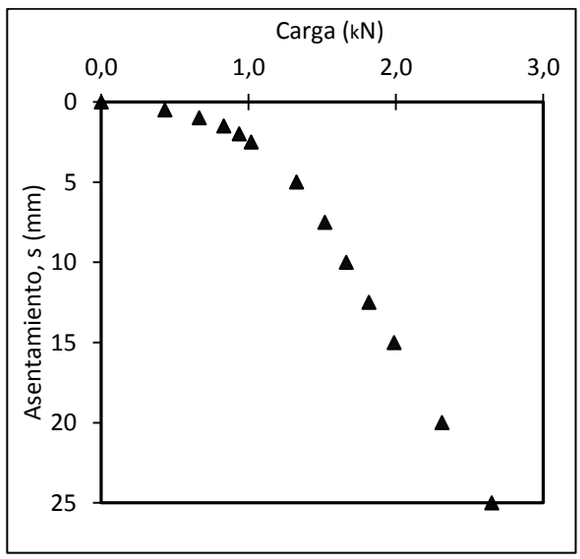


(a) Micropilote MHI 01 (b) Micropilote MHI 02

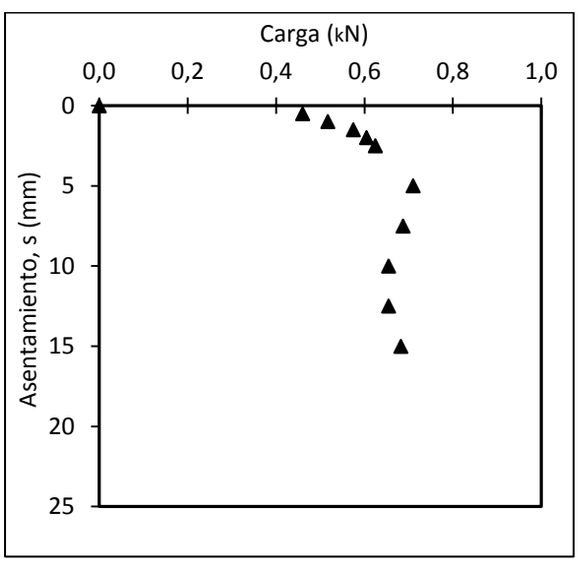
Figura 1 (A). Resultados de ensayos de laboratorio: Curvas típicas de carga vs. asentamiento.



(c) Micropilote MHI 03



(d) Micropilote MHI 04



(e) Micropilote MHI 05

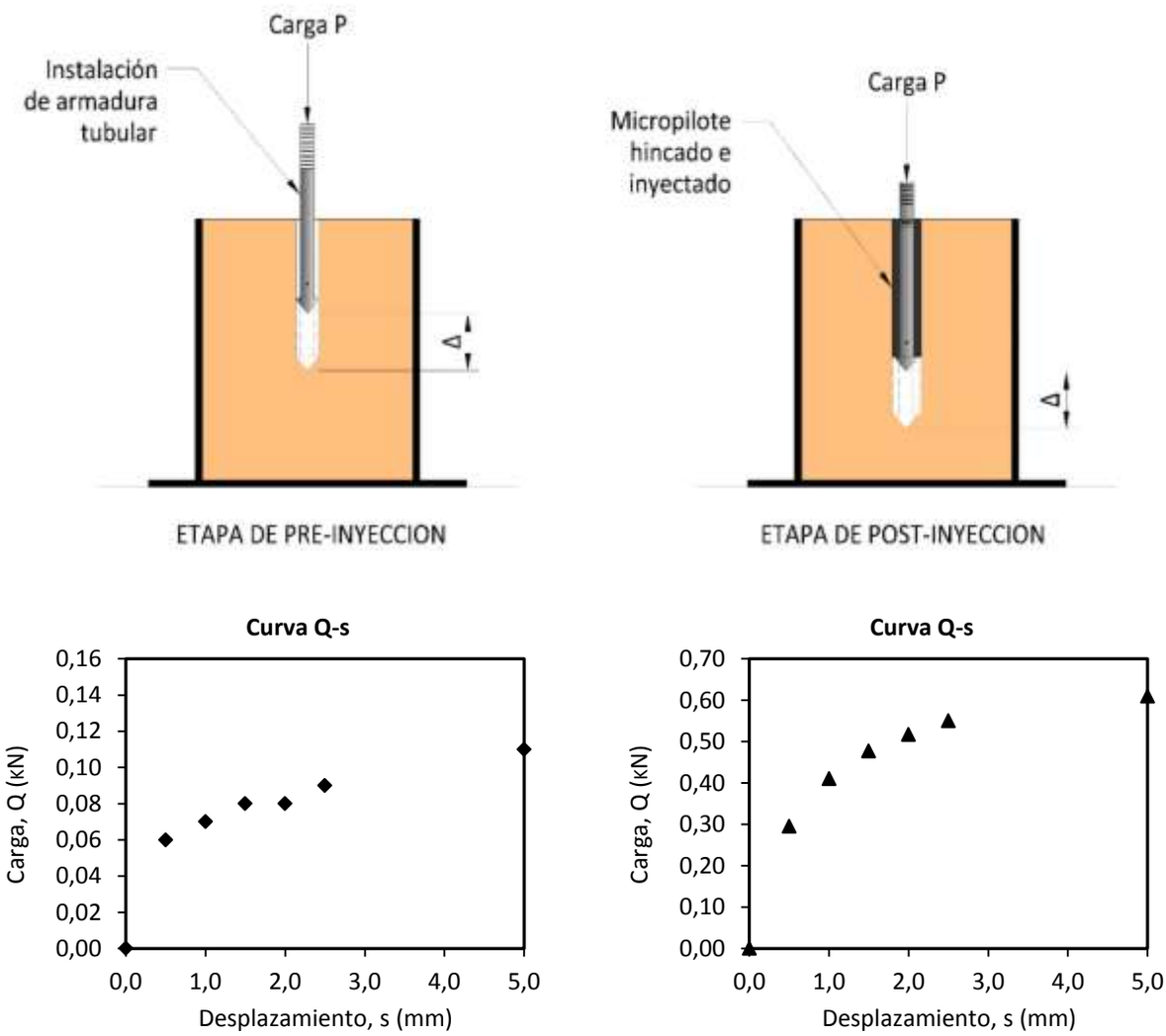
Figura 2(B). Resultados de ensayos de laboratorio: Curvas típicas de carga vs. asentamiento.

2. CAPACIDAD DE CARGA: FRICCION Y PUNTA

Se evaluaron las curvas carga-desplazamiento de cinco micropilotes según se mencionó precedentemente. Acorde a la forma de las curvas y para interpretación de las mismas, se recurrieron a distintos métodos de extrapolación para poder identificar la carga última [1].

Dado que la carga y el desplazamiento se midieron únicamente en la cabeza del micropilote, en las pruebas de compresión no se midió de manera directa el aporte de la fricción. Sin embargo, fue posible estimar la capacidad de punta atendiendo a las curvas de resistencia a la penetración [1], obtenidas durante la instalación de la armadura de estructura tubular (etapa de pre-inyección). Luego, con los

registros de la curva carga-desplazamiento en la etapa post-inyección mostradas en la Fig. 1, por diferencia entre los resultados de ambas curvas se calculó la resistencia de la componente friccional. La Fig. 2 muestra de manera esquemática la metodología empleada.



(a) Etapa de pre-inyección.
Capacidad última de punta medida

(b) Etapa de post-inyección.
Capacidad última total medida

Figura 3. Curvas carga-desplazamiento medidas en laboratorio

Finalmente en las Figuras 3, 4, 5, 6 y 7 se presentan las distribuciones de carga por fricción (Qfu), punta (Qpu) y total (Qtu), encontradas para cada micropilote en función al desplazamiento relativo al diámetro (s/D) y en porcentual para el rango de desplazamiento de 0-5mm.

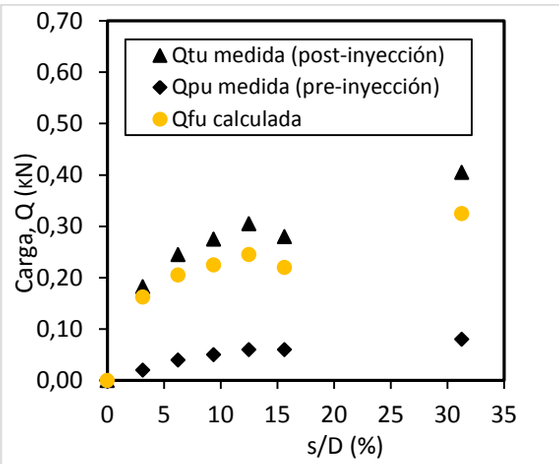


Figura 3. Curvas carga-s/D de MHI 01

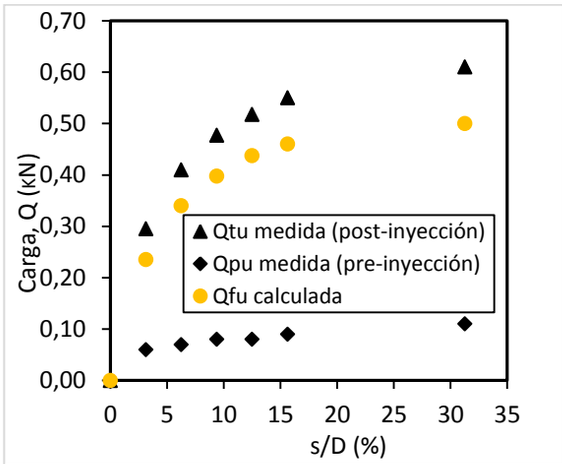


Figura 4. Curvas carga-s/D de MHI 02

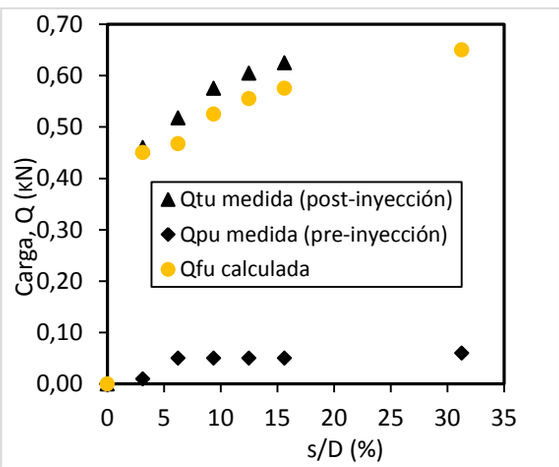


Figura 5. Curvas carga-s/D de MHI 03

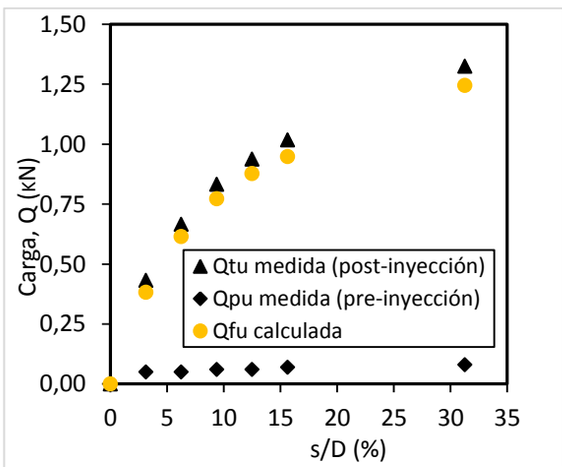


Figura 6. Curvas carga-s/D de MHI 04

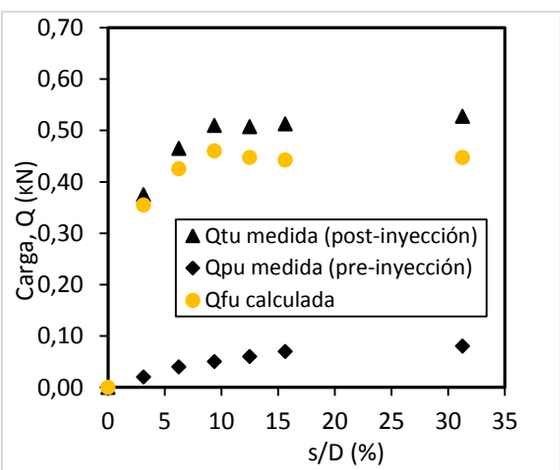


Figura 7. Curvas carga-s/D de MHI 05

3. MODELACION NUMERICA

Se pretende desarrollar una modelación numérica del comportamiento y características de micropilotes hincados e inyectados instalados en suelos limos-arenosos, como así también determinar el diámetro efectivo de la inyección para calibrar los resultados de la modelación basado en datos experimentales de ensayos de carga axial de compresión [1]. Para realizar la simulación y lograr los objetivos mencionados anteriormente se emplea el software RFEM5 [2]. Se observa en el programa un potencial para abordar y dar soluciones al sistema de interacción suelo-estructura. Se trata de un programa que permite modelos de cálculos resueltos por el MEF (Método de los Elementos Finitos). Diferentes partes de las simulaciones numéricas estarán compuestas por las propiedades de los materiales (acero, inyección cementicia y suelo circundante a la estructura del pilote), geometría y calibración del modelo. Luego, se hace un análisis paramétrico para estudiar e interpretar el comportamiento de los micropilotes simulados.
Resulta interesante representar el suelo como un medio de elementos de sólidos. Se describen a continuación las pautas a seguir en el proceso de la modelización:

a) Modelado de la geometría de los distintos elementos que componen el problema, teniendo en cuenta la reducción de los efectos de borde debido al confinamiento de la probeta.

b) Generación de la malla. Se deberá tener en cuenta un factor determinante que será el refinamiento de malla en torno a la singularidad de la interface suelo-pilote, en donde participan tres materiales en la modelación del pilote: suelo, inyección cementicia y la estructura tubular de acero.

c) Selección del modelo de suelo y pilote de RFEM que mejor se adapte al comportamiento del material.

d) Ejecución de pruebas y obtención de datos de tensión-deformación elástica y plástica.

e) Comprobación con los resultados de ensayos de laboratorio

f) Análisis de la convergencia de datos de la respuesta del modelo en función del refinamiento de malla y condiciones de contorno para el ajuste de la solución más adecuada.

Uno de los puntos más importantes en la realización del modelo MEF es la selección de un modelo de suelo elasto-plástico que conceptualice el comportamiento real del material suelo. En la actualidad el programa ofrece una variedad de modelos para materiales. En nuestro caso para el suelo se propone un comportamiento elasto-plástico según el modelo de falla de Mohr-Coulomb y mientras que para el pilote se adoptará un comportamiento lineal. El empleo de modelos que se ajusten de una manera más real a las curvas de ensayos permitirá mayor precisión en la obtención de datos.

4. MODELOS FISICOS Y EXTRAPOLACION DE RESULTADOS A ESCALA REAL DE CAMPO

Generalmente el diseño de fundaciones y en particular en fundaciones profundas, está basado en teorías de cálculos que se refieren y se deducen a partir de observaciones realizadas en repetidas pruebas in situ. Sin embargo estos ensayos son muy costosos, consumiendo mucho tiempo y en algunos casos imposibles de abordarlos. Por ello, las investigaciones son normalmente limitadas al uso de modelos físicos que frecuentemente son modelos de escala reducida, en relación a la estructura del prototipo (escala real). Pero cuando se utilizan los resultados de un ensayo sobre modelos físicos para predecir el comportamiento de un prototipo y crear similares condiciones, no sólo es suficiente escalar los resultados de los ensayos al factor que surge de la relación entre geometrías, sino que además la

predicción debe considerar niveles de tensiones actuando en el suelo del modelo en referencia a puntos homólogos del suelo de la estructura del prototipo [3]. De acuerdo a Azizi, citado por [4], el principio fundamental de los modelos físicos es crear la simulación de las condiciones reales de la estructura.
El requerimiento más importante en la teoría de los sistemas de modelación es cumplir con las leyes de similitud geométrica, cinemática y dinámica en relación al prototipo, que en su conjunto relacionan las magnitudes físicas homologas definidas entre ambos sistemas. En la teoría de la simulación, se podría establecer una regla general para correlacionar el modelo experimental y el prototipo según la ecuación (1):

$$P_p = N * P_m \qquad (1)$$

Donde:
Pp y Pm = son las dimensiones del prototipo y modelo respectivamente.
N = es el factor de escala para convertir las propiedades del prototipo a las propiedades del modelo.
Investigadores [5 a 7], en el campo de la modelación geotécnica propusieron varias leyes de escalas.
La Tabla 1 indica los factores de escala más relevantes usados en el presente trabajo. De acuerdo a Wood [6], para el factor α que relaciona la rigidez y tensión efectiva ($G\ \alpha\ \sigma^{\alpha}$) en materiales suelos, se adopta con un valor igual a 1.0. La metodología de la extrapolación de las propiedades del micropilote a escala real de campo consistió de los siguientes pasos:
Luego de tener la geometría y construcción del modelo físico a escala reducida en laboratorio [1] y adoptando una escala geométrica apropiada de 1:30, la longitud del micropilote prototipo se determina multiplicando el factor de conversión por la longitud del modelo:

$$L_p = N * L_m \qquad (2)$$

Tabla 1. Factores de Escala

Descripción	Parámetro	General	Factor de escala	Factor de escala Y/X	Factor de escala X/Y
Material, Densidad	ρ	1	1	1.0	1.0
Longitud	L	n_L	$1/N$	30.0	$3{,}30 \times 10^{-2}$
Rigidez	G	n_G	$1/N^{\alpha}$	30.0	$3{,}30 \times 10^{-2}$
Desplazamiento	D	$n_p n_G {n_L}^2$	$1/N^{2-\alpha}$	30.0	$3{,}30 \times 10^{-2}$
Micropilote	-	$n_E n_I = n_G {n_L}^4$	$1/N^{4+\alpha}$	$2{,}43 \times 10^{7}$	$4{,}12 \times 10^{-8}$

Donde:
Lp y Lm = son las longitudes del prototipo y del modelo respectivamente. De ésta forma, el micropilote prototipo quedó en una longitud de 3.9 metros.
Con el factor de longitud de $n_L = 1/N = 1/30$ y α =1.0, el diámetro del prototipo d_p, está dado por la ecuación (3):

$$\frac{\pi\, {d_m}^4}{64} E_m = \frac{1}{N^{4+1}} \frac{\pi\, {d_p}^4}{64} E_p \qquad (3)$$

Siendo $E_m\ y\ E_p$ los módulos de elasticidad de la lechada cementicia del modelo y prototipo respectivamente.

5. RESULTADOS

Los resultados de las resistencias últimas correspondientes a cada micropilote ensayado pueden visualizarse en detalle en la Tabla 2, presentándose los valores para un nivel de asentamiento igual al 10% de diámetro del fuste del pilote.

Tabla 2. Resistencias Últimas por Fricción y Punta

ID Micropilote	qfu calculada (kN/m^2)	qpu medida (kN/m^2)
MHI 01	42,6	248,7
MHI 02	75,3	398,0
MHI 03	99,4	248,7
MHI 04	146,4	298,5
MHI 05	87,2	248,7

Del análisis se observa directamente una variabilidad en los valores de las tensiones por fricción. Se aprecia claramente la preponderancia de aporte por fricción del micropilote MHI 04 respecto a los restantes. Esta dispersión en los resultados podría asociarse a varios factores: distinta compacidad del suelo circundante, irregularidad de la sección transversal del pilote y a un mayor diámetro de fuste logrado como consecuencia de la presión de inyección cementicia. En cuanto a la colaboración por punta, en tres casos se obtienen iguales valores oscilando el incremento de resistencia de los pilotes MHI 04 y MHI 02 entre 20-60% respectivamente.

6. CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS

De las curvas experimentales obtenidas sobre la determinación de la capacidad de carga total última a compresión de micropilotes, en todos los casos pudo corroborarse claramente que la reacción del pilote proviene primordialmente por el mecanismo de fricción en su fuste, manteniendo como reserva la componente de punta (pre inyección), a la que podría recurrirse para deformaciones importantes. Se pone de manifiesto que para asentamientos de 1.6mm (10% del diámetro del pilote), el aporte por fricción en relación a la capacidad por punta varía entre 81-93%.

Para una próxima investigación, la modelación numérica y la caracterización a través de MEF de la interfaz suelo-pilote será abordada con el programa computacional RFEM5. Con los resultados obtenidos de la simulación será posible realizar un mejor análisis teórico y serán sometidos a una comparación numérico-experimental para verificar y validar los resultados conocidos de los ensayos de modelos físicos publicados anteriormente [1].

Finalmente en el presente trabajo se investigó sobre parámetros de modelación geotécnica para estudiar varios aspectos del comportamiento de prototipos. A partir de modelos físicos reducidos, es deseable tener alguna idea sobre la manera de como extrapolar los resultados experimentales observados a una escala real de campo. Para ello, se revisaron y analizaron leyes de escalas en la literatura actual aplicables a pilotes sometidos a carga axial. Utilizando la metodología de relaciones de escalas mostradas en la Tabla 1, fue posible determinar las dimensiones de la longitud y diámetro del prototipo real. En el próximo paso se deberá encontrar un prototipo apropiado cuyo comportamiento sea comparado con los resultados disponibles del modelo.

7. AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido posible gracias al apoyo recibido por la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba (Departamento de Ingeniería Civil, CIGEF).

8. REFERENCIAS

[1] Aiassa, G., Arrúa, P., Eberhardt, M., Baldoncini, R., *Ensayos de carga sobre modelos físicos de Micropilote Hincado e Inyectado (MHI)*, Memoria del Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica XXV CAMSIG, 2021.

[2] Dlubal FEM Structural Anlysis Software, *RFEM Tutorial,* version September 2020.

[3] Altaee, A., Fellenius, B., *Physical Modeling in Sand*, Canadian Geothechnical Journal, 31, 1994, pp: 420-431.

[4] Momeni, R., Rostami, V., Khazaei, J., *Study of Physical Modelling for Piles*, Open Journal of Geology, 7, 2017, pp: 1160-1175.

[5] Sedrán, G., *Experimental and Analitycal Study of a Frustum Confining Vesel*, Doctoral Thesis, McMaster University, 1999.

[6] Gibson, A., *Physical Scale Modelling of Geotechnical Structural at One-G*, Doctoral Thesis, California Insittute of Technology, Pasadena, California, 1996, pp:2.1-2.22.

[7] Wood, D., *Geotechnical Modelling*, Versión 2.2, 2004, pp:233-268.

Estudo numérico-experimental do mecanismo de transferência de carga desenvolvido em fundações reforçadas com inclusões rígidas

D.V.S. Mützenberg, J.F. Rodríguez-Rebolledo e J.A. Buritica-García

danilo.mutz@gmail.com; jrodriguezr72@gmail.com; julianburitica@gmail.com
Departamento de Geotecnia, Campus Universitário Darcy Ribeiro, Universidade de Brasília (UnB), Asa Norte, Brasília-DF, Brasil

RESUMO: A técnica das inclusões rígidas tem sido comumente usada para reforçar solos moles de aterros rodoviários e ferroviários. No entanto, atualmente ela tem sido usada para reduzir o custo de fundações profundas de edifícios. Um estudo numérico desenvolvido por Chevalier mostra que o mecanismo de transferência de carga (considerando uma camada de distribuição granular) obtido quando uma laje rígida é usada em vez de um aterro, é diferente e sua eficiência é consideravelmente maior. Este trabalho apresenta os resultados de um estudo numérico-experimental do mecanismo de transferência de carga entre a cabeça de uma inclusão e a camada de distribuição sob uma laje rígida, considerando um solo coesivo-granular formado por um solo tropical característico do Planalto Central brasileiro. Os modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos foram calibrados e validados usando dados de um modelo físico simplificado em escala real. Os resultados mostram o processo para a geração de um modelo numérico capaz de simular os recalques e as tensões desenvolvidas na camada de distribuição considerando a formação do mecanismo de transferência de carga obtido no modelo físico (cone truncado).

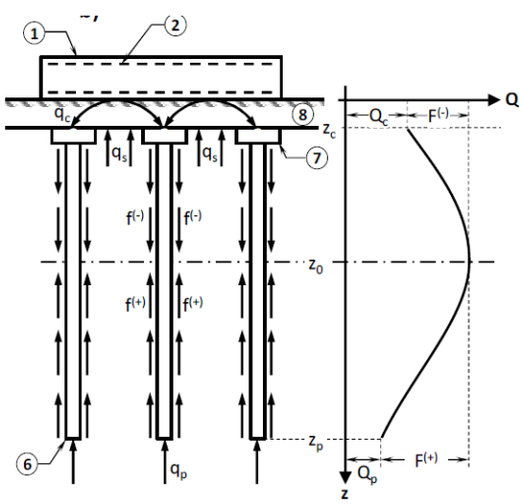
Palavras clave: Inclusões rígidas, Camada de distribuição, Solo tropical, Transferência de carga

RESUMEN: La técnica de las inclusiones rígidas se ha usado comúnmente para el refuerzo de suelos compresibles para proyectos de terraplenes de carreteras y ferrocarriles. Sin embargo, actualmente se ha usado para reducir el costo de cimentaciones profundas de edificios. Un estudio numérico realizado por Chevalier muestra que el mecanismo de transferencia de carga (considerando una capa de distribución de carga granular) obtenido cuando se considera una losa rígida en lugar de un terraplén es diferente y su eficiencia aumenta considerablemente. En este trabajo se presentan parte de los resultados obtenidos de un estudio numérico-experimental del mecanismo de transferencia de carga entre la cabeza de una inclusión y la capa de distribución, considerando un material cohesivo-friccionante formado por un suelo tropical compactado característico del Planalto Central brasileño. Los modelos numéricos se basan en el método de los elementos finitos y fueron calibrados y validados usando los resultados de un modelo físico simplificado en escala real. Los resultados muestran el proceso para la generación de un modelo numérico capaz de simular los asentamientos y las tensiones desarrolladas en la capa de distribución considerando la formación del mecanismo de transferencia de carga obtenido en el modelo físico (cono truncado).

Palabras clave: Inclusiones rígidas, Capa de distribución, Suelo tropical, Transferencia de carga

1 INTRODUÇÃO

A técnica de reforço de solos moles com inclusões rígidas tem se mostrado presente em diversas obras desde 1990, muitos delas sendo reportados por Briançon *et al.* [1], sendo que 80% das aplicações eram utilizadas em aterros ferroviários ou rodoviários. Porém, atualmente esse tipo de fundação tem sido explorado para reduzir recalque das mais diferentes estruturas, como pátios para armazenamento de carvão, fundação de tanques de gás natural liquefeito e edificações temporárias para armazenamento de rejeito de usinas nucleares (Xing et al. [2], Bernuy et al. [3], Briançon et al. [4]). A eficiência das inclusões rígidas e o seu baixo custo comparado com alternativas tornou esse tipo de fundação em uma das mais utilizadas em condições de solo mole (Briançon et al. [4], Rodríguez-Rebolledo and Auvinet [5])
O princípio do reforço de solos moles pelas inclusões rígidas se baseia em um mecanismo gerado pela complexa interação entre o solo reforçado, as inclusões rígidas e a camada de distribuição, mecanismo mostrado na Fig. 1. A primeira parte do mecanismo é a transmissão do carregamento superficial (q) para as inclusões rígidas (q_c) pela camada de distribuição, diminuindo o carregamento sobre o solo reforçado (q_s). A segunda parte é a formada quando o solo reforçado sofre um recalque maior do que as inclusões na parte superior do substrato, levando a um efeito de atrito negativo ($f^{(-)}$) e aumentando a transferência de carga para as inclusões. Por sua vez, na parte inferior do substrato, as inclusões recalcam mais do que o solo, gerando força de ponta (q_p) e atrito positivo lateral ($f^{(+)}$) (Combarieu [6]; Jenck et al. [7]; Rodriguez-Rebolledo [8], Briançon et al. [4]).



1) Radier/Placa 2) Reforço do radier 6) Inclusão Rígida
7) Capitel 8) Camada de distribuição

Figura 1. Mecanismos de transferência de carga em uma fundação com inclusões rígidas (Rebolledo et al. [8])

De acordo com Nunez *et al.* [9], para aterros estaqueados reforçados com geossintético, o mecanismo de transferência de carga que ocorre na plataforma de distribuição de carga pode ser classificado em três tipos: arqueamento do solo, prismático (elementos volumétricos de concentração de tensão) e coluna virtual (atrito negativo). Geralmente, métodos que utilizam o arqueamento de cargas, como o British Standard BS 8006 (BSI [10]), mostram resultado satisfatórios de eficiência de transferência de carga. Detalhes a respeito dos diferentes métodos disponíveis na literatura podem ser encontrados em Van Eekelen e Han [11].

Chevalier et al. [12] demonstrou que mecanismos de transferência de carga diferentes são obtidos quando um radier é utilizado no lugar de um aterro, que seria o caso da utilização de inclusões rígidas para reforço de fundações de edificações. Enquanto no caso do aterro ocorre grandes deslocamentos na região entre inclusões e pequenos deslocamentos em regiões acima das inclusões, formando uma pirâmide truncada (Fig. 2a), no caso da presença de um radier a região de menor deslocamento é restrita em uma coluna diretamente acima das inclusões (Fig. 2b). No mesmo trabalho, o autor mostra que a eficiência do sistema passa de 31.6 %, quando considerado um aterro, para 72.3 %, quando considerada uma laje, Fig. 3.

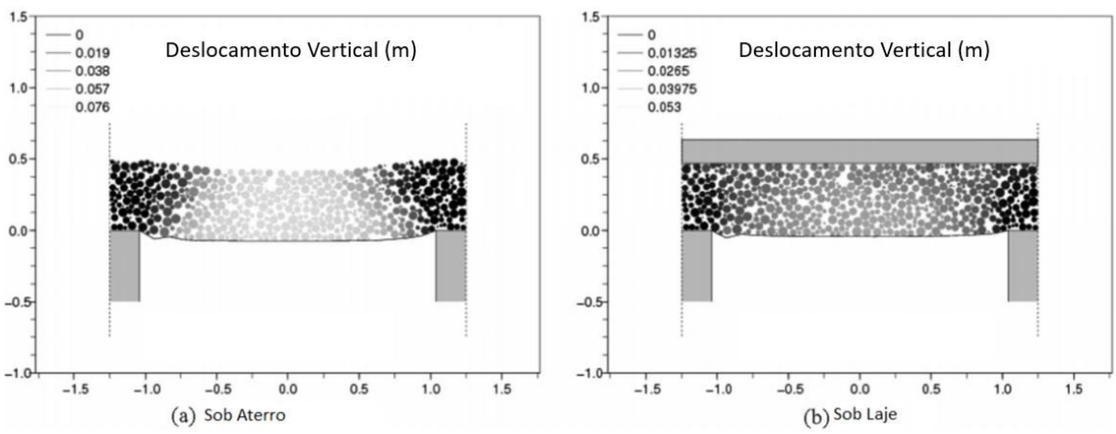
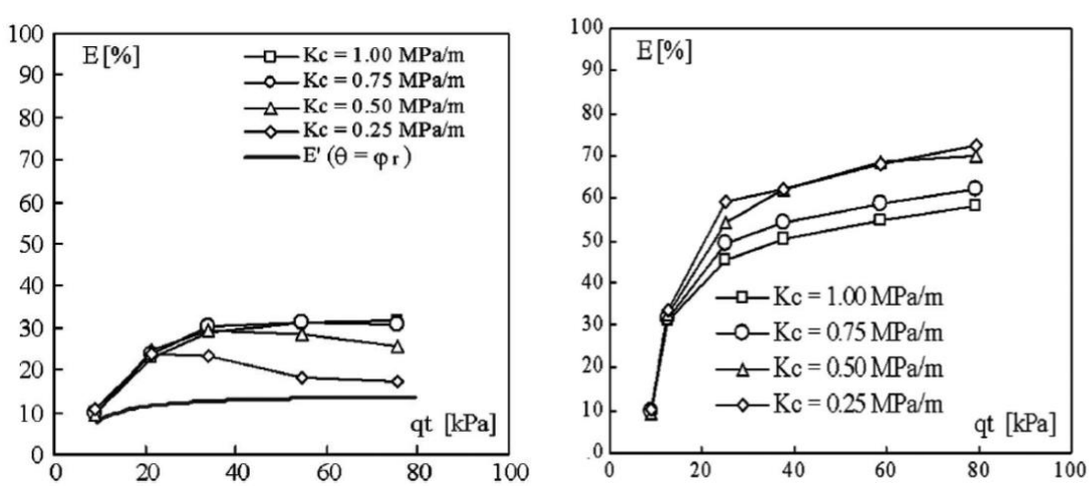


Figura 2. Mecanismos de transferência de carga em uma fundação com inclusões rígidas. a) Caso de um aterro. b) Caso de uma fundação com radier (Chevalier et al. [12] adaptado)



a) b)

Figura 3. Influência da rigidez do solo reforçado (K_c) na eficiência (E), sem considerar (a) e considerando (b) uma laje rígida (Chevalier et al. [12] adaptado)

Em oposição à geometria definida por Chevalier et al. [12] para o caso com radier, Buritica-García [13] revelou com o uso de modelos físicos que, se desconsiderar a contribuição do solo reforçado, o mecanismo de transferência de carga para uma camada composta por solo coesivo-friccional se dá por

meio do desenvolvimento de um cone truncado, cuja forma depende do valor do ângulo de atrito da camada de distribuição (Fig. 4).

Figura 4. Mecanismos de transferência de carga em forma de cone truncado (Buritica-García [3]).

O objetivo deste trabalho é, portanto, mostrar o processo para a geração de um modelo numérico para realizar um estudo numérico-experimental do mecanismo de transferência de carga entre a cabeça de inclusão e a camada de distribuição, considerando os mecanismos anteriormente citados. Esse processo será explicado por meio da comparação de três modelos, mostrando as hipóteses para as suas formações e os seus resultados. Os modelos numéricos foram calibrados e validados usando dados de um modelo físico simplificado em escala real desenvolvido por Buritica-García [13].

2 METODOLOGIA

2.1 *Descrição do modelo físico*

Para o desenvolvimento dos modelos numéricos e para estudar os mecanismos de transferência de carga no interior da camada de distribuição, foi considerado o modelo físico em escala real gerado por Burituca-García [13]. A configuração geométrica de modelo foi baseada no conceito de célula ou área de influência (Schlosser et al., 1984 [14]), onde foi considerada uma malha hexagonal para um grupo infinito de inclusões, a qual (para fins práticos) pode ser aproximada para uma malha circular (Rodriguez-Rebolledo et al. [15]; [16]).

O equipamento utilizado para construir o modelo físico (Fig. 5) consistiu em um cilindro vazado de concreto de 50 cm de altura e diâmetro interno de 1 m (diâmetro da célula de influência = separação entre inclusões = 1m). A carga foi aplicada por meio de uma placa rígida. Na parte inferior do cilindro foi colocada uma placa metálica com um orifício no centro para possibilitar a passagem da inclusão e assim simular o recalque do solo reforçado mediante o deslocamento vertical controlado por dispositivos hidráulicos. Os detalhes do equipamento podem ser observados em Buritica-García [13].

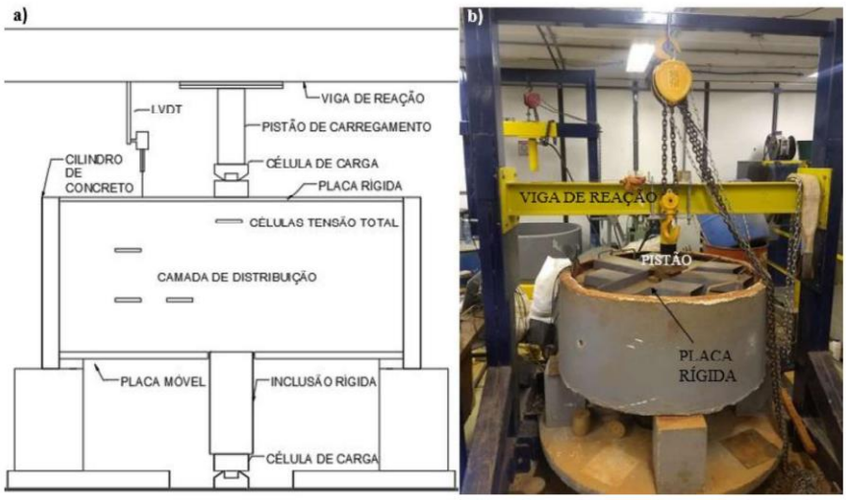


Figura 5. Modelo físico 1g. (a) Seção transversal, (b) Vista geral do equipamento (Buritica-García [13])

Na execução desse modelo físico, assim com nesta pesquisa, optou-se por trabalhar com um material coesivo-friccional típico da região do Distrito Federal. O solo utilizado foi um latossolo argilo-arenoso e foi coletado no antigo campo experimental de fundações do Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. As amostras (deformadas) foram retiradas de uma profundidade de 1.5 m aproximadamente.

Dentre os resultados obtidos por Buritica-Garcia [13] nos modelos físicos, foram medidas as cargas na cabeça da inclusão durante o carregamento da camada de distribuição e o recalque desenvolvido na placa rígida superior. As curvas obtidas para tais variáveis foram consideradas como a base para a calibração do modelo numérico, de forma de simular o mesmo comportamento tensão-deformação do modelo físico.

2.2 *Descrição do modelo numérico*

Seguindo o modelo físico de Buritica-García [13] e a simplificação da representação da área de influência de uma malha de inclusões rígidas, o problema pode ser considerado axissimétrico com o raio de dita área igual à metade da separação (*S*) entre inclusões. Esta hipótese é válida apenas para as inclusões centrais. Desta forma o modelo numérico foi desenvolvido com a hipótese de axissimetria e o processo utilizado para chegar ao modelo partindo da malha de inclusões é explicado na Fig. 6.

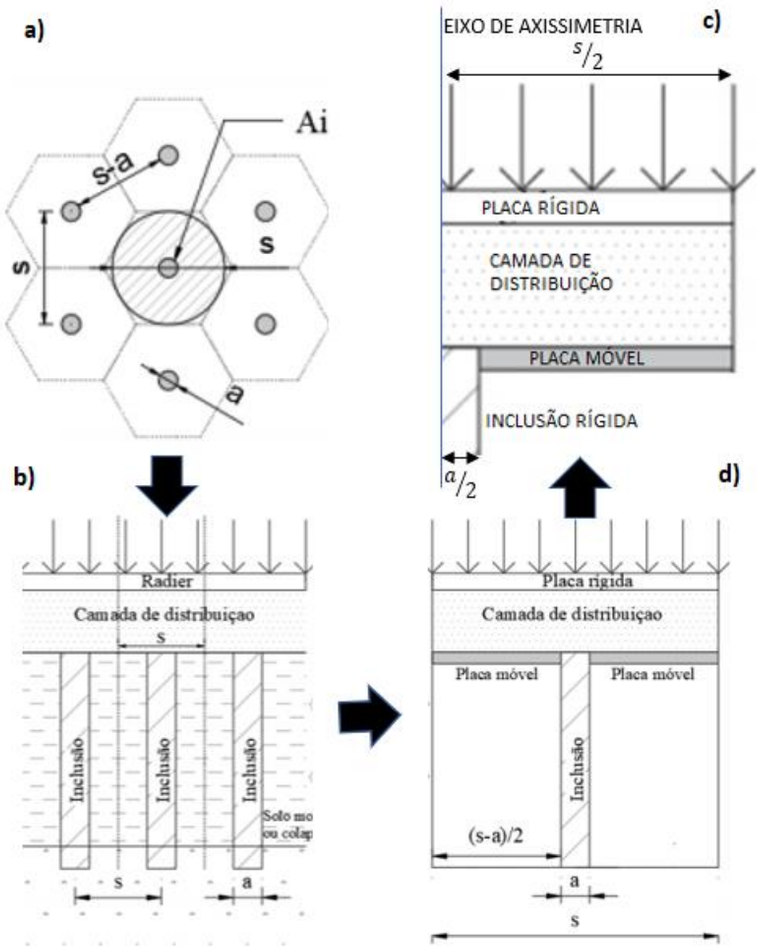


Figura 6. Processo de simplificação do problema estudado: a) malha de distribuição das inclusões rígidas, b) Área considerada para estudo, c) Simplificação para modelo físico, d) Simplificação para o modelo numérico. Onde S é o espaçamento entre inclusões, a é o diâmetro da inclusão e Ai é a área de influência.

Os modelos consideraram uma placa superior, simulada por um elemento tipo placa. A inclusão rígida foi simulada como um bloco rígido contínuo ("indeformável") igual à placa inferior (Fig. 7). O cilindro de concreto foi simulado por condições de contorno, restringidas para o movimento lateral e liberadas para o movimento vertical. No modelo apresentado foi utilizado o contato do tipo coesivo-friccional entre as partes do sistema de forma a sumular o comportamento observado no modelo laboratorial.
O problema foi modelado em quatro etapas de análise para representar o modelo físico da forma mais realista possível: a primeira etapa consistiu na determinação das tensões iniciais do modelo; na segunda foi retirada a placa inferior; na terceira foi colocada a placa superior de aplicação de carga; e na quarta foram aplicadas as cargas na placa superior até a ruptura do modelo. A modelagem e as simulações foram realizadas no Plaxis 2D, programa de elementos finitos bidimensional usado para realizar análises de deformação, estabilidade e de fluxo para diversas aplicações geotécnicas.

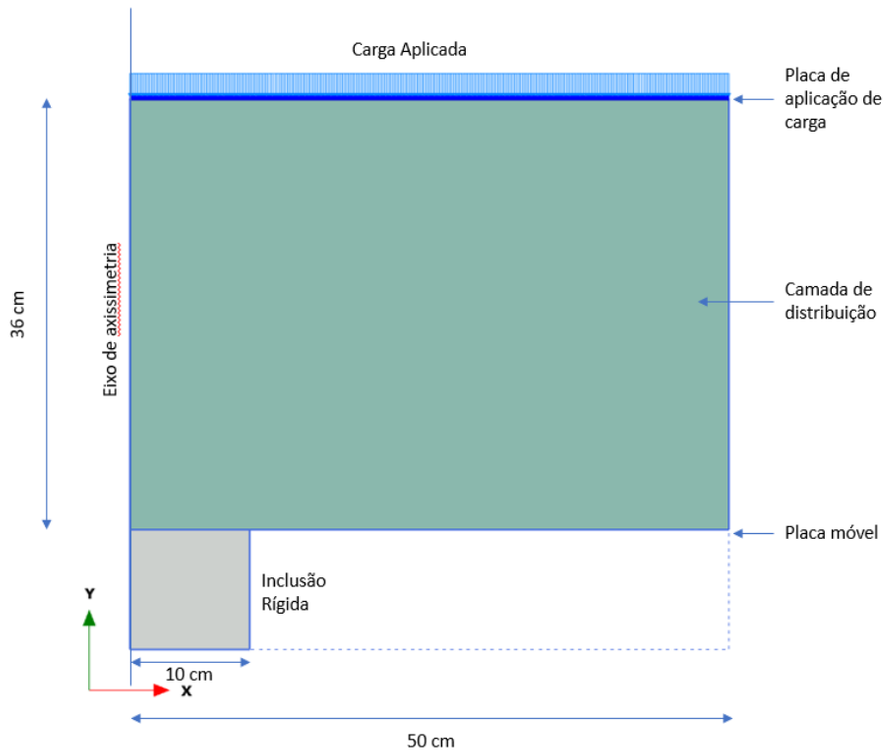


Figura 7. Modelo axissimétrico usado para a simulação

2.3 *Calibração dos parâmetros para o modelo HS*

O solo estudado passou por uma campanha de ensaios para realizar sua caracterização física e mecânica, possibilitando a obtenção de parâmetros para o modelo constitutivo *Hardening Soil* (HS). Este modelo é capaz de simular o endurecimento isotrópico que reproduz com maior precisão o comportamento elasto-plástico progressivo e o desenvolvimento de dilatância do solo (mobilizada antes de alcançar a ruptura). Desta forma, o modelo foi considerado adequado para a simulação da camada de distribuição de carga.
A partir dos ensaios laboratoriais, foi realizado um primeiro ajuste dos parâmetros do modelo, seguindo a metodologia apresentada por Rodríguez-Rebolledo et al. [17]. Os resultados se afastaram consideravelmente do desempenho observado na modelagem física, por esse motivo foi necessário executar um novo ajuste dos valores dos módulos de rigidez. Os parâmetros finalmente calibrados com o modelo físico são mostrados na Tabela 1. As curvas de laboratório e as obtidas da calibração dos parâmetros para o modelo HS são mostradas na Fig. 8.

Tabela 1. Parâmetros para o solo utilizado calibrados para o modelo HS

γ (kN/m³)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m	ν_{ur}	K_0^{NC}	p_{ref} (kN/m²)	c (kN/m²)	ϕ (°)	ψ (°)	R_f
18	13	5	30	0,9	0,2	0,5	100	30	27	0	0,9

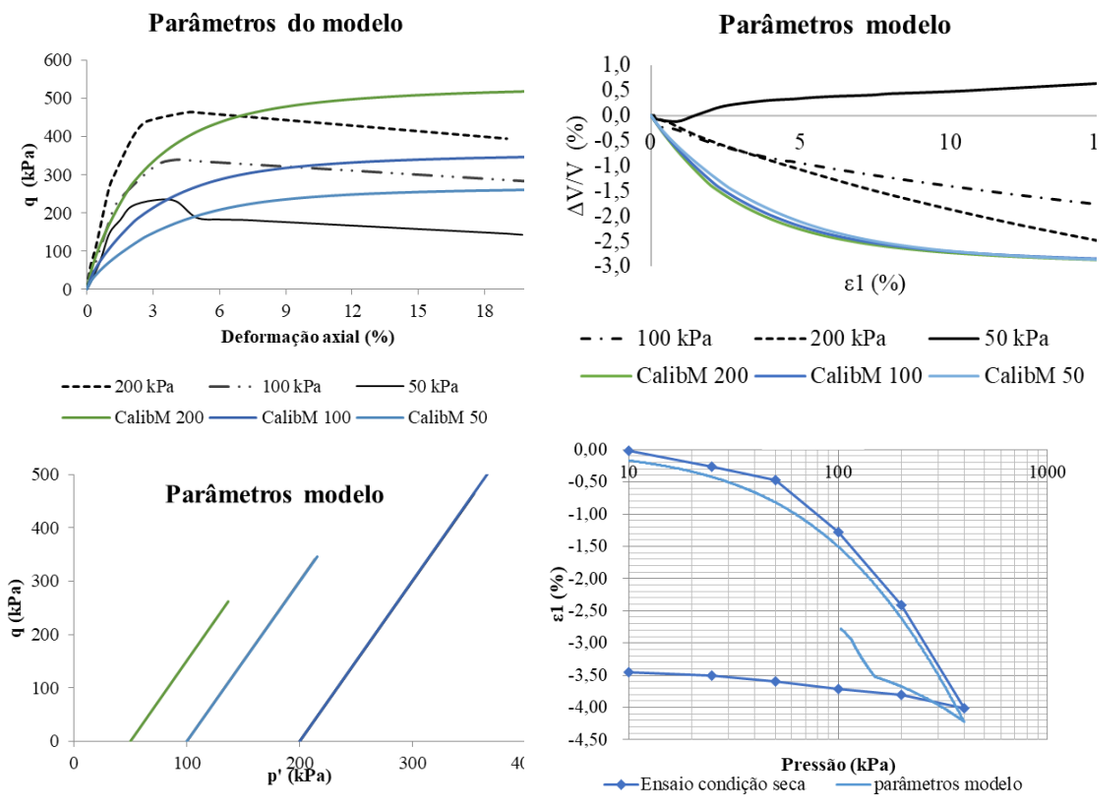


Figura 8. Resultados da calibração dos parâmetros do solo utilizado para o modelo HS

2.4 *Casos de análise*

O primeiro modelo desenvolvido, denominado Seção Completa, considerou a simulação da camada de distribuição de forma integral, ou seja, a região toda da camada foi simulada por um único material (Fig. 9a). Este modelo mais simples teve como principal funcionalidade verificar a estabilidade do modelo com os parâmetros adotados no momento da retirada da placa inferior e com a aplicação do carregamento.
Para o segundo modelo, denominado Geometria da Coluna (Fig. 9b), desenhou-se a geometria da coluna de transferência de carga obtida no modelo físico dentro da camada de distribuição e refinou-se a malha na região, com o intuito de estudar as tensões na região onde se forma dita coluna. Nos ensaios mostrados em Buritica-Garcia [13], foi realizado uma auscultação da camada de distribuição após sua ruptura para verificar a forma do mecanismo de transferência de carga e foram medidos ângulos da coluna de transferência de carga entre 64 e 67°, com um valor médio de 65°. Desta forma, o ângulo da coluna foi definido como 65° em relação a uma reta horizontal traçada a partir da cabeça da inclusão rígida.
Notou-se que o ponto ao final da inclusão representa uma região problemática, primeiro por ser uma quina, levando a uma concentração de tensões, e segundo por ser uma região de encontro de materiais com módulos de rigidez bastante diferentes, dificultando a compatibilização dos deslocamentos. Para resolver essas questões, do primeiro caso para o segundo foi realizado um refinamento de malha, discretizando melhor a região, trazendo mais pontos para calcular tensões e deslocamentos. A partir disto, foi possível observar uma melhor distribuição das tensões, levando a uma melhor calibração do comportamento do modelo.

Para o terceiro modelo, chamado de Coluna de Transferência, o solo circundante à coluna de transferência de carga foi retirado, de forma que essa coluna perdesse o confinamento (Fig. 9c), fenômeno observado na modelagem física de Buritica-García [13] e descrita por Chevalier et al. [12].

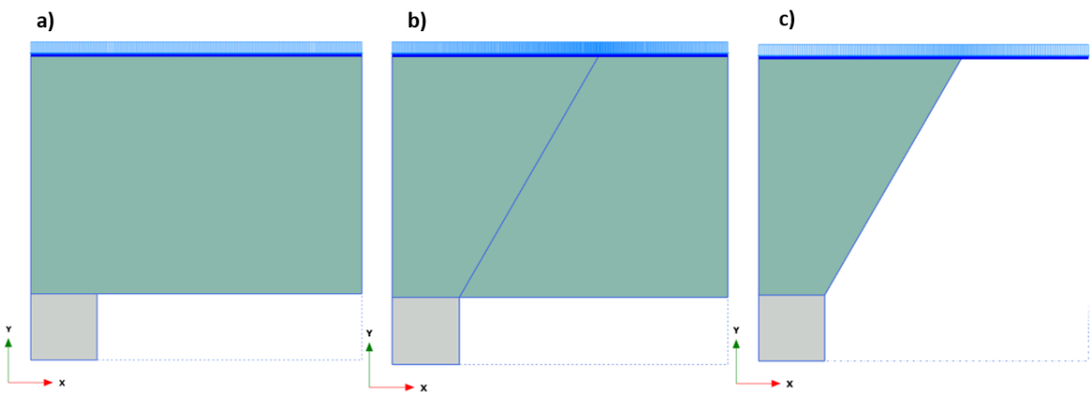


Figura 9. Modelos numéricos estudados. a) Seção completa, b) Geometria da coluna, c) Coluna de transferência

3 RESULTADOS

3.1 *Comparação entre os modelos físico e numérico*

Comparando-se o deslocamento vertical na placa superficial em relação à tensão na cabeça da inclusão dos modelos físico e numéricos (Fig 10), verificou-se que os dois primeiros modelos numéricos mostraram comportamento similar entre eles, mas distantes do modelo físico, em oposição com o terceiro modelo, que mostrou um comportamento bastante semelhante ao modelo físico. Ressalta-se que os resultados mostrados foram obtidos da otimização dos parâmetros do modelo constitutivo para o terceiro modelo.
O primeiro modelo mostrou um recalque muito inferior em relação ao modelo físico, revelando uma rigidez muito elevada. Sua configuração não permitiu a deformação do solo, principalmente na região do encontro com a inclusão (Fig. 11a), inibindo a formação da coluna de transferência de carga. A adição da geometria da coluna no segundo modelo permitiu maior deformação na região de encontro da inclusão com o solo, resultando em uma maior deformação vertical da camada, porém distante do observado no modelo físico. O terceiro modelo por sua vez se aproximou bem do comportamento do modelo físico, principalmente no trecho elástico (aproximadamente até tensões de 600 kN/m²), porém não conseguiu representar a deformação continuado modelo físico, mas sim uma brusca mudança de comportamento por volta de 900 kN/m².

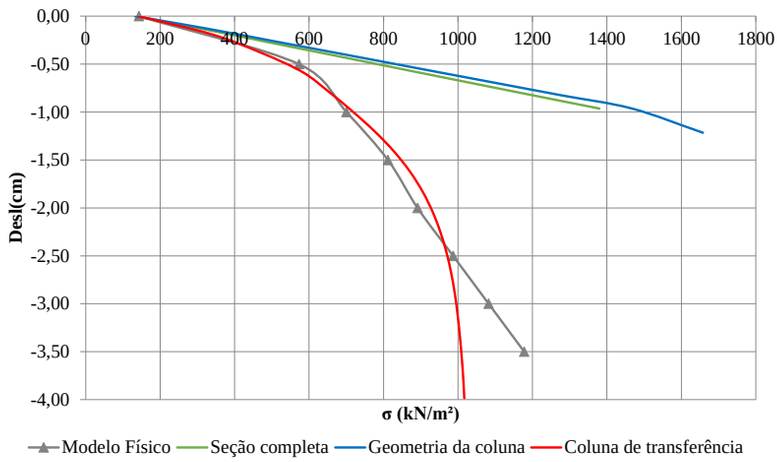


Figura 10. Gráfico de deslocamento vertical na placa superficial *versus* tensão na cabeça da inclusão para o modelo físico, modelo de Seção completa, modelo de Geometria da coluna e modelo da Coluna de transferência.

3.2 *Comparação entre os modelos numéricos*

Além da comparação dos modelos numéricos em relação ao modelo físico, foi feito um estudo comparativo entre eles, ponderando o efeito das mudanças de geometria nas tensões e deformações da camada de distribuição. Tal estudo se mostrou efetivo para a verificação visual do mecanismo de transferência de carga, auxiliando principalmente na visualização do efeito de confinamento da coluna de transferência de carga.

A Fig. 11 mostra a malha deformada dos três modelos estudados mostrando como seria a configuração final da camada de distribuição nos respectivos casos. Observa-se que a maior deformação nos dois primeiros modelos ocorreu na região inferior, onde houve a retirada da placa e no terceiro modelo, a maior deformação ocorreu na região lateral da coluna de transferência de carga.

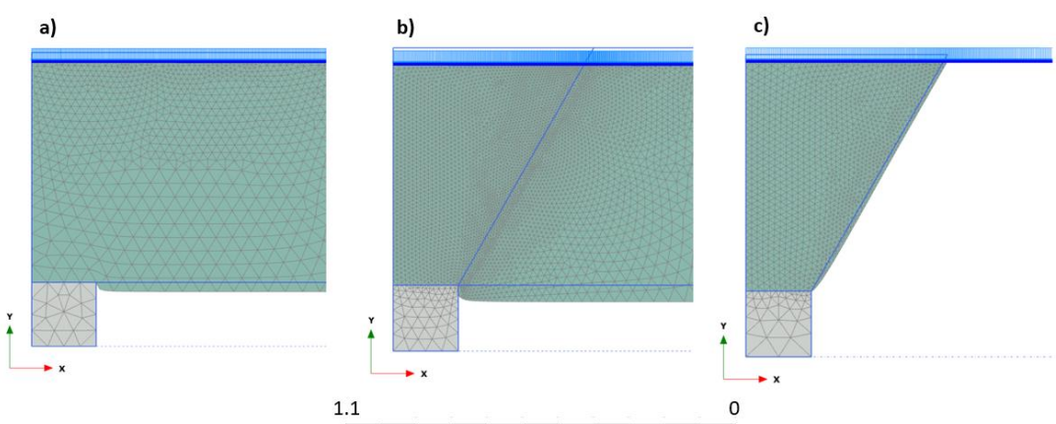


Figura 11. Malha deformada no momento da ruptura a) Seção completa, b) Geometria da coluna, c) Coluna de transferência

Verificando-se as tensões verticais desenvolvidas na camada (Fig 12), observa-se um comportamento muito semelhante entre os modelos. As maiores deformações ocorreram nas regiões fora da coluna de transferência de carga e as menores ocorreram na região diretamente acima das inclusões, resultado semelhante aos observados por Chevalier et al. [12], como pode ser observado na Fig. 2.

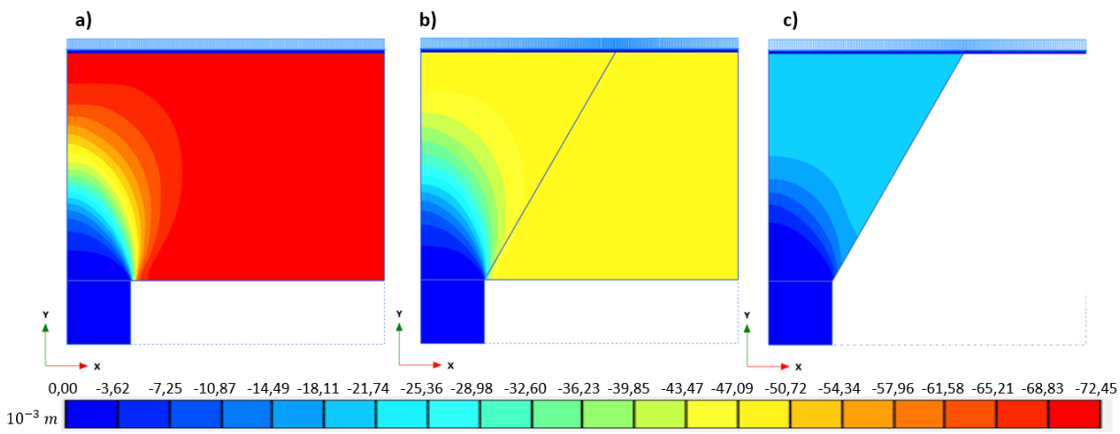


Figura 12. Deformação vertical no momento da ruptura a) Seção completa, b) Geometria da coluna, c) Coluna de transferência

Verificou-se que os três modelos apresentaram uma concentração de deformações horizontais na mesma região (Fig. 13). Esse fenômeno é explicado pela restrição de deslocamento vertical causada pela inclusão rígida na parte inferior da camada de distribuição de carga, fazendo com que a deformação axial da camada gera uma expansão lateral do solo na região acima da inclusão. Nota-se na Fig. 12a que a região de maior deformação horizontal coincide com a geometria desenhada da coluna de transferência de carga.

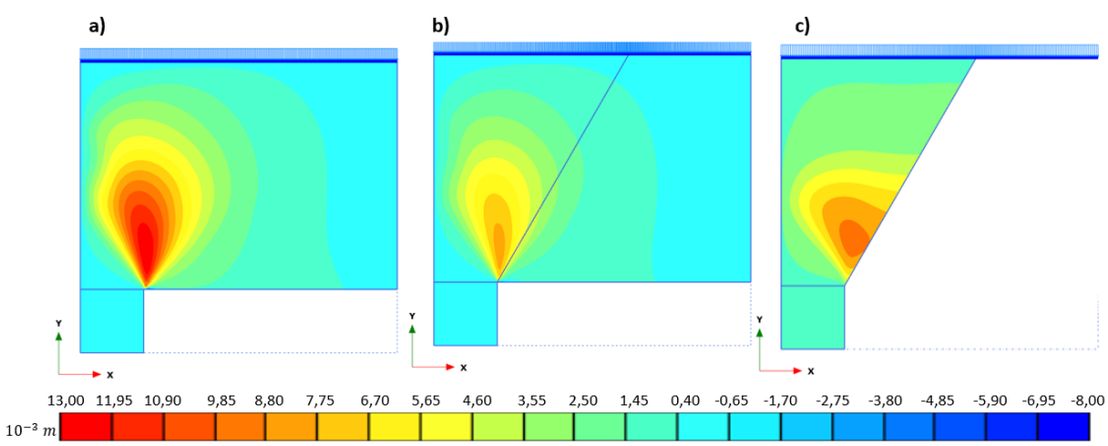


Figura 13. Deformação horizontal no momento da ruptura a) Seção completa, b) Geometria da coluna, c) Coluna de transferência

Por último, vemos que as tensões principais verticais são semelhantes nos três modelos e existe uma maior concentração na cabeça da inclusão (Fig. 14). Nessa região o solo sofre plastificações elevadas, chegando à condição de ruptura, causando o rompimento da coluna de transferência de carga. Observa-se que os valores de tensão vertical são menores no terceiro modelo, pois, pela falta de confinamento lateral, a tensão de ruptura do solo é menor e, com isso, o rompimento ocorreu antes de atingir as tensões ocorridas nos outros modelos.

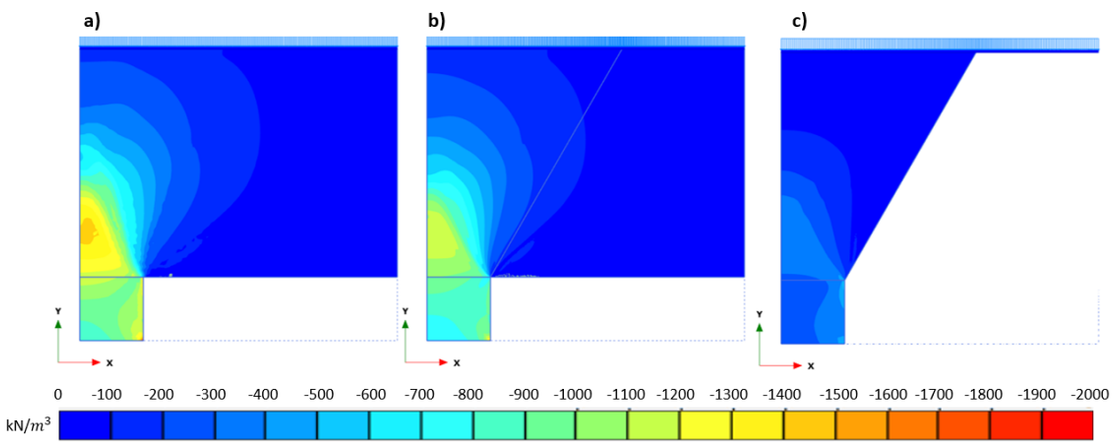


Figura 14. Tensão principal σ1 no momento da ruptura a) Seção completa, b) Geometria da coluna, c) Coluna de transferência

Como o terceiro modelo mostrou resultados melhores ao se comparar com o comportamento do modelo físico, pode-se inferir erroneamente que o solo fora da região da coluna de transferência de carga não ter grande influência no mecanismo. Porém repara-se que no modelo físico essa região exerce uma tensão de confinamento na coluna, mostrando que o processo de desconfinamento se daria de forma gradativa, diferente do simulado pelo terceiro modelo. Isso poderia resultar no comportamento de deformação contínua, visto na curva do modelo físico da Fig. 10, que não foi alcançado pelos modelos numéricos. Além disto, como mostrado por Chevalier et al. [12], essa tensão de confinamento influência diretamente no critério de ruptura do material constituinte da camada, podendo fazer ou não o sistema romper. Desta forma, a implementação de uma tensão confinante na coluna de transferência de carga do terceiro modelo poderia trazer resultados ainda melhores para o modelo numérico.

4 CONCLUSÕES

O presente trabalho mostra um processo para a geração, calibração e validação de um modelo numérico capaz de simular os recalques sofridos por uma camada de distribuição e as tensões desenvolvidas na cabeça da inclusão considerando a formação de uma coluna de transferência de carga. Esse processo foi explanado por meio da comparação de três modelos numéricos e tendo como referência os resultado de um modelo físico.

Enquanto os primeiros modelos gerados mostravam distribuições de tensões coerentes com o fenômeno estudado, tendo concentrações de tensões na região acima da inclusão rígida semelhante à coluna de transferência de carga, os recalques obtidos por eles foram inferiores aos observados no modelo físico.

Essa baixa deformação axial revela que a camada de distribuição nesses casos estava com uma rigidez maior do que realmente ocorre. Se considerarmos a hipótese de Chevalier et al. [12], que os recalques nesse tipo de sistema ocorrem pela deformação axial da coluna de transferência de carga, podemos dizer que o real ocorrido foi que a coluna estava com uma resistência elevada. Essa resistência pode ter sido resultado do não desconfinamento do solo, aumentado a sua tensão de ruptura, levando-se ao entendimento que esse desconfinamento é de grande importância para o entendimento do mecanismo de transferência de carga.

Com isto, chegou-se a um modelo numérico que utiliza o Método dos Elementos Finitos capaz de reproduzir o comportamento de um sistema de fundação reforçado com inclusões rígidas, sendo possível utilizá-lo para estudos futuros com o intuito de aprofundar o conhecimento desse tipo de fundação.

Porém, pelas observações do modelo físico chegou-se à conclusão que não ocorre o total desconfinamento da coluna de transferência de carga, sendo que a implementação de tensão de confinamento na coluna do modelo numérico pode trazer resultados ainda mais coerentes com os observado no modelo físico.

5 AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamentos de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001, e da Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FapDF) – Projeto de Demanda Espontânea (Edital 03/2016).

6 REFERÊNCIAS

[1] Briançon, L., Haza-Rosier, E., Thorel, L., Damiel, D. & Combarieu, O. (2011). Recomendations for design, construction and control of rigid inclusion ground improvements. IREX's Soil Specialist Cluster, 317 p.

[2] Xing, H., Zhang, Z., Liu, H., & Wei, H. (2014). Large-scale tests of pile-supported earth platform with and without geogrid. Geotextiles and Geomembranes, 42(6), 586-598.

[3] Bernuy, C., Hor, B., Kim, S., Song, M., & Alqoud, S. Y. (2018). LNG tanks on rigid inclusions: Kuwait. Innovative Infrastructure Solutions, 3(1), 80.

[4] Briançon, L., Dias, D., & Simon, C. (2015). Monitoring and numerical investigation of a rigid inclusions–reinforced industrial building. Canadian Geotechnical Journal, 52(10), 1592-1604.

[5] Rodríguez-Rebolledo, J.F. & Auvinet, G. (2006). Rigid Inclusions in México city soft soils. Int. Symp: Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, TC36, México, DF. Pp 197-206

[6] Combarieu, O. (1990). Amélioration des sols par inclusions rigides verticals. Application à l'édification de remblais sur sols médiocres. Revue Française de Géotechnique, 44, 57 – 79

[7] Jenck, O., Dias, D. & Kanster, R. (2005). Soft ground improvement by vertical rigid piles two-dimensional physical modelling and comparison with current design methods. Soils and Foundations, vol. 45, no. 6, 15-30, Dec. 2005.

[8] Rodríguez-Rebolledo, J.F. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la ciudad de México. Tesis de Doctorado em Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, DF, 244 p.

[9] Nunez, M., Briançon, L., and Dias, D. (2013). Analyses of a pile-supported embankment over soft clay: full-scale experiment, analytical and numerical approaches. Engineering Geology, 153: 53–67.

[10] BS 8006-1 (2012). Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. Incorporating Corrigendum 1. British Standards Institution, London, UK

[11] Van Eekelen, S. J. M., and Han, J. (2020). Geosynthetic-reinforced pile-supported embankments: state of the art. Geosynthetics International., 27(2), 112-141.
[12] Chevalier, B., Villard, P., & Combe, G. (2011). Investigation of load-transfer mechanisms in geotechnical earth structures with thin fill platforms reinforced by rigid inclusions. International Journal of Geomechanics, 11(3), 239-250.
[13] Buritica-García, J. A. (2021). Estudo do mecanismo de transferência de carga na camada de distribuição em fundações reforçadas com inclusões rígidas. Tese de doutorado, Publicação G.TD-164/21, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 190 p.
[14] Schlosser, F.; Jacobsen, H.M; & Juran, I. (1984). Le renforcement des sols. Revue Française de Géotechnique, 29:7-33.
[15] Rodríguez-Rebolledo, J.F.; Auvinent G. & Martínez H.E. (2015). Settlement analysis of friction piles in consolidating soft soils. DYNA, 82(192):211-220.
[16] Rodríguez-Rebolledo, J.F.; León, R.F.; Camapum De Carvalho, J. (2019). Performance Evaluation of Rigid Inclusion Foundations in the Reduction of Settlements. Soils and Rocks, 42(3):265279
[17] Rodríguez-Rebolledo, J.F.; León, R.F.; Camapum De Carvalho, J. (2019). Obtaining the mechanical parameters for the hardening soil model of Tropical soils in the city of Brasília. Soils and Rocks, 42(1):61-74.

Estudio numérico de fundaciones circulares apoyadas en arenas reforzadas con capas de geogrilla

D. Useche[1], G. Aiassa[2], P. Arrua[2] y M. Eberhardt[2]

djusechei@gmail.com; gaiassa@frc.utn.edu.ar

[1] Becario posdoctoral CONICET

[2] UTN Facultad Regional Córdoba. Dpto. de Ing. Civil. CIGEF. Ciudad Universitaria, Córdoba (5000), Argentina

RESUMEN: Una serie de modelos con elementos finitos se desarrollaron con el objetivo de simular el comportamiento de fundaciones circulares apoyadas en suelos reforzados con geogrilla La geogrilla se modeló como un material elástoplastico mientras que en el suelo se utilizó el modelo “Hardening-Soil" para realizar la simulación. Se estudiaron varios parámetros geométricos que tienen influencia en el comportamiento arena- geogrilla como son: número de capas de geogrilla, tamaño de la capa geogrilla, ubicación de la capa de geogrilla en la masa de suelo o tipo de geogrilla. Los parámetros utilizados en los modelos fueron obtenidos experimentalmente. Los modelos generados permitieron obtener el beneficio producido en el suelo al utilizar diferentes capas de geogrilla en la arena. Además, para validar los modelos numéricos, se compararon los resultados obtenidos con ensayos de laboratorio reportados con anterioridad. Los modelos numéricos presentaron una aproximación aceptable a los resultados reportados en los ensayos de laboratorio de fundaciones circulares apoyadas en arenas reforzadas con geogrilla.

Palabras clave: GEOGRILLAS – ZAPATAS – MODELOS

.....

1 INTRODUCCIÓN

El reforzamiento de suelos con materiales geosintéticos ha sido una técnica utilizada desde hace décadas para mejorar el comportamiento del suelo de fundación. Los trabajos reportados en la literatura muestran en su mayoría modelos experimentales a escala de fundaciones apoyadas en suelos con diferentes capas de geosintéticos incluidas [1-3]. Otros autores han realizado modelos numéricos para describir el comportamiento carga – asentamiento del suelo reforzado [4-6]. Los modelos con elementos finitos permiten analizar una serie importante de variables que de manera experimental implican más tiempo y recursos. En este trabajo se presentan los resultados de modelaciones en 3D realizadas para estudiar el efecto de la inclusión de geogrillas sobre la capacidad de carga y los asentamientos de fundaciones circulares apoyadas en arena.

2 MODELOS NUMÉRICOS

2.1 *Malla de elementos finitos*

Los modelos con elementos finitos se elaboraron según los parámetros óptimos obtenidos en ensayos experimentales reportados por los autores en trabajos anteriores [3-4]. Se simuló una fundación superficial apoyada en arena reforzada con geogrillas. Las variables consideradas en los modelos numéricos para el sistema arena-geogrilla fueron: diámetro de la fundación circular, B = 10 cm; número de capas de geogrilla, N = 3; distancia vertical entre geogrillas, h = 0.25B; distancia desde la base de la fundación y la primera capa de geogrilla, u = 0.25B; profundidad de la cimentación, D_f = 0; diámetro de las capas de Geogrid, D = 4B. Para discretizar el suelo se utilizaron elementos de 10 nodos. Se realizó un análisis de sensibilidad hasta obtener la convergencia del modelo, siendo 10,000 el número óptimo de elementos para conformar la malla. Para el suelo se utilizó el modelo "Hardening-Soil", y la geogrilla se modeló con un elemento que permite modelar el comportamiento de materiales ortotrópicos y anisotrópicos. Con el fin de ahorrar procedimientos de cálculo del software y teniendo en cuenta la condición de axialsimétria del modelo, la malla se construyó solamente con un cuarto de la geometría de la configuración experimental, como se puede ver en la Figura 1.

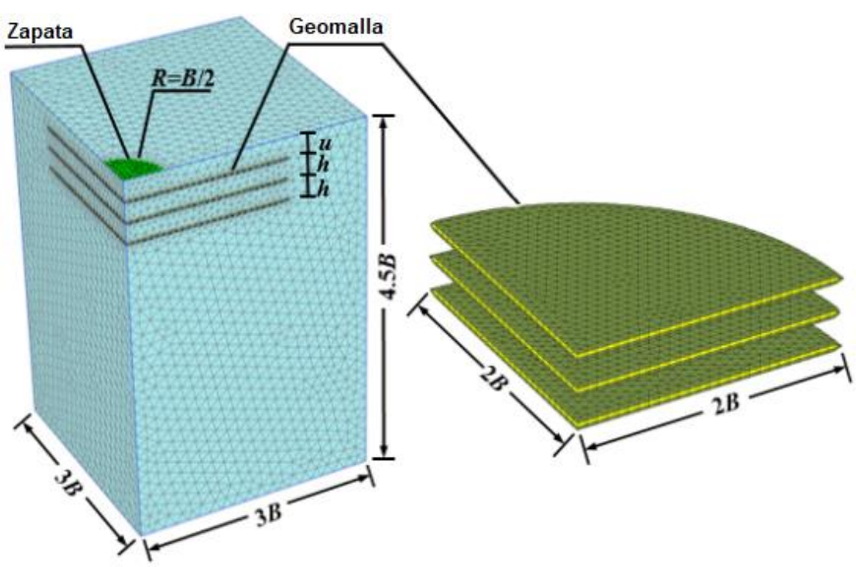


Figura 1. Módulo del espectro de densidad de potencia del eco secundario recibido

2.2 *Condiciones de borde y modelo constitutivo del suelo*

Se asume la fundación como rígida. La carga fue aplicada con desplazamientos uniformes de los nodos ubicados en la base de la fundación, a razón de 100 incrementos con el fin de obtener curvas de respuesta más suaves. La condición geoestática inicial del suelo reforzado fue simulada con la aplicación de la fuerza gravedad en la primera parte del análisis. Los desplazamientos horizontales fueron restringidos en el borde externo del modelo. También se restringieron los desplazamientos horizontales y verticales en el borde inferior del modelo. En la superficie se permitieron los desplazamientos en todas las direcciones. La línea central corresponde al eje de simetría.

El modelo constitutivo denominado "Hardening-Soil" permite simular el comportamiento no lineal de la arena. La deformación vertical, $\varepsilon 1$, está relacionada de manera hiperbólica con la tensión desviadora, q. Se producen deformaciones plásticas irreversibles y una reducción de la rigidez en el suelo cuando se somete a una tensión desviadora primaria. El modelo describe la dependencia y el estado límite de la tensión con los siguientes parámetros: rigidez de carga triaxial, E50, rigidez de descarga triaxial, Eur, rigidez de carga del edómetro, Eoed, ángulo de fricción, ϕ, cohesión, C y ángulo de dilatación, ψ. En contraste con el modelo de Mohr-Coulomb, el modelo "Hardening-Soil" también tiene en cuenta la dependencia de la tensión de los módulos de rigidez. Esto significa que toda la rigidez aumenta con la presión.

Para la geogrilla se utilizó un elemento que permite modelar el comportamiento de materiales ortotrópicos y anisotrópicos, el cual no soporta cargas de compresión o momentos flectores. El comportamiento tensión – deformación se describe con el modelo elastoplástico. El elemento se definió como material ortotrópico, característico por presentar la misma rigidez axial en ambas direcciones. Los siguientes parámetros determinan el comportamiento del material:

$$N_1 = EA_1\varepsilon_1$$

$$N_2 = EA_2\varepsilon_2$$

$$Q_{12} = GA\gamma_{12}$$

En el caso del material ortotrópico, $EA_1 = EA_2$ y $GA = 0.5\ EA_1$ para la condición tridimensional. Considerando la plasticidad, las máximas fuerzas de tracción se definieron como:

$N_{p,1}$: Máxima fuerza de tracción en la dirección 1

$N_{p,2}$: Máxima fuerza de tracción en la dirección 2

Se puede especificar un diagrama *N*- ε no lineal en caso de elastoplasticidad:

$N_{1,eps1}$: Diagrama *N*-ε en la dirección 1

$N_{2,eps2}$: Diagrama *N*-ε en la dirección 2

Las fuerzas axiales fueron calculadas en los puntos de tensión de los elementos de la geomalla. Las propiedades de la arena y los parámetros del modelo "Hardening-Soil" se presentan en las Tablas 1 y 2, respectivamente.

Tabla 1. Propiedades de la arena

Propiedad	Tipo/valor
	SP
Tamaño promedio, D50 (mm)	1.56
Peso unitario seco máximo, γmax (kN/m^3)	17.19
Peso unitario seco mínimo, γmin (kN/m^3)	14.27
Coeficiente de uniformidad, Cu	3.70
Coeficiente de curvatura, Cc	1.11
Densidad relativa, Dr (%)	60

Tabla 2. Parámetros de la arena para el modelo constitutivo Hardening-Soil

Parámetro	Valor
C (kPa)	0
ϕ (°)	40.5
ψ (°)	12.5
E50 (kPa)	19,000
Eur (kPa)	57,000
Eoed (kPa)	19,000
R_{int}, arena - geogrilla	0.92

La interacción arena – geogrilla se simuló usando dos superficies de contacto a cada lado de la capa de geogrilla. Este parámetro se mide mediante el factor de reducción de la resistencia al corte, R_{int}. Para las arenas, R_{int} se calcula como la relación entre la resistencia al corte del sistema suelo - geogrilla y la resistencia al corte del suelo, $R_{int} = \tan\phi_{interface} / \tan\phi_{sand}$. En esta investigación, se realizaron pruebas de corte directo en muestras de arena reforzada con geomalla para obtener los parámetros de corte de la interfaz y determinar el factor de reducción de resistencia. Los detalles de las pruebas de corte directo se pueden consultar en [7]. La tabla 2 presenta los parámetros de la interface arena – geogrilla, mientras que las propiedades mecánicas de la geogrilla se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3. Propiedades de la geogrilla

Propiedad	Tipo/valor
Tipo de polimero	Polipropileno (PP)
Masa por unidad de área (g/m^2)	200
Modulo def. 5%, EA1 (kN/m)	480
Modulo def. 5%, EA2 (kN/m)	480
Fuerza de tension maxima en Dirección 1, Np,1 (kN/m)	30
Fuerza de tension maxima en Dirección 2, Np,2 (kN/m)	30
Abertura (mm*mm)	40*40
Espesor (mm)	1.5

3 RESULTADOS

Con los modelos generados se obtuvo el comportamiento carga – asentamiento de la fundación apoyada en el suelo reforzado con la geogrilla. Los resultados fueron comparados con los resultados experimentales reportados en [3]. La Figura 2 muestra la comparación entre las curvas experimentales y numéricas utilizando una capa de geogrilla en el suelo. La distancia entre la base de la fundación y la capa de geogrilla, u, fue de 0.25B, el diámetro de la geogrilla fue de 4B y la fundación se modeló con un diámetro de 10 cm. Se obtuvo una aproximación aceptable al usar el método de elementos finitos para la simulación. En la Figura 3 se puede ver el mejoramiento alcanzado al utilizar tres capas de geogrilla con los parámetros óptimos reportados en los ensayos experimentales. Se presenta una disminución significativa (superior al 30%) en las deformaciones verticales producidas en el suelo y una mejor distribución de las tensiones.

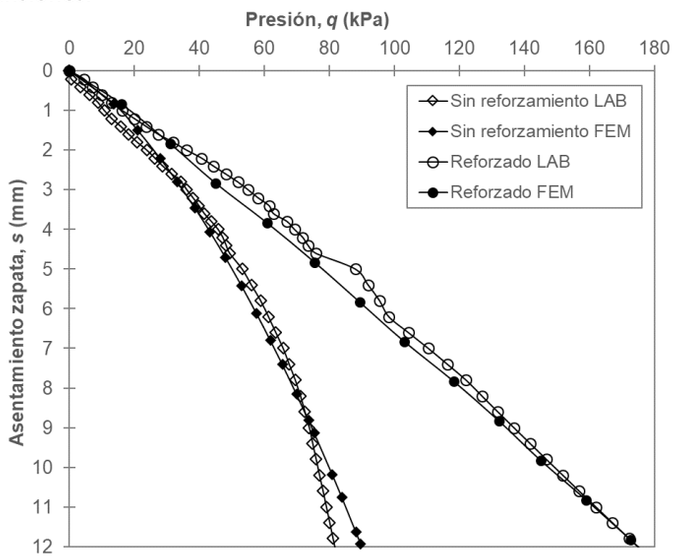


Figura 2. Comparación entre los resultados experimentales y numéricos

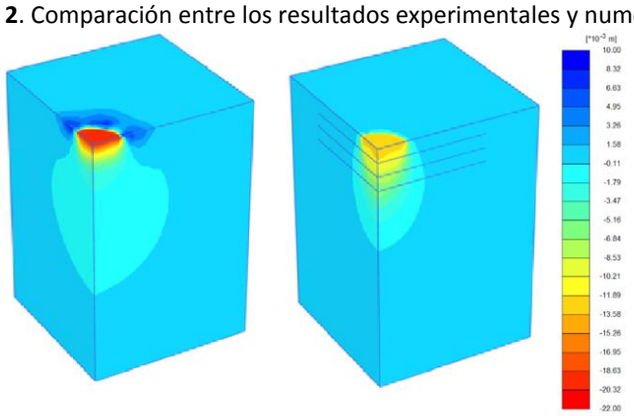


Figura 3. Desplazamientos verticales bajo la fundación

4 CONCLUSIONES

El beneficio obtenido al incluir capas de geogrilla en la arena fue significativo, como se puede evidenciar con la disminución de las deformaciones verticales bajo la fundación, gracias al desarrollo de fuerzas de tracción en la geogrilla. Así mismo, se presentaron mejoras en la distribución de las tensiones en la

arena en los modelos con la arena reforzada. Los resultados de las modelaciones realizadas fueron bastante cercanos a los obtenidos con ensayos experimentales. Por lo tanto, es posible utilizar el método de elementos finitos para modelar fundaciones superficiales apoyadas en arenas reforzadas con geogrillas, con un alto nivel de confianza. De esta manera, se pueden realizar simulaciones futuras para estudiar parámetros que pueden ser difíciles y costosos de investigar con modelos experimentales, como son: el efecto de escala, diferentes materiales para suelo y fundaciones, configuraciones geométricas, formas de las zapatas y cambios en las condiciones de carga.

5 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Durga-Prasad B., Hariprasad C., Umashankar, B., *Load-settlement response of square footing on geogrid reinforced layered granular beds*, International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, 2(36): 1–10, doi: 10.1007/s40891-016-0070-6

[2] Tavangar Y., Shooshpasha I., *Experimental and numerical study of bearing capacity and effect of specimen size on uniform sand with medium density, reinforced with nonwoven geotextile:* Arabian Journal for Science and Engineering, 2016, 41(10): 4127–4137

[3] Useche D.J., Aiassa G.M., Arrua P. Eberhardt, M., *Experimental study of behaviour of circular footing on geogrid-reinforced sand*, Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, 2019, pp: 1- 19.

[4] Chen R., Luan M., Hao D., *Improved simulation method for soil-geogrid interaction of reinforced earth structure in FEM*. Transactions of Tianjin University, 2011, 17(6): 220-228.

[5] Marandi S.M., Bagheripour M.H., Rahgozar R., Ghirian A.R., *Numerical investigation into the behavior of circular pad shallow foundations supported by geogrid reinforced sand*, American Journal of Applied Sciences, 2008, 5(4): 355-368.

[6] Zidan A.F, *Numerical study of behavior of circular footing on geogrid-reinforced sand under static and dynamic loading.* Geotechnical and Geological Engineering, 2012, 30(2): 499–510.

[7] Useche D.J., Aiassa G.M., Arrua P. Eberhardt, M., *Shear strength behavior of different geosynthetic reinforced soil structure from direct shear test*. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, 2016, 2(17): 1–16.

Revisión de tensiones de fuste en pilotes construidos en suelos de la Fm. Pampeano y en arenas

Leoni Augusto José[1]

[1)] *Ingeniero Leoni & Asociados S.A. Calle 40 # 67 entre 118 y 1119 La Plata, Argentina*

leoni@ingenieroleoni.com

RESUMEN

En el presente trabajo se realizan algunas reflexiones respecto del cálculo de las tensiones de fuste que utilizamos en el dimensionado de fundaciones indirectas (pilotes hincados y/o excavados) en suelos gruesos (arenas) y suelos finos de la Fm. Pampeano. En el mismo se obtienen ecuaciones simples para calcular tensiones de fuste a rotura en los suelos mencionados, tanto para pilotes hincados y pilotes excavados. El procedimiento se basa en utilizar los resultados de ensayos SPT, aplicando los resultados de las experiencias de M. Bustamante sobre micropilotes IGU y comparada con las recomendaciones de R. Salgado (et al) para suelos arenosos, y de Burlando para suelos finos.

Se obtienen en estas comparaciones, valores muy similares y muy simples de evaluar, que facilitan el cálculo de las tensiones de fuste en las fundaciones indirectas que dimensionamos en nuestro medio.

Palabras clave: Fuste, Bustamante, IGU, pilotes, SPT

1.- INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo se realizan algunas reflexiones respecto del cálculo de las tensiones de fuste que utilizamos en el dimensionado de fundaciones indirectas con pilotes (hincados y/o excavados).

Para este análisis, es imposible no tener en cuenta los resultados de las determinaciones de campo, ejecutadas con los ensayos SPT normalizados, ya que prácticamente el 99 % de nuestros estudios geotécnicos, se ejecutan con esta metodología. Entiendo en este aspecto, que este tipo de ensayo ha sido denostado y en muchos casos descalificado por cierta ineficiencia para determinar parámetros que serán utilizados para definir fundaciones. Sin embargo, desde mi punto de vista personal más de 60 años de la geotecnia mundial ha sido resuelta con estos ensayos y hoy en día el 100% de nuestros estudios se basan exclusivamente en este mágico numero

2.- Introducción para el cálculo de las tensiones de fuste en pilotes

Para introducirnos en los distintos métodos para aproximar una tensión de fuste en el dimensionado de los pilotes debemos recordar que expresaron a través de su propia experiencia y a las publicaciones internacionales los profesionales que nos antecedieron, que fueron nuestros profesores y que ostentan una amplia experiencia en la ejecución y ensayos de todo tipo de pilotes en los suelos de la Fm. Pampeano. Para ello nos remitiremos a lo que escribe el profesor Ingeniero Oreste Moretto en el artículo publicado por la revista La Ingeniería Nº 1022 en marzo y abril de 1972, [Ref. 20] que transcribimos a continuación:

"El conocimiento que se tiene de la fricción lateral que se desarrolla en las arcillas compactas saturadas (cu >50 kPa) es mucho más fragmentario y contradictorio. Para pilotes hincados por desplazamiento, los estudios de difusión más recientes son los efectuados por Kerisel con motivo de la experiencia que lleva a cabo para el I.R.A.B.A. en la localidad de Bagnolet en Francia. En cambio, para pozos o pilares de fundación, en los que se excava primero exponiendo las paredes del pozo, para llenarlo de hormigón una vez alcanzada la cota de su base es de destacar la labor realizada en Londres sobre el tema, en particular las experiencias efectuadas por Whitaker y Cooke.
Kerisel en base a experiencias propias y a determinaciones realizadas por otros, afirma que la fricción lateral que se desarrolla en arcillas saturadas es una fracción cada vez menor de la resistencia no drenada a medida que dicha resistencia aumenta.

Los estudios efectuados por dicho autor conducen a la conclusión de que, a partir de cierta consistencia, en los pilotes hincados por desplazamiento, la fricción lateral se hace casi independiente de la resistencia de la arcilla y no supera una magnitud del orden de 100 kPa. Figura 1.

La experiencia realizada en Argentina, ensayando a compresión y tracción pilotes premoldeados de hormigón hincados y pilotes de hormigón colados in situ, está en total discrepancia con la información recopilada por Kerisel. [Ref. 21]

Estas determinaciones indican en forma sistemática que, para pilotes premoldeados, la fricción lateral en arcillas compactas con valores de c_u comprendidos entre aproximadamente 50 a 150 kPa, adquiere al cabo de pocos días o semanas una magnitud que es igual o superior a la cohesión no drenada, obtenida con muestras inalteradas de 5 cm de diámetro.

Información reciente resultante de ensayos de carga sobre pilotes instrumentados realizados en EEUU y sobre pilotes de compresión y de tracción ejecutados en Canadá, concuerdan con esta afirmación."

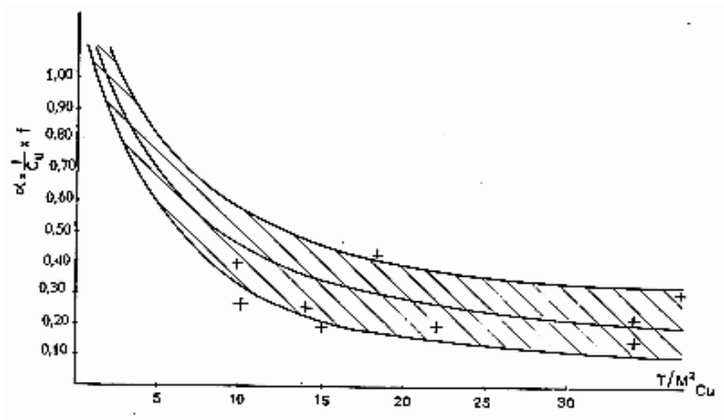


Fig. XVII. 24.—Variación de $\alpha = \frac{f}{C_u}$ en función de C_u
(f, rozamiento lateral medio).

Figura 1: Valor de α definido por Kerisel

Debe entenderse que esta era la línea rectora de la geotecnia argentina en la década del 70 y por lo tanto desde antes y hasta nuestros días la gran mayoría de las grandes obras en nuestro país se construyeron con esta convicción técnica y por lo consiguiente no vemos la necesidad de cambiar siempre y cuando los ensayos de carga que ejecutemos sobre nuestros pilotes, no nos indiquen lo contrario.

3.- Ensayos que nos permiten obtener tensiones de fuste en pilotes

En el presente trabajo tratamos de revisar las tensiones de fuste que normalmente se utilizan en los suelos de la zona pampeana (Fm. Pampeano) para el diseño de los pilotes.
A nivel mundial, existen numerosas metodologías para la ejecución de estudios de suelos, cada vez con mayor tecnología, que permiten obtener parámetros de los distintos mantos que se investigan.
Dentro de estas tecnologías las más destacadas son, los ensayos de SPT, la prospección con conos, los ensayos de presiometría, los ensayos dilatométricos y los ensayos con veleta de corte.
En nuestro país, el 100% de las empresas y/o los profesionales que se abocan a realizar este tipo de estudios, ejecutan los estudios de suelos con ensayos de SPT o con alguna adaptación de los mismos, sin embargo, algunas de estas empresas también tienen alguno de los equipos descriptos en el párrafo anterior, pero no los utilizan, salvo bajo pedidos especiales de los clientes, (que, en realidad, son prácticamente nulos).
Atendiendo a esta realidad, de la cual no nos podemos abstraer, en el presente trabajo trataremos entonces de parametrizar las tensiones de fuste mediante los ensayos de SPT, con el objetivo que el trabajo que se muestra, pueda servir a la gran mayoría de los geotécnicos argentinos.
Debemos aclarar que cuando mencionamos a los ensayos SPT, obviamente nos referimos a aquellos ensayos ejecutados con sacamuestras normalizados de Terzaghi. Esta aclaración es muy importante ya que, en nuestro medio, desgraciadamente, se utiliza otro tipo de sacamuestras que distorsiona los valores resultantes pero que sin embargo también se los denomina erróneamente SPT, cuando de Standard a nivel mundial, no tienen nada.
Este es un error grave que no nos permite hacer un uso correcto de ciento de miles de correlaciones que existen a nivel mundial desarrolladas por los más prestigiosos expertos mundiales, y que nos permiten obtener parámetros de los distintos mantos de suelos que a diario estudiamos.
Teniendo en cuenta este encuadre, debemos considerar, además, y de forma fundamental, las energías que se utilizan para ejecutar estos ensayos, ya que, en la mayoría de los casos, no coinciden con las

energías que se utilizaron por otros autores, que lograron establecer recopilaciones de sumo interés con los valores del ensayo (SPT) que ejecutaron en los sitios donde se midieron parámetros que nos pueden interesar.
Por lo general a nivel mundial estas correlaciones utilizan valores de "N" deducidos de los ensayos SPT ejecutados con energías del 60 % de la energía teórica y al resultado se lo denomina (N_{60}).
Por lo tanto, si queremos hacer uso de estas experiencias, debemos transformar los valores de los ensayos que ejecutamos teniendo en cuenta las relaciones de energías utilizadas para cada caso. Ello nos permitirá estimar los parámetros medidos, con los valores de nuestros ensayos de SPT, aunque los mismos fueran ejecutados con una energía diferente al 60%.
Por ejemplo, si tenemos un valor de SPT, N_1 que obtuvimos con una energía E_1 y queremos obtener el valor del SPT, N_2 que le corresponde a una energía E_2, nos valemos de la siguiente expresión.

$$N_1 \times E_1 = N_2 \times E_2$$

$$N_2 = \frac{E_1}{E_2} \times N_1$$

En la figura 2 se muestran dos metodologías muy diferentes de ejecutar la hinca del sacamuestras normalizado en el terreno, la identificada en la figura con la letra "a", corresponde a la metodología que habitualmente se utiliza en nuestro país y que transfiere una energía comprobada del orden del 90 % de la teórica, mientras que la señalada con la letra "b" fue utilizada en muchos otros países en el siglo pasado, y actualmente, y transfiere una energía del orden del 60 % de la teórica.
Por lo tanto, para transformar nuestros valores de SPT, N_{90} en N_{60} debemos hacer

$$N_{60} = \frac{90}{60}.N_{90}$$

$$N_{60} = 1,50 \times N_{90} \qquad (1)$$

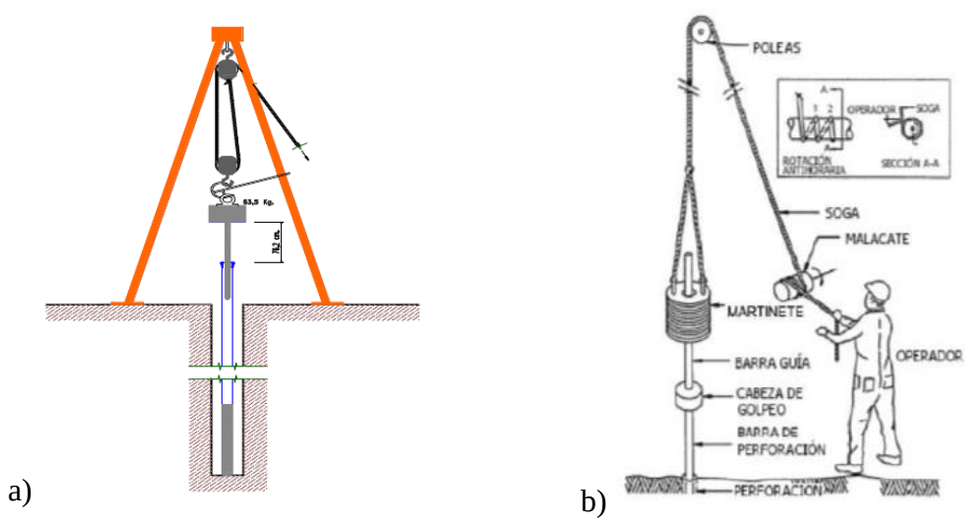


Figura 2: Distintas metodologías para ejecutar ensayos de SPT

Todo esto es válido si utilizamos el sacamuestras normalizado de Terzaghi, ya que, si cambiamos el sacamuestras, por ejemplo, por el SZI (Sacamuestras de Zapatas Intercambiables) que tiene un diámetro mayor tendremos que hacer una nueva corrección que puede distorsionar aún más los resultados de nuestros ensayos.

Al respecto, yo le pediría a la comunidad geotécnica de nuestro país que tratemos de trabajar con una única metodología de trabajo en la ejecución de los ensayos de SPT y que, para ello, todos utilicemos el sacamuestras normalizado de Terzaghi. En un principio se pensó que con este sacamuestras se iban a obtener muestras indisturbadas para ejecutar ensayos triaxiales, pero obviamente no es así, ya que el reglamento Cirsoc 401, clasifica a estas muestras como C- 3 y C- 4 (Muestras Alteradas). Por lo tanto el uso de éste sacamuestras, a nuestro juicio, no tiene ningún sentido.

4.- SUELOS FINOS

4.1.- Ábacos de Bustamante

Una de las alternativas que tenemos disponible para poder estimar las tensiones de fuste de los pilotes que diseñamos sería tomar las experiencias de Michel Bustamante de 1985. Ref. [14] Ref. [15] y más precisamente de sus ábacos de tensiones de fuste para suelos finos (Arcillas y limos) donde se muestra una recopilación de resultados de mediciones de tensiones de fuste en pilotes de pequeños diámetros, perforados y llenados con lechadas de cemento, que en algunos casos se inyectaron adicionalmente a presión con válvulas antirretorno conformando los tipos IRS (Inyección Repetitiva y Selectiva). Mientras que en otros casos ensaya solamente cilindros de pequeños diámetros llenos con lechada y sin inyección secundaria del tipo IGU (Inyección Global Única).

En la Figura 3 se muestras los resultados de las tensiones de fuste "q_s" en función de la presión límite (Ensayo de Menard) y de los resultados del ensayo SPT (N_{60}), donde la Línea **AL.2** representa la media de los resultados de las tensiones de fuste de los micropilotes IGU.

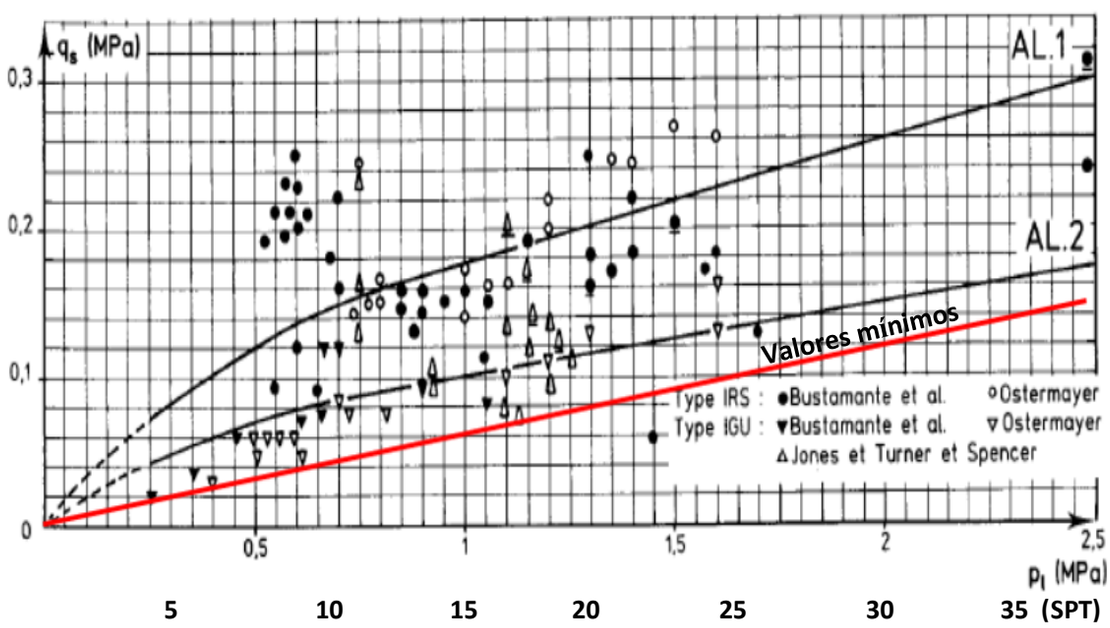


Figura 3: Ábaco de Bustamante para suelos finos

Es evidente que estos ensayos representan una fuente muy importante de datos que podemos utilizar para estimar las tensiones de fuste en pilotes, para ello tomaremos los valores mínimos de los resultados que se aprecian en el gráfico y que responde a la siguiente ecuación, expresada en kPa.

$$qf_{rot} = 4kPa \times N_{60} \qquad (2)$$

4.2.- Método alfa α

En la figura 1 y en la figura 3 se representan distintas correlaciones para determinar el valor de alfa en función de la tensión de corte en suelos finos para calcular las tensiones de fuste en los pilotes.

La media de estas correlaciones, puede ser estimada a partir de la ecuación 3, cuyos resultados se representan en la figura 4:

$$\alpha = 4{,}8 \times c_u^{-0{,}5} \qquad (3)$$

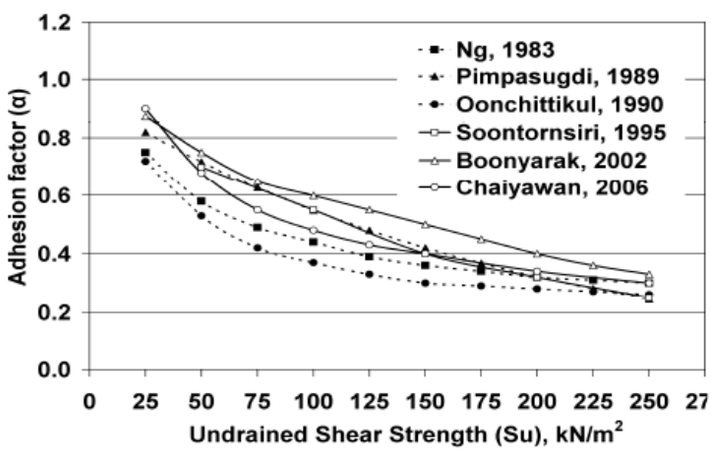


Figura 3: *Valores de α Según distintos investigadores en Bangkok*

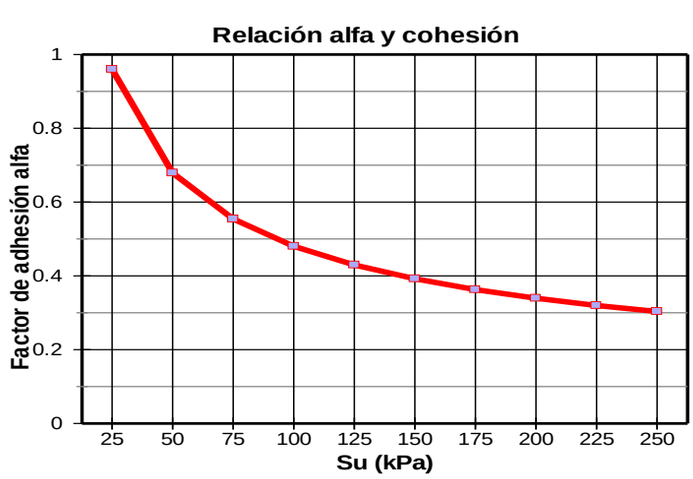


Figura 4: *Valores de α que se obtienen con la ecuación (1)*

A partir de este valor de reducción de la adherencia, α se puede calcular la Tensión de fuste del pilote en suelos finos

$$q_{fr} = \alpha \times c_u \qquad (4)$$

Otra alternativa para el cálculo del factor de adhesión que denominaremos α_2 es seguir las recomendaciones de Randolph y Murphy (1985), y Semple y Rigden (1984) [Ref 17] donde proponen

$$\alpha_2 = 0{,}5.F_p.\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0{,}5} \leq 1 \; Para \; \frac{c_u}{\sigma'_v} \leq 1$$

$$\alpha_2 = 0{,}5.F_p.\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0{,}25} \; Para \; \frac{c_u}{\sigma'_v} \geq 1$$

Donde el factor F_p depende de la relación L_p/D_o

Para valores de $L_p/D_o < 50$ Fp = 1

Para valores de $L_p/D_o > 120$ Fp = 0,7 Mientras que para valores intermedios vale la interpolación lineal.

Donde la tensión de fuste se calcula también haciendo

$$q_{fr} = \alpha_2.S_u \qquad (5)$$

4.3.- Método α modificado

Otra forma de aplicar el método α, y más aun teniendo en cuenta las características especiales de los suelos de la Fm. Pampeano, en los que, a pesar de estar saturados, se puede apreciar una importante porción de la fricción en las tensiones de fuste que se inducen en el fuste de los pilotes sería la siguiente:

Esta metodología, recomendada en la [Ref. 24] que atribuye a Tomlinson (1977) y por observaciones de Peck, Hanson and Thornburn (1974), propone para el cálculo de la tensión de fuste la siguiente ecuación:

$q_{fr} = \alpha.Su + \sigma_v'.K_o.\tan(\delta)$ (6)

Donde:

El valor de α se calcula con la ecuación (3)

Ko = 1-sen(ϕ)

$\phi = 3.e^{(0{,}03 \times N_{90})} + 0{,}6.N_{90}$

$\delta = 0{,}9.\phi$

4.4.- Experiencias de M. Stroud

En el año 1974 M. Stroud y Butler [Ref. 18] relacionan la tensión de corte no drenada (kPa), y el valor de N_{60} con los valores del índice de plasticidad (Ip) de suelos arcillosos y de rocas blandas, generados por depósitos glaciares.

En el gráfico de la figura 5 se puede apreciar la variación de esta relación en función del valor del Índice Plástico del suelo que se trate.

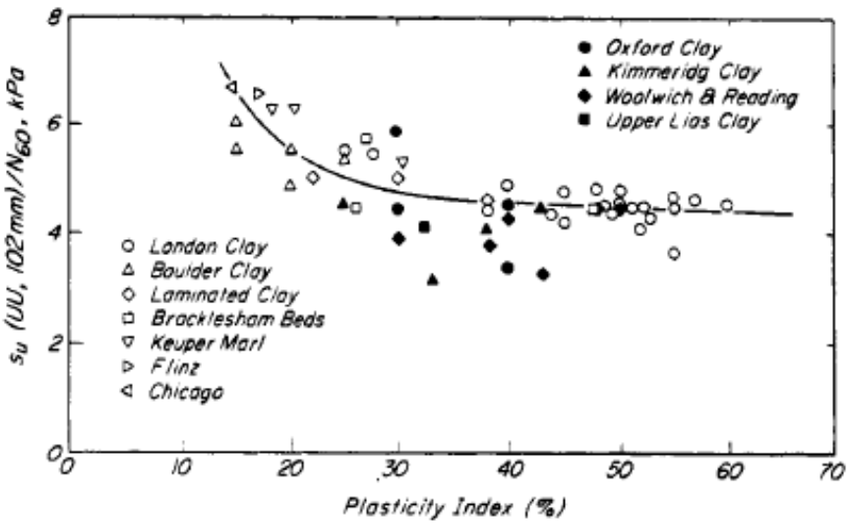


Figura 5: *Grafico de Stroud que relaciona la tensión de corte no drenada con el Ip*

De acuerdo a este gráfico, Stroud encontró que para suelos arcillosos con valores del Ip mayores a 30 el valor de la relación Su/N_{60} se mantienen en el entorno de 4,5 kPa y para valores menores a 30 del Ip, los valores aumentan hasta aproximadamente 6,5 kPa. Por lo tanto, teniendo en cuenta los valores promedios del Ip de los suelos característicos de la Fm. Pampeano, tomaremos un valor conservador de:

$$S_u = 5,5kPa \times N_{60} \qquad (7)$$

Si observamos las expresiones (2) y (7) vemos que son prácticamente similares y que las mismas se obtienen siguiendo mediciones efectuados sobre muestras inalteradas, y en fuste de pilotes. Por otra parte, si consideramos en forma particular los suelos saturados de la Fm. Pampeano donde los índices de plasticidad (Ip) por lo general se ubican por debajo de 30%, vemos que ambas ecuaciones son conservadoras y por lo tanto, pueden sernos de utilidad.

En los ejercicios del Eurocode 7, Trevol Orr, [Ref. 23] utiliza directamente el grafico de la figura 5 para calcular las tensiones de fuste de los ejercicios que plantea.

4.5.- Método λ

Según Vijayvergiya y Focht (1972) [Ref 17] la tensión de fuste en un pilote instalado en suelos finos puede ser estimada a partir de la siguiente expresión, en la que el parámetro λ es un factor adimensional que depende de la profundidad del manto que se considera.

$$q_{fr} = \lambda.(\sigma_v^{`} + 2.Su) \qquad (8)$$

El valor de λ puede ser aproximado con la siguiente ecuación o con el gráfico de la figura 6

$$\lambda = \frac{1}{(Prof.\times 0,25 + 2,2)} + 0,035$$

Donde además el valor de σ_v` es la tensión efectiva vertical en el punto que se considera y Su es la tensión de corte del suelo que se obtiene con la ecuación 7.

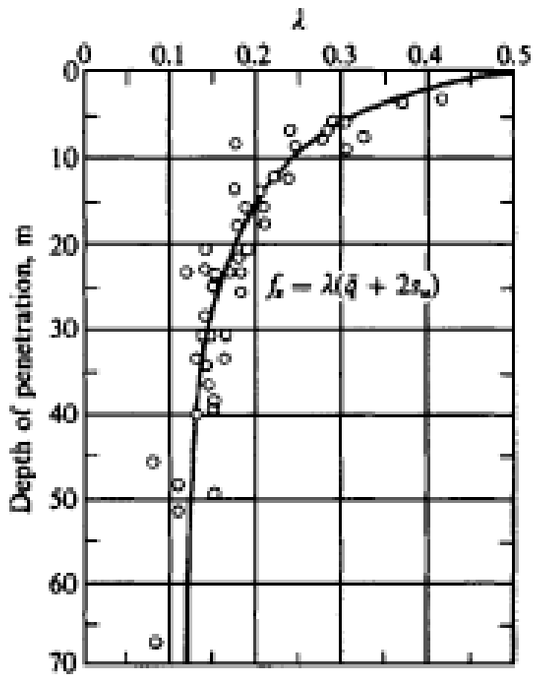


Figura 6: *Variación del coeficiente λ en función de la profundidad del pilote (Vijayvergiya y Focht 1972)*

4.6.- Método β Experiencia de Burland

En los suelos finos la tensión de fuste también puede ser estimada haciendo

$$qf_{rot} = \beta \times \sigma_v'$$

En este caso este autor recomienda tomar el valor de β recomendado por Burland (1993) [Ref. 17] como:

$$\beta = 0,52\left(\frac{S_u}{\sigma_v'}\right) + 0,11 \qquad (9$$

Para valorar la cohesión S_u podemos adoptar las recomendaciones de Stroud (ecuación 7)

$$S_u = 5,5kPa \times N_{60}$$

Que reemplazados en la ecuación 9 nos da:

$$\beta = 2,86kPa.\left(\frac{N_{60}}{\sigma_v'}\right) + 0,11$$

Por lo tanto, como $qf_{rot} = \beta.\sigma_v'$ y tomando σ_v` en kPa tendremos:

$$qf_{rot} = 2,86kPa.N_{60} + 0,11.\sigma_v' \quad \text{(kPa)} \qquad (10) \text{ (Burland – Stroud)}$$

5.- RESULTADOS DE APLICAR LOS DISTINTOS MÉTODOS DESCRIPTOS

Podemos hacer un ejercicio para comparar resultados, tomando para todas las metodologías detalladas los mismos valores del SPT (N_{90}) que se consignan en la Tabla I, simulando que se trata en todas las profundidades de suelos finos de la Fm. Pampeano.

En este ejercicio se supone que se calculan los distintos parámetros que utilizan los distintos métodos descriptos para calcular las tensiones de fuste en un manto de suelos finos en el que la napa de agua se ubica a -3,00 m de profundidad. Para el cálculo se considera γ' = 10 kPa y γ_{sat} = 20 kPa

Tabla I: Comparación de resultados entra los esquemas de cálculo planteados para suelos finos

Prof (m)	σ_{vo} (kPa)	N_{90}	Su Stroud (kPa)	S_u/σ_{vo}	ϕ (°)	Ko (1-sen(ϕ)	tan(δ)
1	19,00	5	41.25	2.17	6	0,89	0,084
2	38,00	10	82.50	2.17	10	0,83	0,14
3	57,00	14	115.50	2.03	13	0,78	0,18
4	67,00	13	107.25	1.60	12	0,79	0,17
5	77,00	12	99.00	1.29	11	0,80	0,15
6	87,00	17	140.25	1.61	15	0,74	0,21
7	97,00	20	165.00	1.70	17	0,70	0,24
8	107,00	18	148.50	1.39	16	0,73	0,23
9	117,00	27	222.75	1.90	23	0,61	0,33
10	127,00	27	222.75	1.75	23	0,61	0,33
11	137,00	25	206.25	1.51	21	0,64	0,30
12	147,00	27	222.75	1.52	23	0,61	0,33
13	157,00	30	247.50	1.58	25	0,57	0,36
14	167,00	28	231.00	1.38	24	0,60	0,35
15	177,00	26	214.50	1.21	22	0,62	0,32
16	187,00	27	222.75	1.19	23	0,61	0,33
17	197,00	25	206.25	1.05	21	0,64	0,30
18	207,00	27	222.75	1.08	23	0,61	0,33
19	217,00	26	214.50	0.99	22	0,62	0,32
20	227,00	29	239.25	1.05	25	0,58	0,36

Tabla II: Calculo de los distintos parámetros α α_2 β y λ

Prof (m)	**N_{90}**	**Kerisel**	**Randolph**	**Burland**	**Método**
		α	**α_2**	**β**	**λ**
1	5	0.75	0.41	1.24	0.44
2	10	0.53	0.41	1.24	0.41
3	14	0.45	0.42	1.16	0.37
4	13	0.46	0.44	0.94	0.35
5	12	0.48	0.47	0.78	0.32
6	17	0.41	0.44	0.95	0.31
7	20	0.37	0.44	0.99	0.29
8	18	0.39	0.46	0.83	0.27
9	27	0.32	0.43	1.10	0.26
10	27	0.32	0.43	1.02	0.25
11	25	0.33	0.45	0.89	0.24
12	27	0.32	0.45	0.90	0.23
13	30	0.31	0.45	0.93	0.22
14	28	0.32	0.46	0.83	0.21
15	26	0.33	0.48	0.74	0.20
16	27	0.32	0.48	0.73	0.20
17	25	0.33	0.49	0.65	0.19
18	27	0.32	0.49	0.67	0.18
19	26	0.33	0.50	0.62	0.18
20	29	0.31	0.49	0.66	0.17

Tabla III: Tensiones de fuste a rotura para los distintos métodos considerados

Prof (m)	N_{90}	Bustamante kPa	Kerisel kPa	Randolph kPa	α Tomlinson kPa	Método λ kPa	Método β kPa
1	5	30.00	30.83	16.99	18,52	44,98	23.54
2	10	60.00	43.60	33.98	38,41	82,29	47.08
3	14	84.00	51.59	48.40	56,50	107,71	66.33
4	13	78.00	49.71	47.67	56,78	97,82	63.14
5	12	72.00	47.76	46.49	56,47	89,34	59.95
6	17	102.00	56.85	62.23	76,06	112,19	82.50
7	20	120.00	61.66	72.24	89,13	123,05	96.47
8	18	108.00	58.49	68.41	85,98	110,33	88.99
9	27	162.00	71.64	94.82	118,50	146,09	128.70
10	27	162.00	71.64	96.78	122,49	141,85	129.80
11	25	150.00	68.93	93.10	119,87	130,24	122.32
12	27	162.00	71.64	100.38	130.14	134,68	132.00
13	30	180.00	75.51	110.44	143,63	142,45	145.97
14	28	168.00	72.95	106.50	140,85	132,37	138.49
15	26	156.00	70.30	102.22	137,45	123,06	131.01
16	27	162.00	71.64	106.61	144,47	124,15	136.40
17	25	150.00	68.93	101.95	140,44	115,83	128.92
18	27	162.00	71.64	109.35	151,26	120,23	138.60
19	26	156.00	70.30	107.87	151,06	115,56	135.41
20	29	174.00	74.24	116.52	163,88	122,68	149.38

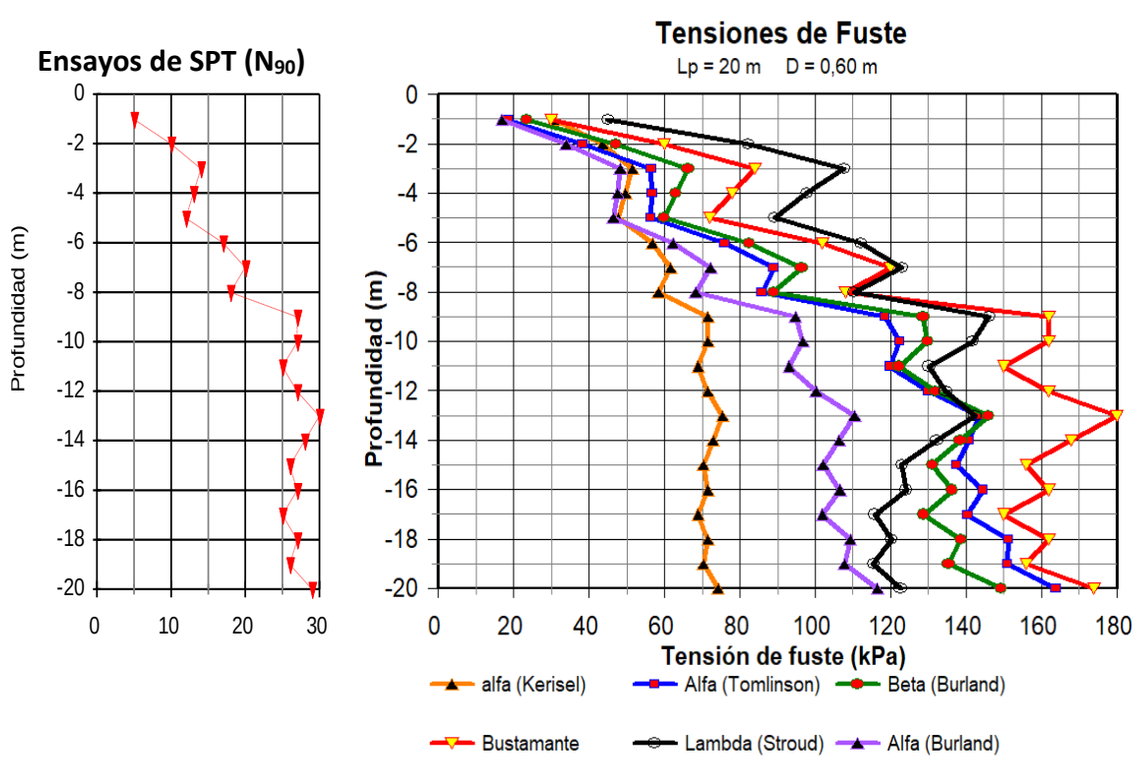


Figura 7: Resultados de la aplicación de las ecuaciones 2, 4, 5, 6, 8 y 10 para calcular el fuste a rotura en suelos finos

Tomando los resultados de las tensiones de fuste calculadas para los distintos métodos en suelos finos y tomando como base los modelos hiperbólicos desarrollados en el al trabajo presentado en la [Ref.26] hemos modelado el comportamiento de un pilote excavado de 20 m de profundidad con un diámetro de 0,60 m en el mismo suelo de la Fm. Pampeano analizado.
En el gráfico de la figura 8 se pueden observar los resultados logrados con cada método, notándose claramente las diferencias de la mayoría de los resultados con el método α (Kerisel) y el α (Randolph).

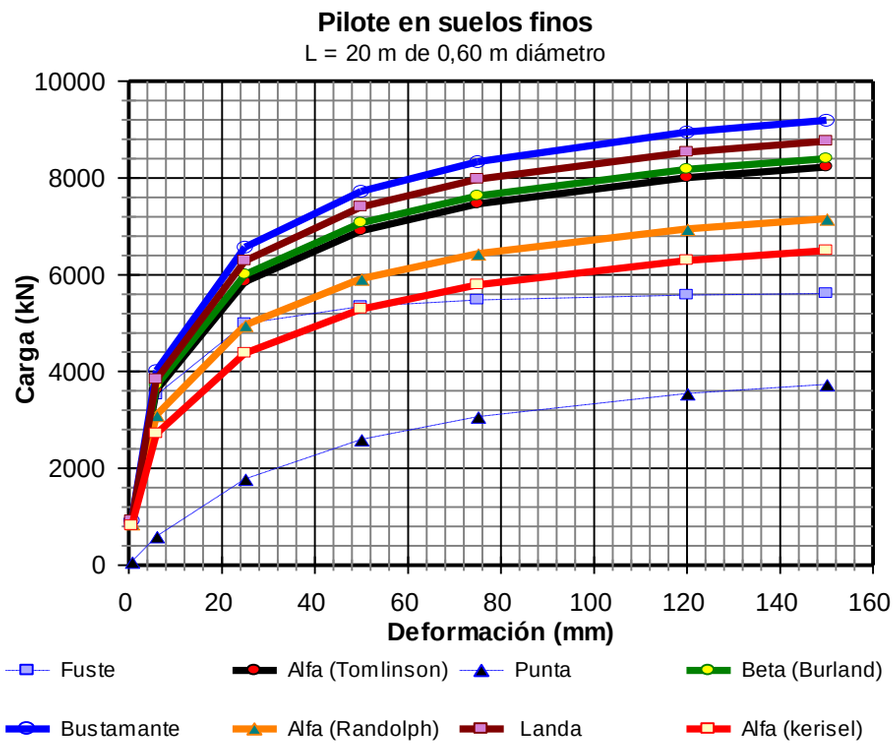


Figura 8: Representación gráfica de la modelación de un pilote de 20 m de largo y de 0,60 m de diámetro en suelos finos de la Fm. Pampeano

6.- SUELOS GRANULARES

6.1.- Ábacos de Bustamante

En los ábacos donde Bustamante [Ref. 15], muestra los resultados de las mediciones de tensiones de fuste en micropilotes, ejecutados en arenas y en gravas, figura 8, la línea "SG 2", marca el promedio de los valores obtenidos de las tensiones de fuste en ensayos ejecutados sobre micropilotes del tipo "IGU" (Inyección Global Única).

Si nos tomamos una revancha adicional podemos adoptar la línea inferior de la figura, donde se interpolan los valores mínimos registrados en las mediciones de campo de M. Bustamante.

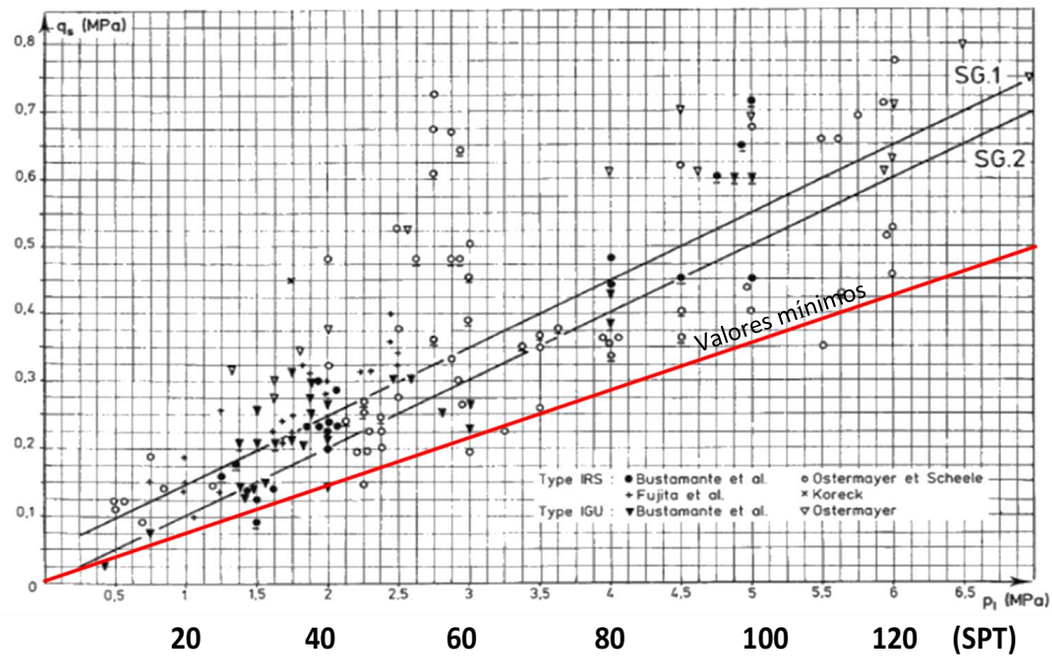


Figura 8: Experiencias de Bustamante para suelos gruesos

Las ecuaciones que se deducen en este caso se expresan en kPa y se reducen a:

$$qf_{rotura} = 3,5kPa \times N_{60} \qquad (11)$$

6.2.- Experiencias de R. Salgado - Fei Han – M. Prezzi

Tradicionalmente el fuste en pilotes embebidos en arenas, se calcula con la siguiente ecuación:

$$qf_{rot} = K_o.\sigma_v.\tan(\delta)$$

Donde:

K_o = Coeficiente de empuje en reposo del suelo

σ_v = tensión vertical efectiva

δ = ángulo de fricción entre la arena y el fuste del pilote

Las experiencias de los autores citados trabajando con modelos y programa de elementos finitos han determinado que la ecuación a utilizar tiene que ser de la siguiente forma.

$$qf_{rot} = (K.\sigma_v).\tan(\delta)$$

Donde $(K.\sigma_v) = \beta$

K = Función (K_o, D_r, σ_v) de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$K = \frac{K_o}{e^{\left(0,2\times\sqrt{K_o - 0,4}\right)}} \times 0,7 \times e^{\left\{\frac{D_r}{100}\times\left[1,3-0,2\times Ln\left(\frac{\sigma_v}{P_a}\right)\right]\right\}} \qquad (12)$$

Teniendo en cuenta esta ecuación podemos calcular los distintos parámetros que intervienen en el cálculo, haciendo:

$$Dr = \frac{100 \times (N_1)_{60}}{23 + 0,716 \times (N_1)_{60}}$$

$$\phi' = 54 - 27.e^{\left[-0.014.\left(N_1\right)_{60}\right)\right]}$$

$$OCR = \frac{Pc}{\sigma'_{vo}}$$

$$K_o = \left[1 - sen(\phi')\right].OCR^{sen(\phi)}$$

Donde:

$Pc = 0.47 \times (N_{60})^m \times Pa$ donde el valor de m se puede tomar como m = 0,8 para arenas limosas

$qf_{rot} = (K.\sigma_v).\tan(\delta)$ (13)

En este caso tenemos que advertir que el valor de δ puede ser estimado haciendo δ = 0,9 a 1 de ϕ' [Ref. 2] [Ref. 3] [Ref. 4] [Ref. 5] En el presente trabajo se toma δ = 0,90.ϕ'

En la tabla I que se adjunta, se ha efectuado un ejercicio para valores supuestos de SPT en arenas saturada para comparar los resultados que se logran tomando las recomendaciones de estos autores y las deducidas de los ábacos de Bustamente. Se observa que existe mucha coincidencia en los valores que resultan.

En el mismo se supone que se calculan las tensiones de fuste en un manto de arena en el que la napa de agua se ubica al nivel del terreno natural. Para el cálculo se considera γ' = 10 kPa y γ_{sat} = 20 kPa

En esta comparación no se consideran el primer metro del pilote por la construcción del cabezal y por los desfasajes que representa el valor de C_N (corrección por la tapada) de los valores del SPT que, en los dos a tres primeros metros, toman valores extremos y muy diferentes entre sí, se recomienda tomar en estas profundidades valores no mayores a C_N = 1,50.

Tabla IV: Comparación de resultados entra los esquemas da cálculo planteados para suelos gruesos

Prof	N_{60}	σ'	$(N_1)_{60}$	D_R	ϕ'	Pc	OCR	Ko	K	qf_{rot} (kPa)	
m		kPa		%	(°)	kPa				Salgado	Bustamante
1	4	10	9,0	30,6	30,2	197,1	19,7	2,2	2,0	10,5	21,0
2	5	20	11,3	36,2	30,9	235,6	11,8	1,7	1,7	18,2	26,3
3	7	30	15,8	45,9	32,3	308,4	10,3	1,6	1,8	30,8	36,8
4	9	40	19,3	52,4	33,4	377,0	9,4	1,5	1,9	44,0	47,3
5	12	50	24,0	59,7	34,7	474,6	9,5	1,6	2,1	62,7	63,0
6	14	60	26,3	62,8	35,3	536,9	8,9	1,5	2,1	76,2	73,5
7	16	70	28,2	65,3	35,8	597,4	8,5	1,5	2,0	89,7	84,0
8	15	80	25,0	61,1	35,0	567,3	7,1	1,3	1,7	84,5	78,8
9	13	90	20,5	54,5	33,7	506,0	5,6	1,2	1,4	73,8	68,3
10	17	100	25,5	61,8	35,1	627,1	6,3	1,2	1,6	98,0	89,3
11	20	110	28,6	65,7	35,9	714,2	6,5	1,2	1,7	116,6	105,0
12	22	120	30,0	67,4	36,3	770,7	6,4	1,2	1,7	129,1	115,5
13	21	130	27,4	64,3	35,6	742,6	5,7	1,2	1,5	123,0	110,3
14	24	140	30,0	67,4	36,3	826,3	5,9	1,2	1,6	141,2	126,0
15	25	150	30,0	67,4	36,3	853,7	5,7	1,1	1,5	147,1	131,3
16	22	160	25,4	61,6	35,1	770,7	4,8	1,0	1,3	129,3	115,5
17	25	170	27,8	64,8	35,7	853,7	5,0	1,1	1,4	146,9	131,3
18	23	180	24,6	60,6	34,9	798,6	4,4	1,0	1,2	135,3	120,8
19	27	190	27,9	65,0	35,7	907,9	4,8	1,0	1,3	158,3	141,8
20	26	200	26,0	62,5	35,2	880,9	4,4	1,0	1,2	152,4	136,5

En la figura 9, se pueden apreciar los valores que se obtienen con los dos modelos de cálculo propuestos, se nota claramente que las diferencias entre las dos metodologías, no son substanciales en sus resultados y sí que el método basado en los ábacos de Bustamente es mucho más directo de aplicar.

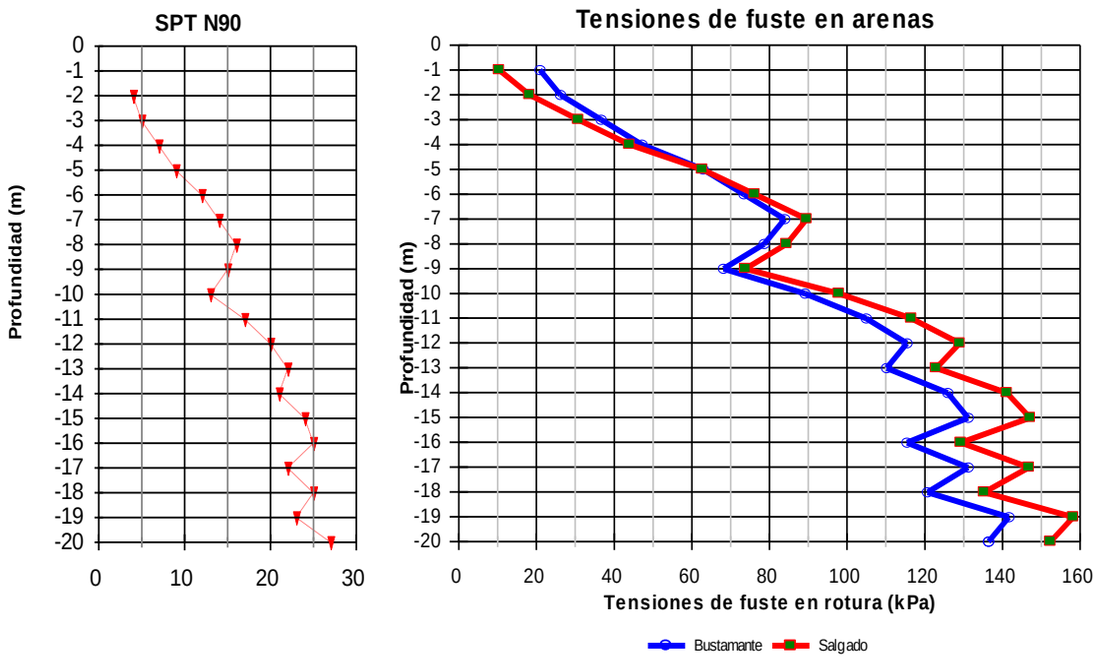


Figura 9: Resultados de las tensiones de fuste a rotura en suelos granulares

Tomando los resultados de las tensiones de fuste calculadas para los distintos métodos en suelos finos y tomando como base los modelos hiperbólicos desarrollados en el al trabajo presentado en la [Ref.26] hemos modelado el comportamiento de un pilote excavado de 20 m de profundidad con un diámetro de 0,60 m en el mismo suelo de la Fm. Pampeano analizado.
El resultado se presenta en la figura 10.

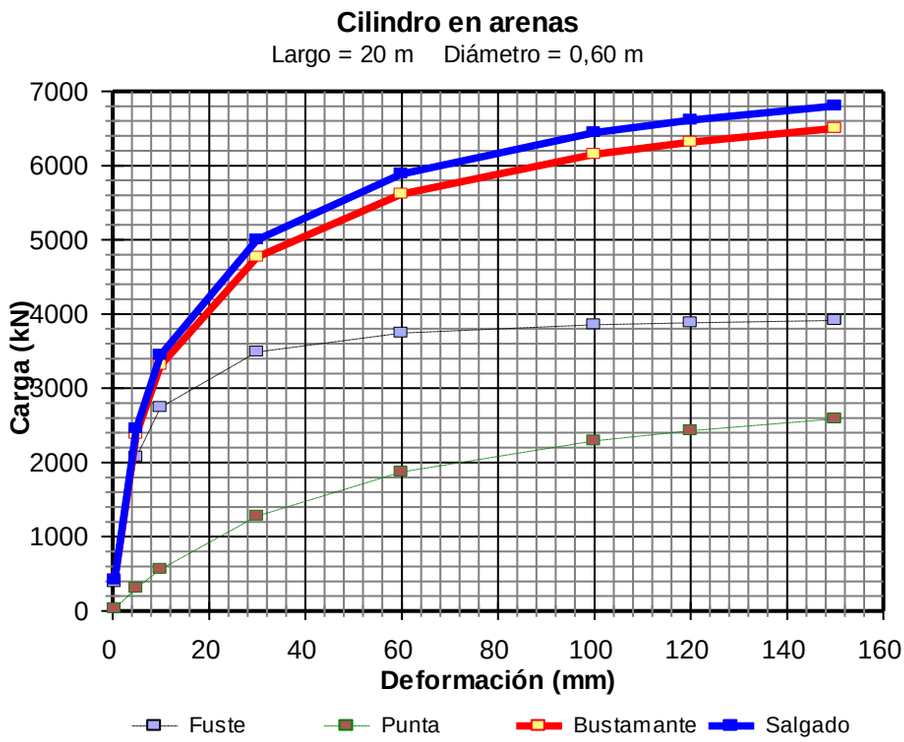


Figura 10: Representación gráfica de la modelación de un pilote de 20 m de largo y de 0,60 m de diámetro en arenas

5.- CONCLUSIONES

Como conclusión de este trabajo se destacan los siguientes aspectos:

- Se brindan soluciones técnicamente confiables, aún con los típicos ensayos de SPT normalizados, siempre y cuando los mismos sean convenientemente controlados en su ejecución, con técnicos entrenados, confiables, y con los elementos y herramientas adecuadas.
- Se presentan un abanico de soluciones típicas y de uso corriente en la mecánica de suelos actual, con el agregado de la solución deducida de los ábacos de Bustamente. Se aprecia además que, esta solución brinda valores muy acordes con los métodos β y λ.
- En el análisis de los suelos finos, se observa que lo manifestado hace más de 40 años por el Prof. Moretto, no ha perdido vigencia en los suelos de la Fm. Pampeano.

6.- REFERENCIAS

1. Assessment of axially-loaded pile dynamic design methods and review of INDOT axially-loaded design procedure – Loukidis and Salgado
2. Numerical and experimental study of axially loaded non displacement pile in sand. Fei Han, Salgado, Prezzi. (2018 - Deep Foundations Institute)
3. Axial resistance of non-displacement piles and pile groups in sand R. Salgado – Fei Han – M. Prezzi
4. Load and resistance factor design of drilled shafts in sand D. Basu, and R. Salgado

5. Development of load and resistance factor design for ultimate and serviceability limit states of transportation structure foundations R. Salgado, S. I. Woo and D. Kim. FHWA/IN/JTRP-2011/03
6. Soil property based methods for design of non displacements piles. R. Salgado, et al 2011 Pan-Am CGS.
7. Deep Foundations T.L.L. Orr and A.J. Bond
8. Response to load for four different types of bored piles. Felenius and Terceros
9. Manual on estimating soil properties for foundation design. F. H. Kulhawy, P. W. Mayne.
10. Elastic continuum solution of stacked pile model for axial load-displacement analysis F. S. Niazi and P. W. Mayne
11. In-Situ Test Calibrations for Evaluating Soil Parameters P.W. Mayne
12. Implementation of aashto lrfd specifications: bearing capacity and settlement calculations for shallow foundations of bridges and walls. S. Agaiby and P.W. Mayne
13. Foundation analysis using in-situ geotechnical and geophysical tests. P.W. Mayne
14. Les tirant d´ancrage injecté. M. Bustamante.
15. Une méthode per le calcul des tirants et des micropieux injectés" Michel Bustamante, B.L.P.et Ch Nº 140 (1985)
16. Simplified method for settlement prediction of single pile and pile group using a hyperbolic model. Qian-qing Zhang, Li, Liang, Yang and Q. Zhang.
17. Craig´s Soli Mechanics 8ª Edition
18. Soil mechanics in engineering practice 3ª edition (Terzaghi, Peck, Mesri)
19. Mechanics and Foundations (3ª Edition) Muni Budhu (2011)
20. Definición de fundación profunda O. Moretto Revista la Ingeniería 1021 (1972)
21. Tratado de mecánica de suelos Caquot y Kerisel (1966)
22. Ensayos de carga de pilotes premoldeados (VIII CAMSIF 1984, Vol. II pág. 573).
23. EUROCODE 7: Geotechnical Design Worked examples (dublin 2013) Bond, Schuppener, Scapelli, Orr
24. Foundation Design Theory and Practice N.S.V. Kameswara Rao (2011)
25. Pilotes cortos hincados en grava (X CAMSIF 1988 Vol. II pág. 186)
26. Parámetros de Suelos (Apuntes de clases Leoni)

Resultados de tres ensayos de carga a tracción, ejecutados sobre micropilotes del tipo IRS, en suelos de la Ciudad de Santa Rosa – Provincia de La Pampa.

Leoni Augusto José[1]

Del Santo Matías[1]

1) Ingeniero Leoni & Asociados S.A. Calle 40 # 67 entre 118 y 1119 La Plata, Argentina
leoni@ingenieroleoni.com
matiasdelsanto@ingenieroleoni.com

RESUMEN

En la Ciudad de Santa Rosa, Provincia de La Pampa se construye el Estadio Polideportivo Ciudad de Santa Rosa, en el Parque Recreativo Don Tomás, ubicado en Quintana y vías del FFCC.
Sobre esta estructura se debe apoyar una cubierta metálica de 112 m por 112 m, conformada por un entramado de tubos cilíndricos de acero que en la parte central tiene una altura de 36 m.
Habiendo concluido prácticamente la construcción de la obra civil, y en ocasión de tener que colocar el techo de la mima, se realizaron ensayos de carga sobre los pilotes que sustentaban las columnas de la estructura y los mismos no dieron resultados satisfactorios. Se ejecutaron excavaciones para observar los pilotes y se notaron evidentes deficiencias en los mismos. Esta nueva situación lleva a que se tengan que submurar las 248 columnas y tabiques que la soportan, con micropilotes inyectados del tipo IRS.
Del nuevo estudio de suelos ejecutado para definir la capacidad de carga de los micropilotes surge que, en el área de trabajo, se pueden diferenciar tres tipos de perfiles geotécnicos distintos. Esta situación no llevó a dimensionar tres micropilotes con distintas longitudes, que fueron ensayados a cargas de tracción de 90 tn cada uno, lo que significaba un 50% más de la carga de servicio proyectada.
En el presente trabajo se presentan los resultados de los ensayos de carga ejecutados

Palabras clave: Micropilote, Ensayo de carga, Bustamante, SPT

1.- INTRODUCCIÓN

En presente trabajo se refiere a la ejecución y ensayos de tres (3) micropilotes de prueba para ser construidos en el Polideportivo de Santa Rosa para la submuración de sus bases, en virtud de haberse detectado fallas constructivas, en los pilotes ejecutados originalmente. Se ejecutó como primera parte de los trabajos programados un estudio de suelos para verificar los estudios anteriores y también se detectaron notorias diferencias entre ambos estudios, lo que nos llevó a que se hiciera una investigación más amplia.

2.- INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

Esta investigación consistió en la ejecución de perforaciones de estudios de suelos con ejecución cada metro de avance de ensayos de penetración con el sacamuestras normalizado de Terzaghi (SPT) con una energía de impacto para cada golpe, del 90% de la energía teórica. (N_{90})
La ubicación de estos estudios se detalla en la figura 1 y los perfiles que conforman la estratigrafía del área se muestra en la figura 2 y 3.

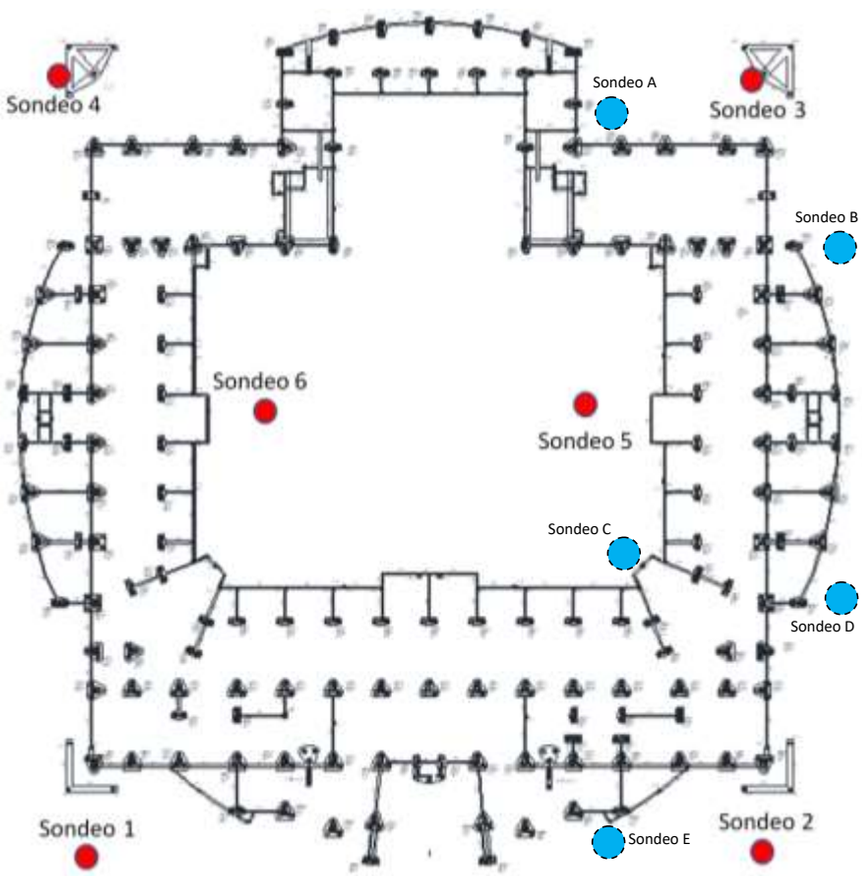


Figura 1: Ubicación de los sondeos de estudios de suelos

Hay que destacar que el predio donde se ubica el polideportivo en cuestión, está ubicado a la vera de la Laguna "Don Tomás", y como naturalmente ocurre, el terreno natural tenía una pendiente importante que fue rellenada para nivelarla, originalmente con basura y escombros, y luego con suelos compactados.

Esta situación lógicamente complicó la ejecución de los pilotes originales y de los micropilotes que se proyectaron.

Sondeo 1		Sondeo 6		Sondeo 4		Sondeo 5		Sondeo 3		Sondeo 2	
SM	5	SM	13	ML	3	SM	16	SM	2	SM	6
SM	3	ML	4	SM	3	SM	4	SM	2	CL-ML	11
	2	ML	15	CL-ML	2	ML	12	ML	15	ML	3
ML	4		4		2		3	ML	5	ML	4
ML	5	CL-ML	4	ML	6	ML	10	ML	4	ML	8
	13	CL-ML	9	ML	10	ML	29	CL-ML	8	ML	6
CL-ML	20	CL-ML	5	ML	16	ML	15	CL-ML	10		3
CL-ML	22	ML	15	ML	16	ML	45	CL-ML	8	ML	12
CL-ML	20	ML	16	ML	22	ML	20	CL-ML	5		2
ML	41	ML	12	ML	45	ML	15	ML	7		2
CL-ML	24	CL-ML	5	CL-ML	12	CL-ML	33	ML	5	CL-ML	2
CL-ML	34	ML	38	CL-ML	9	CL-ML	39	ML	25	CL-ML	8
		CL-ML	29					ML	18	ML	7
		CL-ML	21					ML	29	ML	2
		CL-ML	12					ML	33	ML	11
										ML	10
										ML	13
										CL-ML	2
										CL-ML	3
										CL-ML	19

Suelos blandos a medianamente compactos Suelos compactos a muy compactos

Figura 2: Perfil estratigráfico del suelo (N-S)

Sondeo A		Sondeo 3		Sondeo B		Sondeo 5		Sondeo C		Sondeo D		Sondeo E		Sondeo 2	
ML	7	SM	2	SM	9	SM	16	SM	8	SM	3	ML	8	SM	6
ML	13	SM	2	SM	15	SM	4	ML	7	SM	1	ML	3	CL-ML	11
ML	20	ML	15	ML	7	ML	12	ML	5	ML	23	ML	9	ML	3
ML	9	ML	5	ML	7		3	ML	5	ML	8	CL-ML	5	ML	4
ML	13	ML	4	ML	6	ML	10	CL-ML	6	ML	9	ML	6	ML	8
CL-ML	5	CL-ML	8	ML	21	ML	29	CL-ML	7	ML	6	ML	8	ML	6
CL-ML	4	CL-ML	10	ML	11	ML	15	CL-ML	2	ML	5	CL-ML	7		3
ML	13	CL-ML	8	ML	12	ML	45	ML	8	ML	7	CL-ML	8	ML	12
ML	14	CL-ML	5	ML	13	ML	20	ML	3	ML	6	CL-ML	21		2
ML	6	ML	7	ML	12	ML	15	ML	2	ML	6	ML	4		2
ML	22	ML	5	ML	14	CL-ML	33	ML	5	CL-ML	18	ML	5	CL-ML	2
ML	27	ML	25	ML	29	CL-ML	39	ML	4	ML	16	ML	6	CL-ML	8
ML	19	ML	18	ML	12			ML	5	ML	13	ML	2	ML	7
ML	24	ML	29	ML	15			ML	12	ML	17	ML	18	ML	2
ML	15	ML	33	ML	15			ML	13	ML	20	ML	13	ML	11
ML	18			ML	10			ML	10	ML	14	ML	14	ML	10
ML	24			ML	5			ML	9	ML	11	ML	13	ML	13
ML	20			ML	13			ML	11	CL-ML	14	ML	16	CL-ML	2
ML	19			CL-ML	15			CL-ML	9	CL-ML	14	ML	17	CL-ML	3
ML	22			CL-ML	20			CL-ML	11	ML	13	ML	9	CL-ML	19
ML	14			ML	9			ML	8	ML	8	ML	38		
ML	17			ML	13			ML	5	CL-ML	3	CL-ML	20		
ML	33			CL-ML	18			ML	15	CL-ML	16	CL-ML	23		
CL-ML	30			CL-ML	17			CL-ML	18	CL-ML	20	ML	29		
CL-ML	45			ML	26			CL-ML	29	ML	31	ML	40		

Suelos blandos a medianamente compactos Suelos compactos a muy compactos

Figura 3: Perfil estratigráfico del suelo (E-O)

Básicamente los suelos detectados, son generalmente limosos o limos arcillosos del tipo “ML” y “CL-ML” de muy baja plasticidad y con un contenido apreciable de arena fina.
Con relación a la compacidad, observamos que la conformación de los estratos desde este punto de vista, es muy errática y favorece mucho la fundación con micropilotes del tipo IRS, en virtud de la propiedad que tienen estos elementos estructurales, de mejorar las tensiones de fuste con la inyección a presión de la lechada secundaria
No obstante, para satisfacer las necesidades estructurales, era necesario dimensionar para toda la estructura, micropilotes que resistieran una carga admisible de 600 kN. Esto nos llevó a que tuviéramos que subdividir el área de trabajo en tres (3) zonas distintas y para cada una de ellas dimensionar un micropilote tipo del mismo diámetro, pero de longitudes distintas, tal como se aprecia en la figura 4.

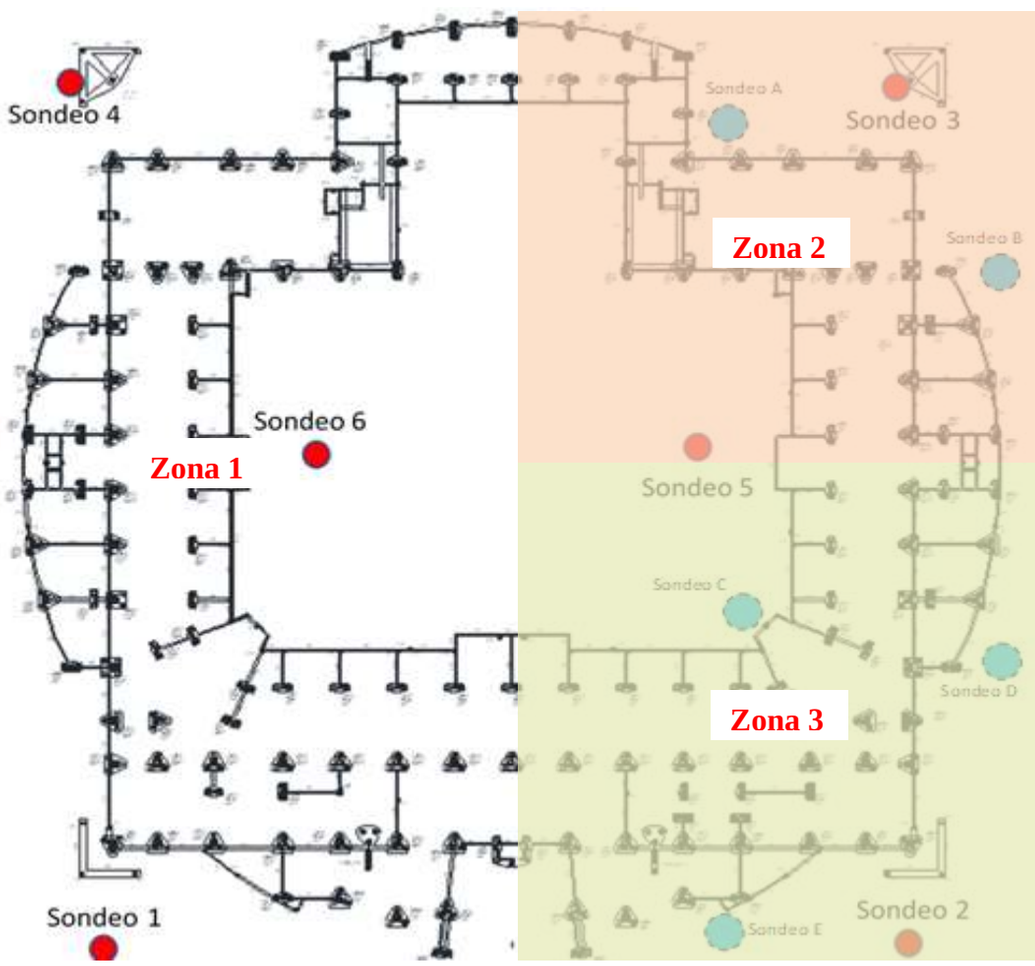


Figura 4: Distintas zonas de la estructura donde se construyeron micropilotes de distintas profundidades

Para el dimensionado de los micropilotes en cada zona, se tomaron como referencia los siguientes sondeos. Para la zona 1 se tomó como referencia al sondeo Nº 1, para la zona 2 el sondeo Nº 3, y para la zona 3, el sondeo Nº 2.

3.- DIMENSIONADO DE LOS MICROPILOTES

Considerando que los micropilotes son elementos estructurales que actúan fundamentalmente por su resistencia al fuste, que se mejora notablemente por la inyección a presión de la lechada secundaria, dimensionaremos en este caso a los tres micropilotes a utilizar en la presente obra, teniendo en cuenta los ábacos de M. Bustamante [Ref. 1], que se expresa también con la ecuación 1 que se adjunta.

$$qs = \frac{10kPa}{\left(\frac{0.55}{N_{60}}+0.02\right)} \qquad (1)$$

En la planilla que se adjunta se detalla el cálculo teórico para cada micropilote. Para ello se define un diámetro de los mismos de 0,25 m una resistencia característica de las lechadas de f_{ck} =18 MPa, con una armadura longitudinal de 5 ϕ de 25 mm (ADN 420) lo que nos da una sección total de armadura de A = 24,54 cm²
Se adopta un valor de α = 1,35 y un coeficiente de seguridad de Fs = 3 para todos los cálculos.
Teniendo en cuenta que se trata de una submuración de cabezales de pilotes, cuya parte inferior se ubica aproximadamente a -1,50 m de profundidad y que debido a que las dimensiones de los cabezales por lo general no coincidían con las detalladas en los planos y que además los mismos fueron tapados con escombros, fue necesario excavar en cada posición de los micropilotes, y colocar un caño camisa para la correcta ejecución del mismo. Figura 5.

Figura 5: Replanteo de los micropilotes y encamisado de los mismos

Como todo elemento estructural que trabajará a la compresión, los micropilotes deberán cumplir esta condición, para ello debemos tener en cuenta esta condición y verificar la carga tope del micropilote teniendo en cuenta la siguiente ecuación.

$$Qt = 0{,}25\, x f_{ck} x B + 0{,}4 x f_{yk} x A \qquad (2)$$

Para los valores mencionados, donde B = 466,33 cm² (sección de la lechada) tendremos un valor de la carga tope de 622,18 kN

Tabla I: Dimensionado del micropilote para la zona 1 de la obra (Sondeo 1)

Profundidad (m)	SPT N_{90}	SPT N_{60}	Tensión de fuste qs (kPa)	Carga a rotura para cada metro kN	Carga de rotura kN	Carga admisible kN
No se consideran tensiones de fuste dentro de los primeros 3 m de profundidad						
4	4	6	90	94.95	94.95	31.65
5	5	7.5	107	113.60	208.55	69.52
6	13	19.5	207	219.95	428.51	142.84
7	20	30	261	276.60	705.10	235.03
8	22	33	273	289.17	994.27	331.42
9	20	30	261	276.60	1270.87	423.62
10	41	61.5	346	366.34	1637.20	545.73
11	24	36	283	300.55	1937.76	645.92
12	34	51	325	344.42	2282.18	**760.73**

Adoptamos una longitud del micropilote en la zona 3 de 12 m.

Tabla II: Dimensionado del micropilote para la zona 2 de la obra (Sondeo 3)

Profundidad (m)	SPT N_{90}	SPT N_{60}	Tensión de fuste qs (kPa)	Carga a rotura para cada metro kN	Carga de rotura kN	Carga admisible kN
No se consideran tensiones de fuste dentro de los primeros 3 m de profundidad						
4	5	7,5	107	113,60	113,60	37,87
5	4	6	90	94,95	208,55	69,52
6	8	12	152	161,06	369,61	123,20
7	10	15	176	187,11	556,72	185,57
8	8	12	152	161,06	717,78	239,26
9	5	7,5	107	113,60	831,38	277,13
10	7	11,25	138	146,49	977,86	325,95
11	5	7,5	107	113,60	1091,47	363,82
12	25	37,5	288	305,85	1397,32	465,77
13	18	27	248	262,64	1659,96	553,32
14	29	43,5	306	324,81	1984,77	**661,59**

Adoptamos una longitud del micropilote en la zona 3 de 14 m.

Tabla III: Dimensionado del micropilote para la zona 3 de la obra (Sondeo 2)

Profundidad (m)	SPT N_{90}	SPT N_{60}	Tensión de fuste qs (kPa)	Carga a rotura para cada metro kN	Carga de rotura kN	Carga admisible kN
No se consideran tensiones de fuste dentro de los primeros 3 m de profundidad						
4	4	6	90	94,95	94,95	31,65
5	8	12	152	161,06	256,01	85,34
6	6	9	123	130,72	386,73	128,91
7	3	4,5	70	74,55	461,28	153,76
8	12	18	198	209,73	671,01	223,67
9	2	3	49	52,15	723,15	241,05
10	2	3	49	52,15	775,30	258,43
11	2	3	49	52,15	827,44	275,81

12	8	12	152	161,06	988,50	329,50
13	7	10,5	138	146,49	1134,99	378,33
14	2	3	49	52,15	1187,13	395,71
15	11	16,5	188	198,80	1385,93	461,98
16	10	15	176	187,11	1573,04	524,35
17	13	19,5	207	219,95	1793,00	597,67
18	2	3	49	52,15	1845,14	615,05
19	3	4,5	70	74,55	1919,69	**639,90**

Adoptamos una longitud del micropilote en la zona 3 de 19 m.

4.- ENSAYOS DE CARGA

Definida la geometría del micropilote se construyeron los micropilotes para ser ensayados en cercanías de cada uno de los sondeos que sirvieron para realizar el cálculo de los mismos (sondeos 1, 3 y 2).
Los ensayos de carga se planificaron a la tracción ya que miden perfectamente la resistencia que los mismos pueden resistir por las tensiones de fuste, y se sabe que se les puede adicionar un 10 a 15% de la carga de fuste por la colaboración de la punta.
Los ensayos se ejecutaron mediante un robusto trípode, como el que se muestra en la figura 6, dotado de un gato hidráulico tensor, capaz de generar una carga de 1.000 kN. Para los ensayos se acopla el gato tensor de la armadura longitudinal del micropilote, cuya carga de fluencia es de 106 kN, y se ensaya el micropilote a una carga de tracción del 150 % de la carga de servicio (900 kN)

Figura 6: Marco de carga para realizar ensayos de tracción en micropilotes

La vinculación del micropilote con el gato tensor se hace a través de la armadura del micropilote, para ello se utilizan dos placas cuadradas de acero, de 2” de espesor. La placa inferior tiene orificios por donde

pasan las armaduras longitudinales del micropilote, a las que se le sueldan al costado, y en la parte superior, otros tramos de la misma armadura para cuando la placa es elevada con el gato tensor, la armadura no puede deslizarse nuevamente por el orificio y transmite tracción al micropilote.
La placa superior se fija al gato tensor y se vincula con la placa inferior a través de cuatro barras roscadas de acero, de alta resistencia tal como se aprecia en las fotos de la figura 7.

Figura 7: Detalle de la placa inferior por donde pasan las armaduras del micropilote y el procedimiento de soldado de los tramos acoplados

Para la secuencia de las cargas se utilizó la planilla de registro de datos que se muestra a continuación, donde se toma como carga inicial Fo = 10% de la carga de trabajo que se había fijado en 600 kN.

PLANILLA DE ENSAYO DE CRAGA DE MICROPILOTES			**OBRA:**	**POLIDEPORTIVO SANTA ROSA**					**COORDENADAS DEL ENSAYO**		**ENSAYO Nº**
			MICROPILOTE TIPO:						N = E =		FECHA
Longitud del micropilote:			**Cantidad de manguitos:**				**Metodo de perforación:**				**Hoja Nº 1**
Longitud libre:			**Diámetro D (m) =**			**0,25**	**Carga de trabajo F_t (tn) =**		**60**		
Longitud del bulbo (m):			**Fluencia a tracción de la armadura (tn) =**			**103,08**	**Constante del gato tn/bar:**				
INYECCIÓN SECUNDARIA			**Diámetro de la armadura longitudinal D (mm) =**				**25**		**Fluencia del acero f_{yk} (MPa) =**		**420**
Tramo Inyectado		**Relación**	**Cantidad de barras de la armadura longitudinal**				**5**		**Área del micropilote B (cm²) =**		**490,875**
Desde (m)	**Hasta (m)**	**Agua cemento**	**Área de la armadura A (cm²) =**				**24,54**		**Carga Tope $Q_t = 0{,}25.f_{ck}.B + 0{,}40.f_{yk}.A$ (tn) =**		**63,32**
			Tens. de rot. a comp. simple lechada (Mpa) f_{ck} =				**18**		**Carga inicial $F_o = 0{,}1 \times F_t$ (tn) =**		**6,00**

ENSAYO DE CARGA

% de Carga	Valor (tn)	Deformaciones en divisiones (1 div = 0,01 mm)								Lectura con nivel (mm)	Presión manométrica (bar)
		Comparador 1				Comparador 2					
		10´	20´	45´	60´	10´	20´	45´	60´		
Fo	6,00	0	0			0	0				
0,25 Ft	15,00										
0,50 Ft	30,00										
Fo	6,00										
0,30 Ft	18,00										
0,75 Ft	45,00										
Ft	60,00										
0,50 Ft	30,00										
Fo	6,00										
0,30 Ft	18,00										
0,75 Ft	45,00										
Ft	60,00										
1,20 Ft	72,00										
1,50 Ft	90,00										
Ft	60,00										
0,50 Ft	30,00										
Fo	6,00										

Figura 8: Planilla adoptada para realizar el ensayo de carga

4.1.- Resultados

Se dan a continuación los resultados de los ensayos de carga para los tres (3) micropilotes de sacrificio que se construyeron. Se puede apreciar que

Figura 9: Resultado del ensayo de carga del micropilote de 12 m

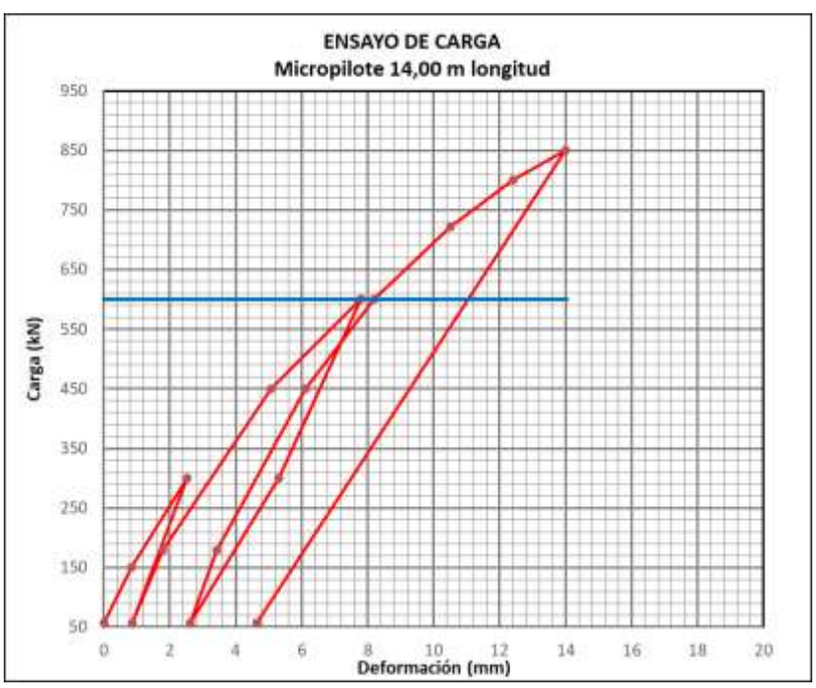


Figura 10: Resultado del ensayo de carga del micropilote de 14 m

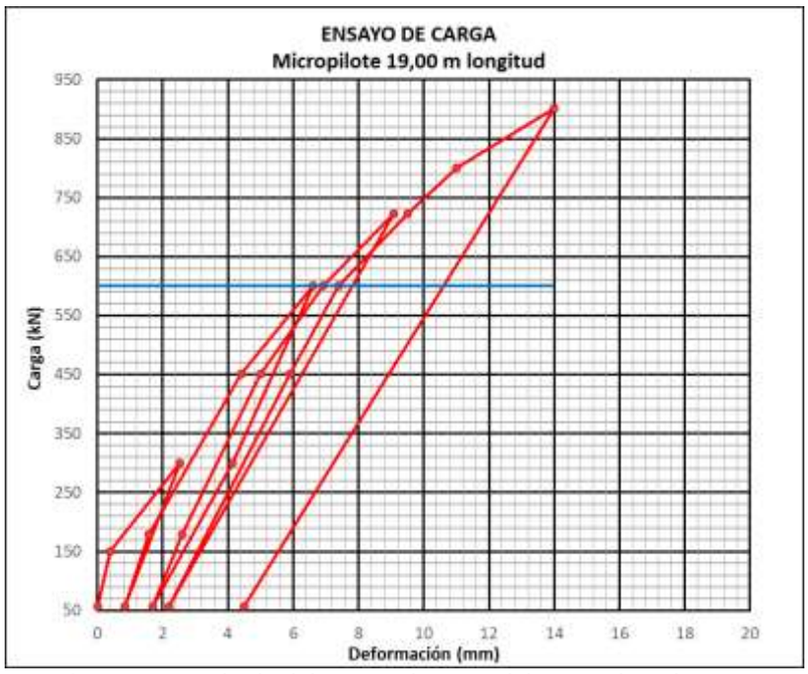


Figura 11: Resultado del ensayo de carga del micropilote de 19 m

Podemos analizar los resultados del ensayo de carga, suponiendo que el mismo se desarrolla, siguiendo un modelo hiperbólico.

Para este análisis, podemos representar los resultados en una gráfica donde en ordenada pongamos el valor de la deformación sobre la carga δ/Q y en abscisa la deformación δ. El resultado en su parte final será una recta como la que se muestra en la figura 12, con una ordenada al origen "a" y una pendiente "b" de forma tal que responda a la siguiente ecuación:

$$\frac{\delta}{Q} = a + b.\delta$$

Y que también podemos escribir como:

$$\frac{1}{Q} = \frac{a}{\delta} + b$$

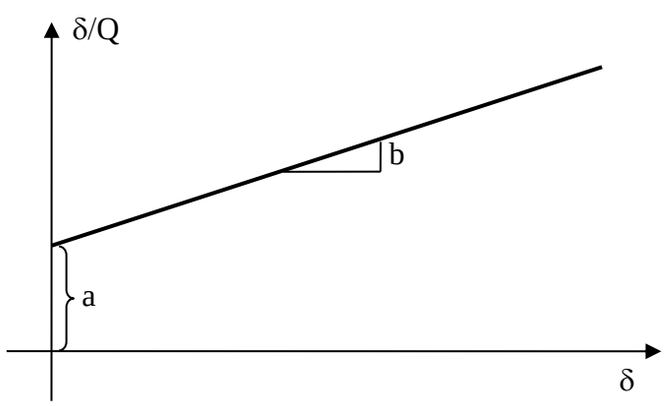


Figura 12: Representación gráfica teórica de un ensayo de carga

Analizando estas dos ecuaciones y para valores muy pequeños de la deformación "δ" la ecuación se transforma en:

$$\frac{\delta}{Q} = a$$

Por otra parte, sabemos que Q/δ = K = constante del resorte elástico, que además como se trata de valores muy pequeños de δ lo podemos considerar como constante del resorte inicial "Ki".
Esto nos permite tener la primera conclusión, que a = Ki
Además, si en cambio, el valor de δ se incrementa a valores muy altos, la carga "Q" será la carga última "Q_u" y tendremos la segunda conclusión:

$$\frac{1}{Qu} = b$$

Analizando desde este punto de vista, los resultados de los tres ensayos ejecutados, obtenemos las siguientes conclusiones:

4.1.1.- Micropilote de 12 m

Se presenta en la figura 13 los resultados del ensayo de carga del micropilote en el que los valores que se obtienen son:

a = 0,0077 mm/kN

b = 0,0004571 kN/mm

De estos datos gráficos se obtienen los siguientes resultados:

Ki = 130 kN/mm

Q_u = 2.188 kN

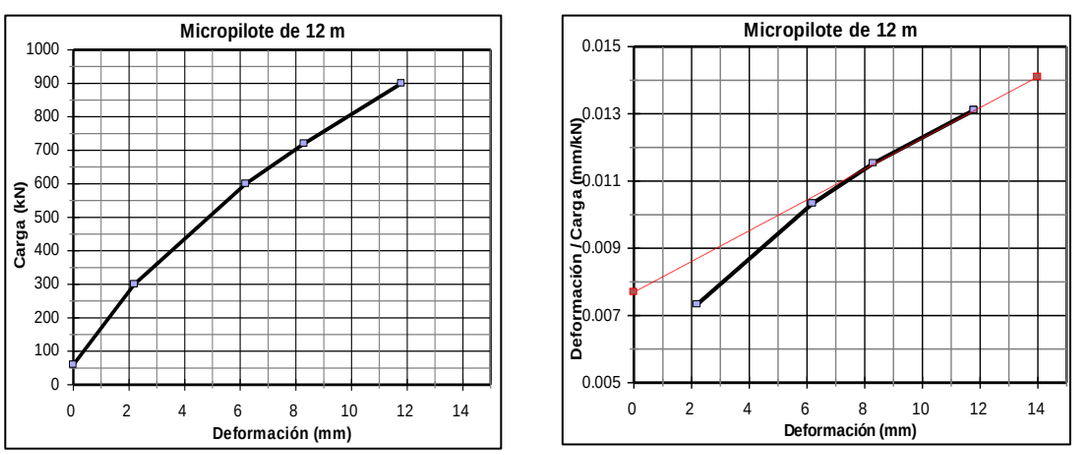


Figura 13: Resultados del ensayo de carga del micropilote de 12 m

4.1.2.- Micropilote de 14 m

Se presenta en la figura 14 los resultados del ensayo de carga del micropilote en el que los valores que se obtienen son:

a = 0,0086 mm/kN

b = 0,000569 kN/mm

De estos datos gráficos se obtienen los siguientes resultados:

Ki = 116 kN/mm

Q_u = 1.757 kN

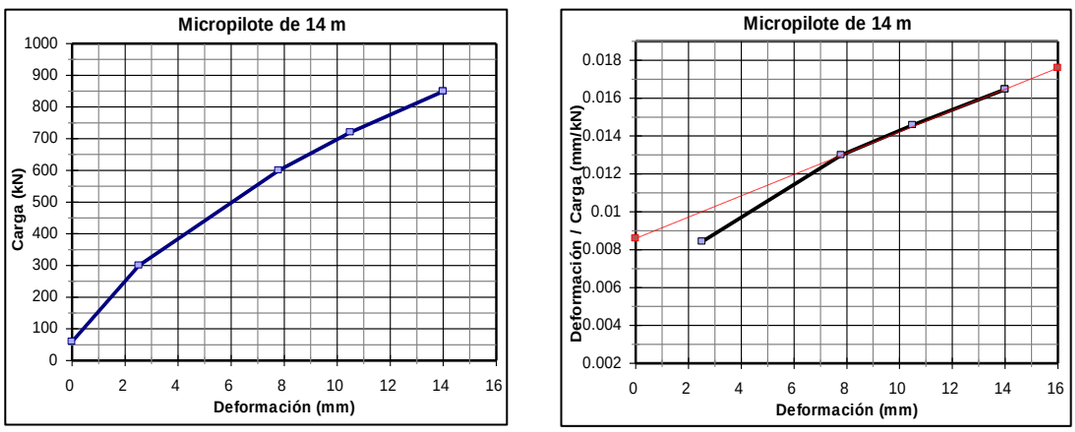


Figura 14: Resultados del ensayo de carga del micropilote de 14 m

4.1.3.- Micropilote de 19 m

Se presenta en la figura 15 los resultados del ensayo de carga del micropilote en el que los valores que se obtienen son:

a = 0,007 mm/kN

b = 0,000613 kN/mm

De estos datos gráficos se obtienen los siguientes resultados:

Ki = 143 kN/mm

Q_u = 1.633 kN

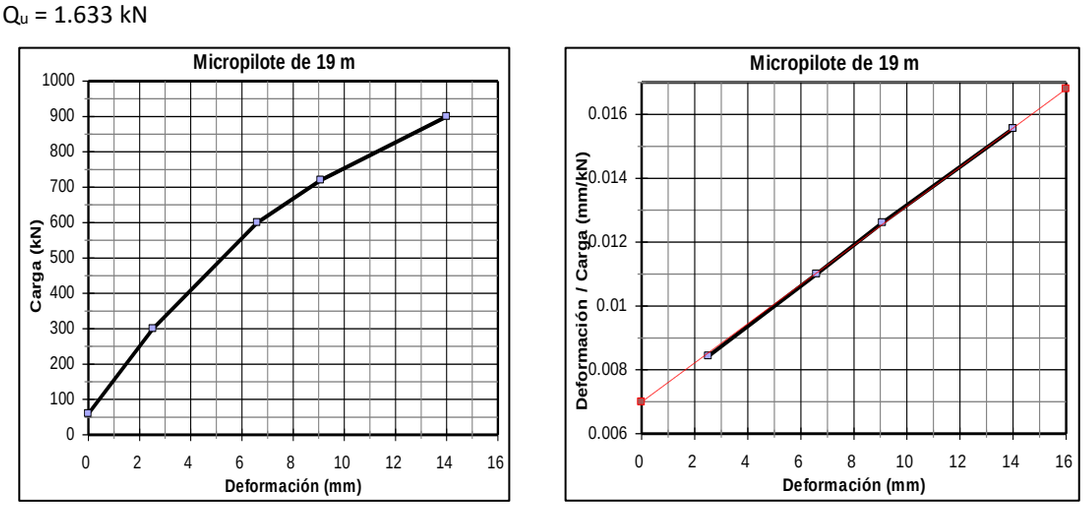


Figura 15: Resultados del ensayo de carga del micropilote de 19 m

5.- Dimensionado de los micropilotes como del tipo IGU

Podemos hacer un cálculo más para verificar la eficiencia de las inyecciones secundarias en los micropilotes. Para ello calcularemos a los mismos como micropilotes IGU (Inyección Global Única), para ello calcularemos la tensión de fuste con los ábacos de M. Bustamante [Ref.1] aplicando la ecuación 2

$$qs = \frac{10kPa}{\left(\frac{1.15}{N_{60}}+0.024\right)} \qquad (2)$$

En las tablas que se adjuntan, se detalla el cálculo teórico para cada micropilote. Para ello se define un diámetro de los mismos de 0,25 m y las tensiones de fuste las calcularemos para el mismo tramo que consideramos en el cálculo de los micropilotes IRS.

Tabla IV: Dimensionado del micropilote IGU para la zona 1 de la obra (Sondeo 1)

Profundidad (m)	SPT N_{90}	SPT N_{60}	Tensión de fuste qs (kPa)	Carga de rotura kN
4	4	6	46.4	36
5	5	7.5	56.4	81
6	13	19.5	120.5	175
7	20	30	160.4	301
8	22	33	169.9	435
9	20	30	160.4	561
10	41	61.5	234.2	745
11	24	36	178.7	885
12	34	51	214.8	1.054

Tabla V: Dimensionado del micropilote IGU para la zona 2 de la obra (Sondeo 3)

Profundidad (m)	SPT N_{90}	SPT N_{60}	Tensión de fuste qs (kPa)	Carga de rotura kN
4	5	7,5	44.3	44
5	4	6	36.4	81
6	8	12	65.5	146
7	10	15	78.0	224
8	8	12	65.5	290
9	5	7,5	44.3	334
10	7	11,25	62.2	396
11	5	7,5	44.3	441
12	25	37,5	143.7	584
13	18	19,5	117.9	702
14	29	43,5	155.7	858

Tabla VI: Dimensionado del micropilote IGU para la zona 3 de la obra (Sondeo 2)

Profundidad (m)	SPT N_{90}	SPT N_{60}	Tensión de fuste qs (kPa)	Carga de rotura kN
4	4	6	36.4	36
5	8	12	65.5	102
6	6	9	51.7	154
7	3	10,5	28.1	182
8	12	12	89.4	271
9	2	3	19.3	290
10	2	3	19.3	310
11	2	3	19.3	329
12	8	12	65.5	395
13	7	10,5	58.8	453
14	2	3	19.3	473
15	11	16,5	83.8	556
16	10	24	78.0	634
17	13	19,5	94.7	729
18	2	3	19.3	748
19	3	4,5	28.5	777

Con estos datos y con los valores de carga de rotura que obtuvimos con los ensayos de carga, podemos confeccionar el gráfico que se muestra en la figura 16, en el que se comparan las cargas de cálculo de los micropilotes IRS ensayados, con las cargas de los ensayos ejecutados y con las cargas resultantes de haber proyectado los mismos micropilotes como IGU, es decir, sin inyección secundaria, cuyos resultados finales se muestran en la Tabla VII.

Tabla VII: Cargas finales de los micropilotes ensayados, calculados como IGU

Micropilote	Longitud (m)	Carga de rotura (kN)
I	12	1.054
II	14	858
III	19	777

Como se aprecia en la figura 16, los valores de la carga de rotura de los micropilotes IRS en los que se inyecta la una lechada secundaria a elevada presión, a lo largo del fuste, mediante los manguitos o válvulas antirretorno, duplican, en este caso, la carga que se obtendría en los mismos micropilotes como del tipo IGU, sin inyección secundaria.

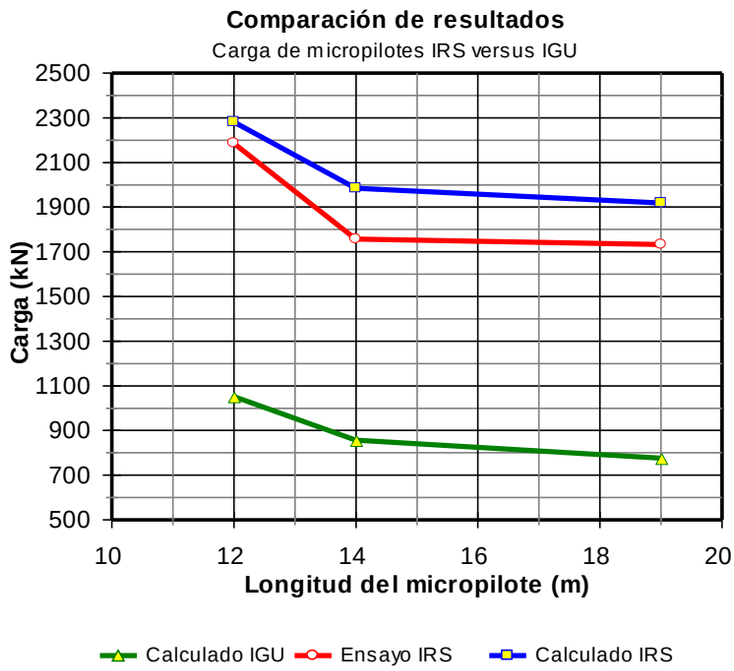


Figura 16: Comparación de cargas de rotura de un micropilote IRS comparadas con las cargas de rotura del mismo micropilote, calculado como IGU

6.- RESISTENCIA DE LA LECHADA

Para llenar con la inyección primaria un micropilote de 0,25 m de diámetro nominal y de 12 m de largo se necesitan 590 litros de lechada, para uno de 14 m se necesitan 690 lts y para otro de 19 m se necesitan 935 lts.

Por lo general los equipos de mezclados tienen una capacidad reducida, que permiten trabajar con un volumen estándar de 100 lts de agua con 200 kg de cemento (4 bolsas) que generan un pastón de lechada de 163 lts, esto quiere decir que, para llenar cada micropilote con la inyección primaria, se deben confeccionar entre 4 y 6 lechadas.

En el presente trabajo se extrajeron probetas de pastones tomado en forma aleatoria que fueron entregadas al comitente para que proceda a ensayarlas. En la figura 17 se muestran los resultados de las probetas que El Comitente, decidió ensayar.

Para el proyecto de los micropilotes, se tomó originalmente una resistencia de 18 MPa y según se aprecia en los resultados de los ensayos ejecutados, el 87,5 % de los pastones elaborados supera este valor.

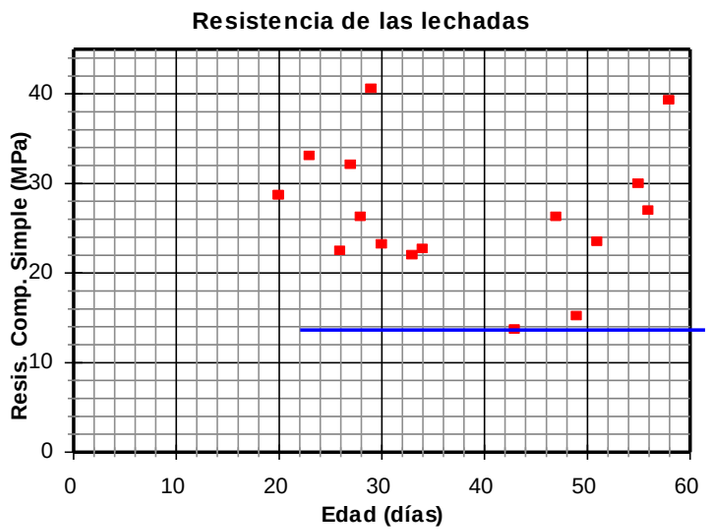


Figura 17: Resultados de los ensayos de compresión simple de las probetas ensayadas provenientes de la lechada primaria

Es importante destacar la resistencia de las lechadas a la compresión simple luego de los 21 días de su elaboración, para que se tome conciencia de los valores a adoptar, al momento de dimensionar estos elementos estructurales.

7.- CONCLUSIONES

Como se aprecia en la tabla VIII y en el gráfico de la figura 16, los resultados de los cálculos teóricos de la carga de rotura, deducidos a partir de los ábacos de M. Bustamante, comparada con carga de rotura deducida con un modelo hiperbólico, que se confecciona a partir de los resultados de los ensayos de la carga, son totalmente compatibles para determinar las tensiones de fuste a rotura en micropilotes del tipo IRS, con manguitos de inyección cada 0,80 m.

Tabla VIII: Comparación de resultados

Micropilote	Longitud (m)	Carga de rotura teórica (kN)	Carga de rotura del ensayo (kN)	Diferencia (%)
I	12	2.282	2.188	4,3
II	14	1.985	1.757	12,9
III	19	1.920	1.633	17,6

Figura 18: Foto de la estructura de la cubierta ya colocada

8.- REFERENCIAS

1. Les tirant d´ancrage injecté. M. Bustamante.
2. Une méthode per le calcul des tirants et des micropieux injectés" Michel Bustamante, B.L.P.et Ch Nº 140 (1985)
3. Micropilotes y Anclajes (Apuntes de clases Leoni)
4. Parámetros de Suelos (Apuntes de clases Leoni)

Interpretación hiperbólica de la relación tensión-deformación, de pilotes ejecutados en arenas y suelos finos de la Fm. Pampeano

Leoni Augusto José
leoni@ingenieroleoni.com
Ingeniero Leoni y Asociados S.A.

Del Santo Matías Alejandro
matiasdelsanto@ingenieroleoni.com
Ingeniero Leoni y Asociados S.A.

RESUMEN: En el presente trabajo trata de resumir en forma muy sintética, la relación tensión – deformación de pilotes bajo cargas en suelos arenosos, y suelos finos de la Fm. Pampeano. Para ello se utiliza el modelo hiperbólico de Konder y Zelasko (1963), aplicado a las tensiones que se desarrollan tanto en la punta como en el fuste de los pilotes.
En el análisis del modelo matemático se aplicaron las experiencias de Randolph y Wroth para los factores de rigidez que se utilizan en el fuste y en la punta y que se aplican en el modelo hiperbólico que se desarrolla, en función de las deformaciones que experimenta el pilote a medida que el mismo soporta cargas. También se aplican en este modelo, las tensiones de fuste deducidas aplicando las experiencias de M. Bustamante y de Salgado et al.
Finalmente, y como conclusión de este trabajo, se aplica el modelo a resultados de ensayos de carga sobre pilotes ejecutados en suelos finos de la Fm. Pampeano, en suelos arenosos y en perfiles combinados de ambos suelos, donde los resultados son más que óptimos.

Palabras clave: Pilotes, Hiperbólico, Bustamante, Fuste, SPT

1.- INTRODUCCIÓN

En el presente resumen se trata de detallar la metodología de cálculo para determinar el asentamiento de un pilote, debido a las cargas de fuste y de punta que se desarrollan, mediante la aplicación de un modelo hiperbólico que contemple a estos dos factores.
El modelo básico que se toma como referencia ya fue ampliamente publicado por Randolph and Wroth, Zhang y otros autores, en el presente trabajo se aplica dicho modelo con algunas modificaciones y aplicando las tensiones de fuste detalladas en el trabajo "*Revisión de tensiones de fuste en pilotes construidos en suelos de la Fm. Pampeano y en arenas", [Ref.22]*

2.- MODELO HIPERBÓLICO DE TENSIONES Y DEFORMACIONES

En los modelos hiperbólicos en los que intervienen tensiones y deformaciones las ecuaciones son del siguiente tipo:

$$\sigma = \frac{\delta}{\left[\frac{1}{k} + \frac{\delta}{\sigma_f}\right]} \quad (1)$$

Donde σ es la tensión que se representa, δ es la deformación asociada, k representa la rigidez del resorte correspondiente a la deformación del suelo, generada en el suelo por el desplazamiento de la estructura, y σ_f la tensión final para grandes deformaciones que puede brindar el suelo, tal como se definen y se muestra en la Figura 1 que se adjunta.

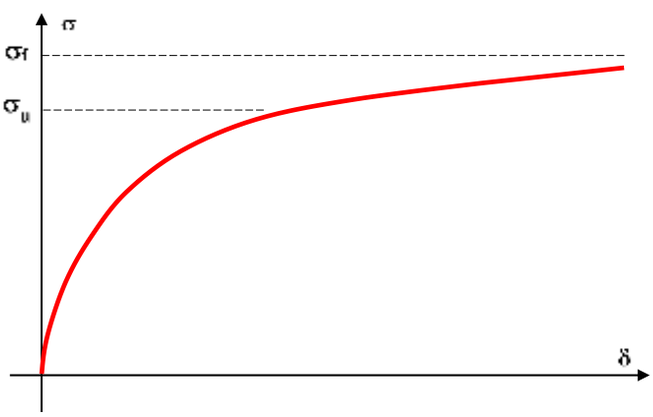


Figura 1: Curva tensión - deformación

Con relación a las tensiones, nosotros podemos aproximar, de acuerdo a las distintas teorías, el valor de la tensión de rotura o tensión última $\sigma_r = \sigma_u$. Pero no podemos conocer el valor de la tensión final σ_f.

Sin embargo, se sabe por ensayos ejecutados, que la relación entre estas dos tensiones que llamaremos Rf, varía en el siguiente entorno 0,80 < Rf < 0,95 de acuerdo a lo sugerido por Clough y Duncan.

$$Rf = \frac{\sigma_r}{\sigma_f} \quad (2)$$

$$\sigma_f = \frac{\sigma_r}{R_f}$$

Adoptaremos para este trabajo un valor de R*f* = 0,90

3.- MODELO HIPERBÓLICO PARA LA RESISTENCIA DE PUNTA

Para este modelo hiperbólico que relaciona la tensión que se genera en la punta del pilote q_p y que está asociada al desplazamiento del pilote respecto del suelo δ, utilizaremos la siguiente ecuación 3:

$$q_p = \frac{\delta}{\frac{1}{k_p} + \frac{R_f}{q_{pr}}\delta} \quad (3)$$

El valor del coeficiente k_p lo podemos obtener teniendo en cuenta que la deformación del suelo donde apoya la punta del pilote S_p, puede ser expresada por la siguiente relación elástica que surge de considerar a la punta del pilote como una base rígida apoyada en un manto elástico.

$$S_p = \frac{q_p.D_o.(1-\upsilon_p^2)}{E} I_s$$

Donde:

S_p es el asentamiento de la punta del pilote

q_p = Tensión de contacto de la punta del pilote

D_o = Diámetro del pilote

ν_p = Coeficiente de Poisson del suelo donde se apoya la punta

E = Módulo elástico del suelo de apoyo = $2.Gp.(1+\nu_p)$

Is = Coeficiente de influencia = $\pi/4$

Teniendo en cuenta además que $k_p = q_p/S_p$ tendremos:

$$k_p = \frac{q_p}{S_p} = \frac{4.q_p.2.G_p}{q_p.2.r_o.(1-\upsilon_p).\pi}$$

$$k_p = \frac{4.G_p}{\pi.r_o.(1-\upsilon_p)}$$

La inversa de este módulo de reacción nos da el factor para remplazar en la ecuación (3) según Randolph y Wroth [Ref.16]

$$\frac{1}{k_p} = \frac{\pi.r_o.(1-\upsilon_p)}{4.G_p} \quad (4)$$

Para el cálculo del módulo de corte utilizamos las siguientes ecuaciones:

$$G = \frac{E}{2.(1+\upsilon)}$$

Donde el módulo elástico los deducimos a partir de un modelo hiperbólico, con el que llegamos a la ecuación siguiente [Ref. 10]:

$$\frac{E}{Ei} = \left[1 - \left(\frac{R_f}{Fs}\right)^g\right] \quad (5)$$

En este caso los autores adoptan $R_f = 1$ y que al valor de "g" le asignan valores que se ubican en el siguiente entorno: $0,2 < g < 0,4$

Haciendo uso de estas experiencias, hemos trabajado con las relaciones entre el valor del SPT y la velocidad de onda en los suelos y logramos definir las siguientes relaciones:

Para suelos finos:

$$E_i = 48.000kPa \times (N_{60})^{0,64}$$

Para suelos granulares:

$$E_i = 30.700kPa \times (N_{60})^{0,66}$$

Con estas relaciones y la ecuación (5) podemos obtener una ecuación que nos permita calcular el módulo elástico, pero para ello valoraremos el valor de "g" con la compacidad o la densidad relativa de los suelos [Ref. 21] con la siguiente ecuación:

$$g = (0,15 + 0,004.N_{60})$$

Si reemplazamos estos parámetros en la ecuación (5) obtenemos el último parámetro que nos permite resolver la ecuación (4).

Para suelos finos:

$$G = \frac{24.000kPa.(N_{60})^{0,64}.\left[1-\left(\frac{1}{Fs}\right)^{(0,15+0,004.N_{60})}\right]}{(1+\upsilon_p)} \qquad (6)$$

Para suelos gruesos:

$$G = \frac{15.350kPa \times \left(N_{60}\right)^{0,66} \times \left[1-\left(\frac{1}{Fs}\right)^{(0,15+0,004.N_{60})}\right]}{(1+\upsilon_p)} \qquad (7)$$

Otra alternativa para calcular el valor de k_p en suelos finos, es calculando el valor del coeficiente de balasto en la punta del pilote a partir del valor de k_1 [Ref. 21]

$$k_p = k_1 \times \frac{0,30m}{D(m)}$$

$$\frac{1}{k_p} = \frac{D(m)}{k_1 \times 0,30m} \qquad (8)$$

Donde:

$$k_1 = 192.000.kN/m^3.(N_{60})^{0,64}.\left[1-\left(\frac{1}{Fs}\right)^{\left(0,15-0,004.N_{60}\right)}\right]$$

Para comparar los resultados de estas dos ecuaciones (4) y (8), podemos desarrollar un ejemplo para observar los resultados de las mismas para una amplia gama de valores de ensayos de SPT (N_{60}) tomando un cilindro de D = 0,50 m, ν_p = 0,35, y Fs = 3. Figura 2.

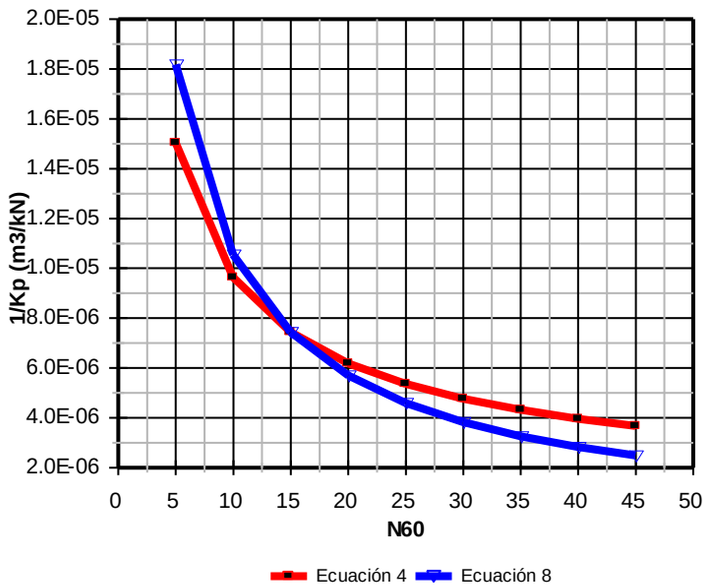


Figura 2: Resultados de las ecuaciones (4) y (8) para distintos valores de N_{60}

El valor de tensión de punta de rotura q_{pr} lo obtenemos a partir de alguno de los modelos matemáticos como por ejemplo el de Brinch Hansen que se destaca a continuación para obtener la tensión última de la punta del pilote

$$q_{pr} = (c.N_c + \bar{q}.N_q).S_c.d_c$$

Reemplazando ahora los coeficientes en la ecuación (3) tendremos una relación matemática que nos permite dándole valores arbitrarios y ascendentes a "δ", obtener valores de la tensión de punta del pilote hasta llegar a la falla del suelo.

$$q_p = \frac{\delta}{\frac{1}{k_p} + \frac{R_f.\delta}{\left[(c.N_c + q'.N_q)S_c.d_c\right]}} \qquad (9)$$

Para el caso de los suelos finos, en los que necesitamos estimar el valor de la cohesión c_u, podemos utilizar la expresión de Stroud [Ref 23, 6]

$$c_u = 5{,}5kPa \times N_{90} \qquad (10)$$

Y para aproximar el valor de la fricción no drenada la siguiente:

$$\phi_u = 3.e^{(0,02.N_{60})} + 0,4.N_{60} \qquad (11)$$

En los casos en que tenemos suelos granulares, la fricción efectiva la obtenemos con

$$\phi' = 54^o - 27.e^{(-0.014.(N_1)_{60})} \qquad (12)$$

4.- MODELO HIPERBÓLICO PARA LAS TENSIONES DE FUSTE

Para resolver el modelo hiperbólico con el que podamos obtener la tensión de fuste en función de la ecuación será del siguiente tipo.

$$q_f = \frac{\delta}{\frac{1}{kf} + \frac{\delta}{\tau_{fu}}} \qquad (13)$$

La relación entre la resistencia unitaria de fricción o tensión de fuste, y la correspondiente deformación que se genera en la interfaz suelo-pilote, puede ser aproximada mediante el apoyo de la Figura 3 y las deducciones de Randolph y Wroth, [Ref 16]

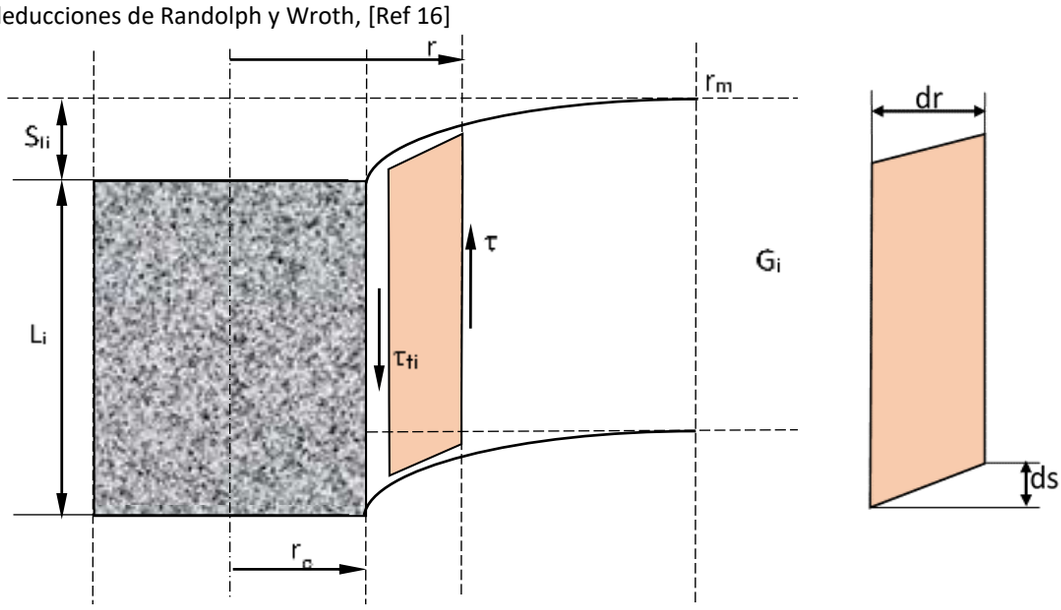


Figura 3

Si tomamos la tensión de corte en el fuste del pilote τ_{fi} y la tensión de corte τ a una distancia r, podemos plantear:

$$\pi.D_o.L_i.\tau_{fi} = 2.\pi.r.L_i.\tau$$

$$\tau = \frac{D_o}{2.r}\tau_{fi}$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G_i} = \frac{ds}{dr}$$

$$ds = \left(\frac{D_o.\tau_{fi}}{2.G_i}\right).\frac{dr}{r}$$

$$\int_0^{S_{fi}} ds = \frac{D_o.\tau_{fi}}{2.G_i}\int_{r_o}^{r_m}\frac{dr}{r}$$

Donde Gi es el módulo de corte del suelo en el manto "i", al que le corresponde una tensión de fuste τ_{fi} y un asentamiento S_{fi}.

$$S_{fi} = \frac{D_o.\tau_{fi}}{2.G_i}.Ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right)$$

$$k_{fi} = \frac{\tau_{fi}}{S_{fi}} = \frac{\tau_{fi}}{\frac{D_o.\tau_{fi}}{2.G_i}.Ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right)}$$

$$k_{fi} = \frac{G_i}{r_o.Ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right)}$$

$$\frac{1}{k_{fi}} = \frac{r_o}{G_i}Ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right)$$

Para el presente trabajo, el valor de r_m lo valoraremos como r_m = 20 x Diámetro.
Por lo tanto, ya estamos en condiciones de darle valor a un factor de la ecuación (13).
Para evaluar el último factor que nos falta de esta ecuación, tenemos que representar la tensión de fuste final τ_{fr} en términos de la tensión de fuste última o de rotura τ_{fr}, lo hacemos por medio de una relación de falla R_f como ya se ha destacado:

$$\tau_{fu} = \frac{\tau_{fr}}{Rf}$$

$$q_f = \frac{\delta}{\frac{1}{kf} + \frac{Rf.\delta}{\tau_{fr}}} \qquad (14)$$

4.1.- Fuste en suelos finos teniendo en cuenta los ábacos de Bustamante

El valor de la tensión de fuste última τ_{fu} para suelos finos, será determinado por la siguiente expresión [Ref. 22] para determinar la tensión de fuste a rotura q_{frot}:

$$q_{frot} = 4kPa \times (N_{60}) \qquad (15)$$

Reemplazando estos coeficientes en la ecuación (14) tendremos una ecuación que nos permite, dándole valores arbitrarios y ascendentes a "δ", obtener valores de la tensión de fuste del pilote hasta llegar al valor último de esta tensión para una deformación elevada.

Para suelos finos:

$$q_{fi} = \frac{\delta}{\frac{r_o}{G_i}.Ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) + \frac{R_f.\delta}{4kPa.(N_{60})}} \qquad 16)$$

4.2.- Fuste en suelos finos tomando en cuenta la ecuación de Burland (Método β)

El valor de β que nos permita calcular la tensión de fuste a rotura q_{fr} para suelos finos, puede ser determinado por la ecuación 17 [Ref. 16], y tomando los valores de cohesión c_u recomendados por Stroud, ecuación 10.

$$qf_{rot} = K \times tan(\delta) \times \sigma'_v$$

$$\beta = K.\tan(\delta)$$

$$\beta = 0{,}52 \times \left(\frac{S_u}{\sigma'_v}\right) + 0{,}11 \qquad (17)$$

$$S_u = 5{,}5kPa \times N_{60}$$

Con estas relaciones podemos obtener el valor de q_{fr} dado por la ecuación (18)

$q_{frot} = 2{,}86kPa.N_{60} + 0{,}11.\sigma_v^{'}$ (18)

$$q_{fi} = \frac{\delta}{\frac{r_o}{G_i}.Ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) + \frac{R_f.\delta}{\left(2{,}86kPa.N_{60} + 0{,}11.\sigma_v^{'}\right)_i}} \qquad (19)$$

4.3.- Método α modificado

Otra forma de aplicar el método α, y más aun teniendo en cuenta las características especiales de los suelos de la Fm. Pampeano, en los que, a pesar de estar saturados, se puede apreciar una importante porción de la fricción en las tensiones de fuste que se inducen en el fuste de los pilotes sería la que se detalla a continuación.

Esta metodología, recomendada en la [Ref. 24] que se atribuye a Tomlinson (1977) y por observaciones de Peck, Hanson and Thornburn (1974), propone para el cálculo de la tensión de fuste la siguiente ecuación:

$q_{fr} = \alpha_2.Su + \sigma_v^{'}.Ko.\tan(\delta)$ (20)

Donde:

El valor de α_2 se calcula con la siguiente ecuación [Ref 22] teniendo en cuenta las recomendaciones de Randolph y Murphy (1985), y Semple y Rigden (1984) donde proponen:

$$\alpha_2 = 0{,}5.F_p.\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0{,}5} \leq 1 \; Para \; \frac{c_u}{\sigma'_v} \leq 1 \qquad (21)$$

$$\alpha_2 = 0{,}5.F_p.\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0{,}25} \; Para \; \frac{c_u}{\sigma'_v} \geq 1 \qquad (22)$$

Donde el factor F_p depende de la relación L_p/D_o

Para valores de $L_p/D_o < 50$ Fp = 1

Para valores de $L_p/D_o > 120$ Fp = 0,7 Mientras que para valores intermedios vale la interpolación lineal.

Los parámetros restantes se calculan con las siguientes expresiones :

$\phi = 3.e^{(0{,}02 \times N_{60})} + 0{,}4.N_{60}$ (23)

$Ko = 1 - sen(\phi)$

$\delta = 0{,}9.\phi$

Reemplazando estos coeficientes en la ecuación (14) tendremos una ecuación que nos permite, dándole valores arbitrarios y ascendentes a "δ", obtener valores de la tensión de fuste del pilote hasta llegar al valor último de esta tensión para una deformación elevada.

$$q_{fi} = \frac{\delta}{\frac{r_o}{G_i}Ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) + \frac{R_{sf}.\delta}{\alpha_2.c_u + Ko.Tan(\delta)}} \qquad (24)$$

4.4.- Fuste en suelos finos teniendo en cuenta el método lambda λ

En este caso se calcula la tensión de fuste con:

$q_{fr} = \lambda(\sigma v + 2.c_u)$

Donde el valor de λ en función de la profundidad se puede aproximar con la siguiente expresión.

$$\lambda = \frac{1}{(Prof.0{,}25+2{,}2)} + 0{,}035 \qquad (25)$$

Donde

c_u = 5,5 kPa x N_{60}

Reemplazando estos coeficientes en la ecuación (14) tendremos una ecuación que nos permite, dándole valores arbitrarios y ascendentes a "δ", obtener valores de la tensión de fuste del pilote hasta llegar al valor último de esta tensión para una deformación elevada.

$$q_{fi} = \frac{\delta}{\frac{r_o}{G_i} Ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) + \frac{R_{sf}.\delta}{\lambda.(\sigma_v + 2.c_u)}} \qquad (26)$$

4.5.- Fuste en suelos gruesos teniendo en cuenta los ábacos de Bustamante

Para el cálculo de las tensiones de fuste q_{fr} en suelos gruesos, podemos utilizar la siguiente expresión [Ref. 13 y 22] que se deduce de los ábacos de Bustamante

$$q_{frot} = 3{,}50kPa \times (N_{60}) \qquad (27)$$

$$q_{fi} = \frac{\delta}{\frac{r_o}{G_i} Ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right) + \frac{R_{sf}.\delta}{3{,}5kPa.(N_{60})_i}} \qquad (28)$$

4.6.- Fuste en suelos gruesos teniendo en cuenta los estudios de Salgado et al

Para el cálculo de las tensiones de fuste en suelos gruesos también podemos utilizar la ecuación deducida por Salgado et al [Ref. 1], [Ref. 2], [Ref. 22]

$$qf_{rot} = K \times \tan(\delta) \times \sigma'_v \qquad (29)$$

Donde el valor de K se obtiene con la siguiente ecuación [Ref. 1 y 2] [Ref. 22]:

$$K = \frac{K_o}{e^{\left(0{,}2 \times \sqrt{K_o - 0{,}4}\right)}} \times 0{,}7 \times e^{\left\{\frac{D_r}{100} \times \left[1{,}3 - 0{,}2 \times Ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right)\right]\right\}} \qquad (30)$$

Donde Pa es el valor de la presión atmosférica y el valor de Ko se obtiene con:

$$K_o = (1 - sen(\phi')).OCR^{sen(\phi')}$$

El valor del ángulo δ que se destaca en la ecuación (29) y que representa el ángulo de fricción entre el fuste del pilote y el suelo que lo contiene, en el presente trabajo se tomará como δ = 0,9.ϕ´ [Ref. 2], [Ref. 3], [Ref. 4], [Ref. 18].

Con estos valores la tensión de fuste se calcula con la siguiente ecuación.

$$q_{fi} = \frac{\delta}{\frac{r_o}{G_i} Ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right) + \frac{R_{sf}.\delta}{K.\tan(\delta).\sigma_v'}}$$

5.- INTEGRACIÓN DE LOS RESULTADOS

En todos los casos el subíndice "i" indica que estos valores se deben tomar como valores promedios de cada manto "i" que se considere, Figura 4.
Para cada elemento de altura hi se deberán considerar los siguientes parámetros: N_{60}, N_{90}, F_s, G, r_m, q_{fr}, h_i, R_f, Para poder aplicar las ecuaciones 16, 19, 24 y 26 para los suelos finos, o 28 y 29 para los suelos gruesos. Para obtener la variación de esta tensión a lo largo de todo el fuste del pilote se debe hacer la sumatoria de todos los valores de la tensión de fuste calculada "q_{fi}" para cada elemento de altura "hi" que se adopte y para cada deformación δ considerada.

Finalmente, se obtienen las tensiones de punta y de fuste que van generando, se multiplican por las áreas del pilote que le corresponden, (punta o fuste), se suman y se obtienen la carga del pilote que genera la deformación δ.

$$Q_{(\delta i)} = q_{pi} \times A_p + \pi \times D \times \sum q_{fi} \times L_i$$

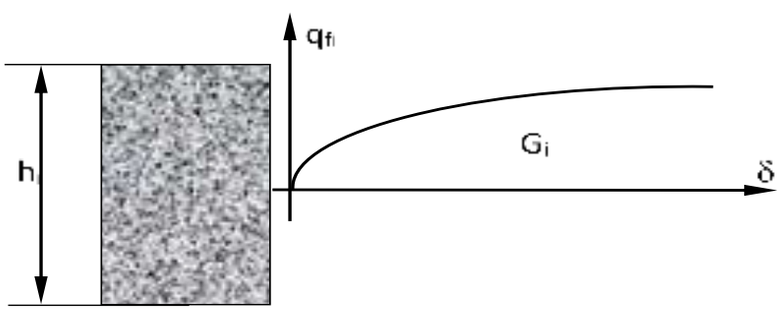


Figura 4

6.- VERIFICACIÓN CON CASOS REALES

Veamos finalmente, como se comportan los modelos hiperbólicos desarrollados para distintos pilotes construidos en suelos finos de la Fm. Pampeano y en suelos arenosos. En este sentido tenemos que aclarar que no es nuestra intensión mostrar solamente las coincidencias entre las curvas modeladas con la de los ensayos de carga, sino en mostrar, además, que los valores que se asumen para las tensiones de fuste permiten obtener resultados que se asemejan bastante a la realidad definida por el ensayo de carga.

Volviendo ahora a los parámetros que se asumen para el desarrollo de los modelos hiperbólicos, debemos decir que en el presente trabajo se adoptaron parámetros fijos para todas las modelaciones efectuadas. Uno de estos valores es el coeficiente de seguridad (Fs) utilizado para calcular los módulos de corte "G" tanto para arenas, como para suelos finos, en punta y en fuste, se toma con un valor único de Fs = 3.

Otro valor de relevancia que se mantiene constante es el valor de "R_{sf}" que relaciona la tensión de falla última con el valor de la tensión de falla a rotura, que se toma con un valor constante de R_{sf} = 0,90 para todos los modelos desarrollados.

6.1.- Pilote excavado en un manto de arena limosa

El primer caso analizado corresponde a un pilote que se construyó y se ensayó en el año 2013 en el marco de la primera conferencia y seminario de fundaciones profundas llevadas a cabo en Santa Cruz, Bolivia.

Dentro del grupo de pilotes individuales que se construyeron para ser ensayados en este evento. Particularmente se trata del pilote PT_1. Ref. [4]
El mismo fue construido con una perforadora rotativa, sin encamisar, y utilizando lodo bentonítico, en un manto de arena limosa donde la napa de agua se ubica al nivel de -3,50 m.
En el sitio de instalación de los pilotes, se ejecutaron investigaciones con ensayos SPT cada metro de avance de la perforación con el sacamuestras normalizado de Terzaghi que, de acuerdo a la descripción de la metodología utilizada, le podemos asignar una energía por cada golpe del orden del 60 % de la teórica, y cuyos resultados se pueden apreciar en la Figura 5.
Tomando en cuenta los parámetros geométricos del pilote y las condiciones geotécnicas del sitio donde se lo construyó, se resumen en la Tabla I los parámetros para confeccionar los modelos hiperbólicos de las cargas de punta y las de fuste.

Para analizar la capacidad de carga de este pilote se calcularán las tensiones de fuste metro a metro, tomando el valor promedio de los ensayos de SPT (N_{60}), considerando los valores que se obtienen con la ecuación (20) deducidas de los ábacos de Bustamante. Ref [22]

$$qf_{rot} = 3,5kPa \times N_{60}$$

Luego con la ecuación 28 se analizan metro a metro, la evolución de las tensiones de fuste a medida que aumentan las deformaciones.
En las tablas I y en la Figura 5 que se adjuntan, se detallan los valores deducidos a partir de este ensayo de carga para compararlos con los resultados del modelo hiperbólico.

Tabla I: Valores calculados y adoptados para modelar la carga de punta

Diámetro	Longitud	Napa	r_m	Rf	Fs	δ	Gp	ϕ'	qr_{punta}
0,40 m	17,50 m	3,50 m	8,00 m	0,90	3	0,9.ϕ'	30.447 kPa	32º	7.109 kPa

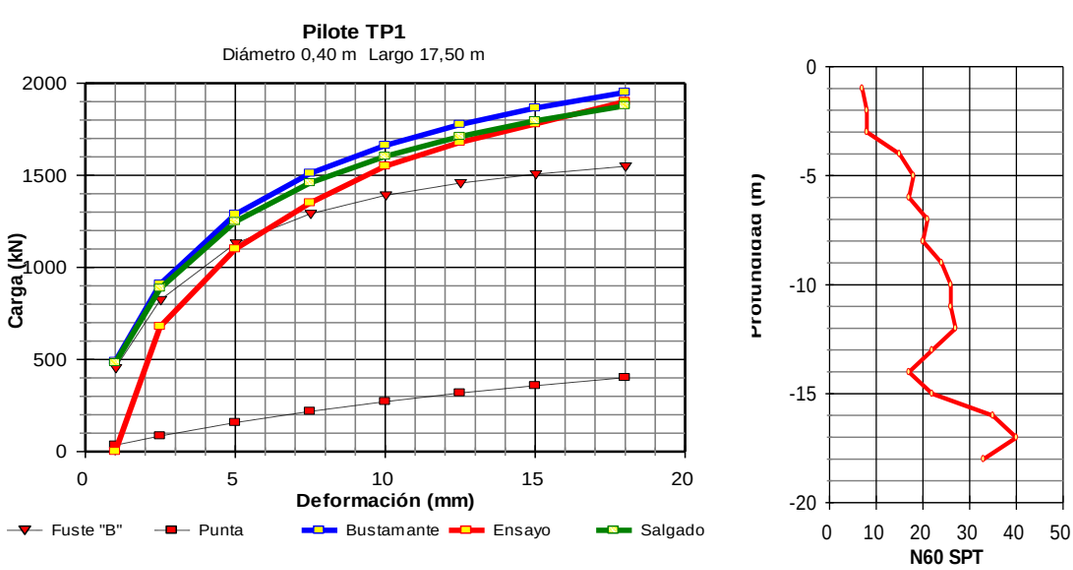


Figura 5: Comparación entre las cargas calculadas y las medidas tomando las tensiones de fuste deducidas de los ábacos de Bustamante y por las ecuaciones de Salgado et al.

Tabla II: Resultados del ensayo de carga

Deformación (mm)	1	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	18,0
Ensayo de carga (kN)	0	680	1.100	1.350	1.550	1.680	1.780	1.900

Tabla III: Resultados de la modelización (Fuste Bustamante - Ecuación 28)

Deformación (mm)	1	2	3	4	7,5	10	15	18
Carga de fuste (kN)	460	845	1.172	1.346	1.453	1.526	1.580	1.627
Carga de punta (kN)	36	86	158	219	272	318	359	402
Total (kN)	490	909	1.289	1.511	1.663	1.776	1.865	1.951

Tabla IV: Resultados de la modelización (Fuste Salgado et al - Ecuación 29)

Deformación (mm)	1	2	3	4	7,5	10	15	18
Carga de fuste (kN)	453	824	1.132	1.293	1.393	1.460	1.509	1.552
Carga de punta (kN)	36	86	158	219	272	318	359	402
Total (kN)	483	888	1.249	1.460	1.604	1.712	1.797	1.879

6.2.- Ensayo de carga de pilotes perforados en suelos finos de la Fm. Pampeano

En la Ciudad de Buenos Aires se ejecutaron una serie de cilindros de fundación, pre perforados y hormigonados in situ, que posteriormente fueron ensayados bajo cargas de compresión.
En el presente trabajo se presentan los resultados de los ensayos de carga y los de la modelación hiperbólica, en las que se tomaron las tensiones de fuste deducidas de los ábacos de Bustamante Ref. [7] y la de otros autores detallados precedentemente en el presente.
Desgraciadamente los ensayos de SPT que se realizaron en los estudios de suelos en cercanía de los sitios en los que se instalaron los cilindros, no se ejecutaron con el sacamuestras normalizado de Terzaghi, los mismos fueron ejecutados con un sacamuestras de mayor diámetro, (SZI) con lo cual los resultados deben ser corregidos con un factor aproximado de 0,8 para obtener un valor semejante al SPT normalizado. Por otra parte, la energía de los ensayos ejecutados puede evaluarse en el entorno del 90 % de la energía teórica disponible.
En todos los casos que se presentan, la estratigrafía está conformada por suelos finos Limosos a limo arcillosos del tipo “ML” o arcillo limosos del tipo “CL”, con algunos niveles de suelos “MH”, típicos de la Fm. Pampeano.

6.2.1.- Pilote perforado de 0,50 m y de 18 m de largo

Se dan a continuación los resultados del análisis efectuado para un pilote construido en CABA, de 0,50 m de diámetro y de 18 m de largo, en suelos finos de la F. Pampeano, cuyos resultados de SPT se muestran en la Figura 6.

Tabla V: Valores calculados y adoptados para modelar la carga de punta

Diámetro	Longitud	Napa	r_m	Rf	Fs	c_u	ϕ_u	Gp	qr_{punta}
0,50 m	18,00 m	4,50 m	10 m	0,9	3	270 kPa	25º	61.790 kPa	15.650 kPa

El ensayo de carga ejecutado sobre este pilote arrojó los siguientes resultados:

Tabla VI: Resultados del ensayo de carga

Deformación (mm)	1.4	2,3	3.8	5.60	9.2	15.7	36,7
Ensayo de carga (kN)	1.200	1.800	2.400	3.000	3.600	4.200	5.400

Tabla VII: Resultados de la modelización (Fuste Bustamante - Ecuación 16)

Deformación (mm)	1.4	2,3	3.8	5.6	9.2	15.7	36.7
Carga de fuste (kN)	1.272	1.736	2.235	2.605	3.018	3.361	3.701
Carga de punta (kN)	128	205	327	461	696	1.039	1.726
Total (kN)	1.400	1.941	2.562	3.066	3.714	4.400	5.427

Tabla VIII: Resultados de la modelización (Fuste Método β Burland - Ecuación 19)

Deformación (mm)	1.4	2,3	3.8	5.6	9.2	15.7	36.7
Carga de fuste (kN)	1.187	1.580	1.985	2.271	2.579	2.826	3.063
Carga de punta (kN)	128	205	327	461	696	1.039	1.726
Total (kN)	1.315	1.785	2.312	2.732	3.275	3.865	4.789

Tabla IX: Resultados de la modelización (Fuste Método α Modificado- Ecuación 24)

Deformación (mm)	1.4	2,3	3.8	5.6	9.2	15.7	36.7
Carga de fuste (kN)	1.179	1.568	1.969	2.254	2.560	2.807	3.045
Carga de punta (kN)	128	205	327	461	696	1.039	1.726
Total (kN)	1.307	1.773	2.296	2.715	3.256	3.846	4.771

Tabla X: Resultados de la modelización (Fuste Método λ - Ecuación 26)

Deformación (mm)	1.4	2,3	3.8	5.6	9.2	15.7	36.7
Carga de fuste (kN)	1.223	1.648	2.095	2.421	2.778	3.071	3.358
Carga de punta (kN)	128	205	327	461	696	1.039	1.726
Total (kN)	1.351	1.853	2.422	2.882	3.474	4.110	5.084

De los resultados de la aplicación de estas relaciones matemáticas, se obtienen los resultados que se detallan en el gráfico de la Figura 6, donde además se representa el ensayo de carga.

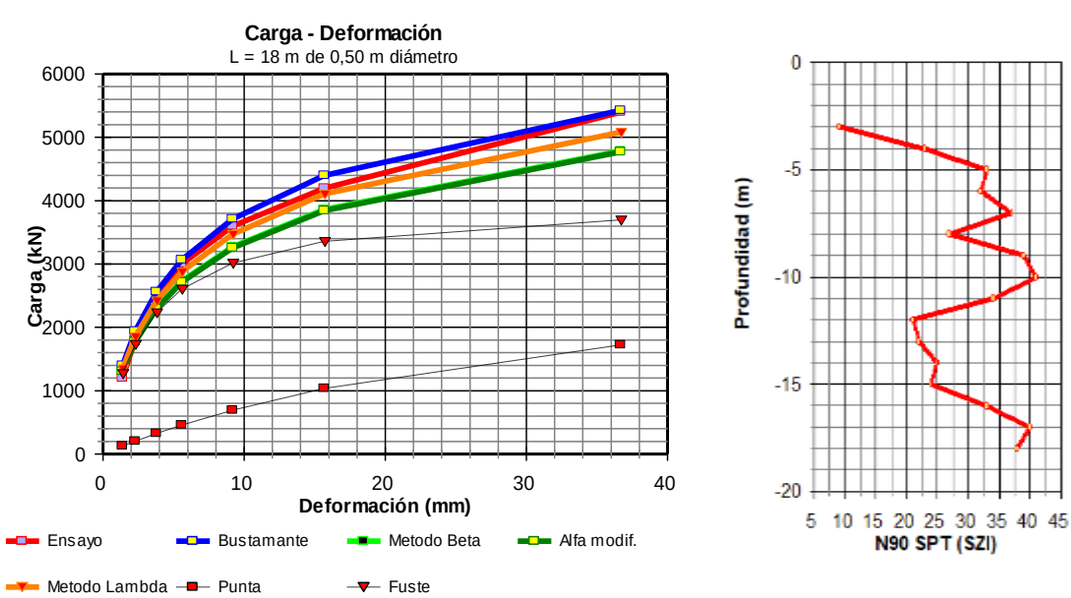


Figura 6: Resultados de la modelización hiperbólica de un pilote excavado en la Fm. Pampeano

6.2.2.- Pilote perforado de 0,50 m y de 20,80 m de largo

Se dan a continuación los resultados del análisis efectuado para un pilote construido en CABA, de 0,50 m de diámetro y de 20,80 m de largo, en suelos finos de la F. Pampeano, cuyos resultados de SPT se muestran en la Figura 7.

Tabla XI: Valores calculados y adoptados para modelar la carga de punta

Diámetro	Longitud	Napa	r_m	Rf	Fs	c_u	ϕ_u	Gp	qr_{punta}
0,50 m	20,80 m	3,00 m	10 m	0,9	3	180 kPa	17,5º	40.237 kPa	6.167 kPa

El ensayo de carga ejecutado sobre este pilote arrojó los siguientes resultados:

Tabla XII: Resultados del ensayo de carga

Deformación (mm)	0,68	1,21	4,99	13,76	30,49	60,80	84,77
Ensayo de carga (kN)	600	1.200	1.800	2.400	3.000	3.600	3.700

Tabla XIII: Resultados de la modelización (Fuste Bustamante - Ecuación 16)

Deformación (mm)	0,68	1,21	4,99	13,76	30,49	60,80	84,77
Carga de fuste (kN)	495	771	1.680	2.212	2.454	2.570	2.605
Carga de punta (kN)	41	71	251	522	785	991	1.071
Total (kN)	536	842	1.931	2.733	3.240	3.561	3.675

Tabla XIV: Resultados de la modelización (Fuste Método β Burland - Ecuación 19)

Deformación (mm)	0,68	1,21	4,99	13,76	30,49	60,80	84,77
Carga de fuste (kN)	487	750	1.584	2.049	2.257	2.354	2.384
Carga de punta (kN)	41	71	252	522	785	991	1071
Total (kN)	528	821	1.836	2.571	3.042	3.345	3.455

Tabla XV: Resultados de la modelización (Fuste Método α - Ecuación 24)

Deformación (mm)	0,68	1,21	4,99	13,76	30,49	60,80	84,77
Carga de fuste (kN)	500	784	1.748	2.341	2.620	2.755	2.796
Carga de punta (kN)	41	71	252	522	785	991	1071
Total (kN)	541	855	2.000	2.863	3.405	3.746	3.867

Tabla XVI: Resultados de la modelización (Fuste Método λ - Ecuación 26)

Deformación (mm)	0,68	1,21	4,99	13,76	30,49	60,80	84,77
Carga de fuste (kN)	496	773	1.699	2.253	2.511	2.635	2.672
Carga de punta (kN)	41	71	252	522	785	991	1071
Total (kN)	537	844	1.951	2.775	3.296	3.626	3.743

De los resultados de la aplicación de estas relaciones matemáticas, se obtienen los resultados que se detallan en el gráfico de la Figura 7, donde además se representa el ensayo de carga

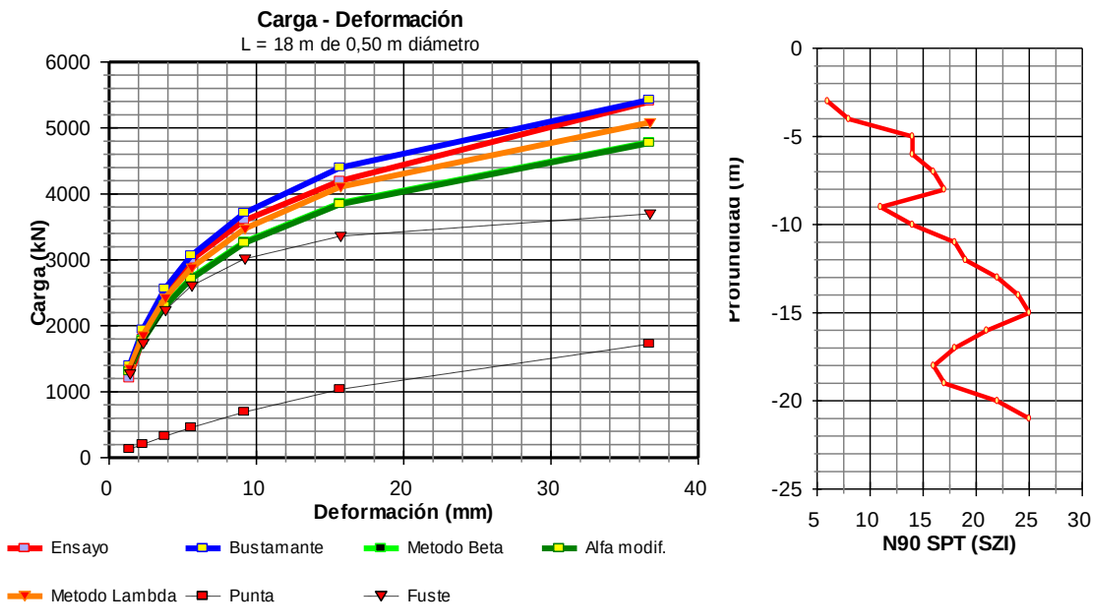


Figura 7: Resultados de la modelización hiperbólica de un pilote excavado en la Fm. Pampeano

6.2.3.- Pilote perforado de 0,50 m y de 22 m de largo

Se dan a continuación los resultados del análisis efectuado para un pilote construido en CABA, de 0,50 m de diámetro y de 22 m de largo, en suelos finos de la F. Pampeano, cuyos resultados de SPT se muestran en la Figura8.

Tabla XVII: Valores calculados y adoptados para modelar la carga de punta

Diámetro	Longitud	Napa	r_m	Rf	Fs	c_u	ϕ_u	Gp	qr_{punta}
0,50 m	22,00 m	2,00 m	10 m	0,9	3	223 kPa	23º	57.244 kPa	11.201 kPa

El ensayo de carga ejecutado sobre este pilote arrojó los siguientes resultados:

Tabla XVIII: Resultados del ensayo de carga

Deformación (mm)	1	2	4	6	8	10	12
Ensayo de carga (kN)	700	2400	3750	4780	5500	6100	6500

Tabla XIX: Resultados de la modelización (Fuste Bustamante - Ecuación 16)

Deformación (mm)	1	2	4	6	8	10	12
Carga de fuste (kN)	1819	2882	4071	4722	5131	5413	5619
Carga de punta (kN)	79	153	288	409	516	613	700
Total (kN)	1898	3035	4360	5130	5647	6026	6319

Tabla XX: Resultados de la modelización (Fuste Método β Burland - Ecuación 19)

Deformación (mm)	1	2	4	6	8	10	12
Carga de fuste (kN)	1704	2605	3544	4030	4326	4526	4670
Carga de punta (kN)	79	153	288	409	516	613	700
Total (kN)	1783	2759	3833	4438	4842	5139	5370

Tabla XXI: Resultados de la modelización (Fuste Método α Modificado - Ecuación 24)

Deformación (mm)	1	2	4	6	8	10	12
Carga de fuste (kN)	1623	2438	3272	3701	3964	4141	4269
Carga de punta (kN)	79	153	288	409	516	613	700
Total (kN)	1702	2591	3561	4110	4480	4754	4969

Tabla XXII: Resultados de la modelización (Fuste Método λ - Ecuación 26)

Deformación (mm)	1	2	4	6	8	10	12
Carga de fuste (kN)	1636	2483	3359	3812	4090	4278	4414
Carga de punta (kN)	79	153	288	409	516	613	700
Total (kN)	1704	2615	3611	4171	4546	4823	5040

De los resultados de la aplicación de estas relaciones matemáticas, se obtienen los resultados que se detallan en el gráfico de la Figura 8, donde además se representa el ensayo de carga

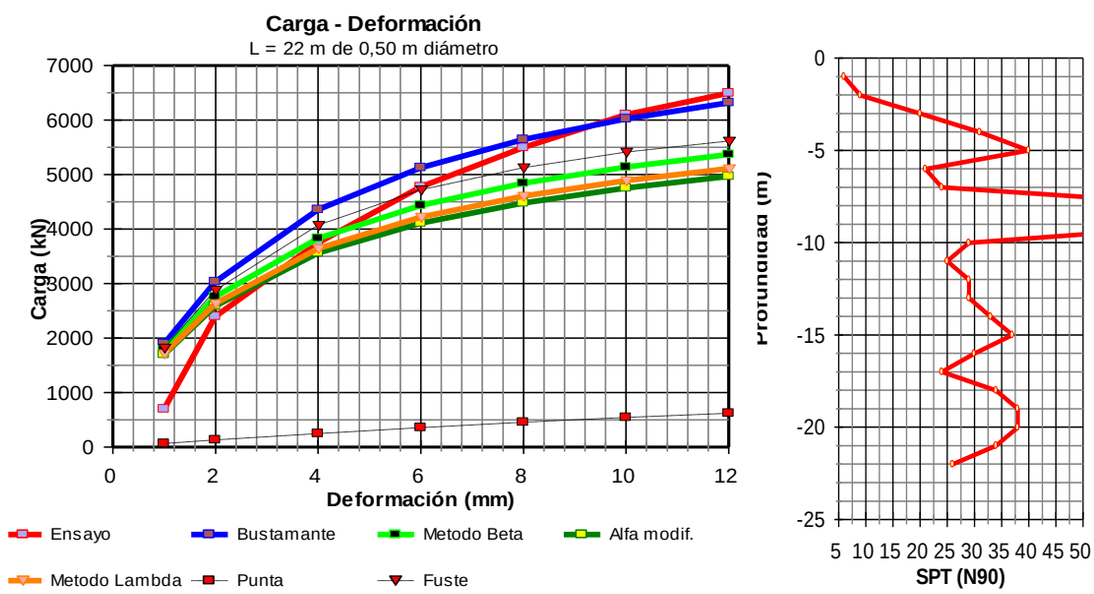


Figura 8: Resultados de la modelización hiperbólica de un pilote excavado en la Fm. Pampeano

6.2.4.- Pilote hincado de 0,45 m de lado y de 27 m de largo

Se dan a continuación los resultados del análisis efectuado para un pilote hincado de sección cuadrada de 0,45 m de lado, construido en Campana Provincia de Buenos Aires, en suelos de la formación post Pampeano y con la puna en arenas de la F. Puelche, y de 27 m de largo, cuyos resultados de SPT se muestran en la Figura 7.

Tabla XXIII: Valores calculados y adoptados para modelar la carga de punta

Diámetro	Longitud	Napa	r_m	Rf	Fs	c_u	ϕ_u	Gp	qr_{punta}
0,51 m	27,00 m	2,00 m	10 m	0,9	3	0	33.8º	61.367 kPa	15.665 kPa

El ensayo de carga ejecutado sobre este pilote arrojó los siguientes resultados:

Tabla XXIV: Resultados del ensayo de carga

Deformación (mm)	1,2	2,4	4,0	6,1	8,3	11,3	12,1
Ensayo de carga (kN)	500	1.000	1.500	2.000	2.450	2.900	3.000

Tabla XXV: Resultados de la modelización (Fuste Bustamante – Ecuación 16 y 28)

Deformación (mm)	1,2	2,4	4,0	6,1	8,3	11,3	12,1
Carga de fuste (kN)	603	995	1.345	1.644	1.854	2.046	2.085
Carga de punta (kN)	104	202	325	473	614	787	830
Total (kN)	707	1.197	1.670	2.117	2.468	2.833	2.915

Tabla XXVI: Resultados de la modelización (Fuste Método β Burland - Ecuación 19)

Deformación (mm)	1,2	2,4	4,0	6,1	8,3	11,3	12,1
Carga de fuste (kN)	567	901	1.182	1.409	1.562	1.699	1.726
Carga de punta (kN)	104	202	325	473	614	787	830
Total (kN)	671	1.103	1.507	1.882	2.176	2.486	2.556

Tabla XXVII: Resultados de la modelización (Fuste Método α Modificado - Ecuación 24)

Deformación (mm)	1,2	2,4	4,0	6,1	8,3	11,3	12,1
Carga de fuste (kN)	584	952	1.281	1.566	1.768	1.958	1.998
Carga de punta (kN)	104	202	325	473	614	787	830
Total (kN)	689	1.155	1.606	2.039	2.382	2.745	2.828

Tabla XXIII: Resultados de la modelización (Fuste Método λ - Ecuación 26)

Deformación (mm)	1,2	2,4	4,0	6,1	8,3	11,3	12,1
Carga de fuste (kN)	601	990	1.336	1.633	1.840	2.030	2.070
Carga de punta (kN)	104	202	325	473	614	787	830
Total (kN)	705	1.192	1.661	2.106	2.454	2.817	2.900

De los resultados de la aplicación de estas relaciones matemáticas, se obtienen los resultados que se detallan en el gráfico de la Figura 9, donde además se representa el ensayo de carga

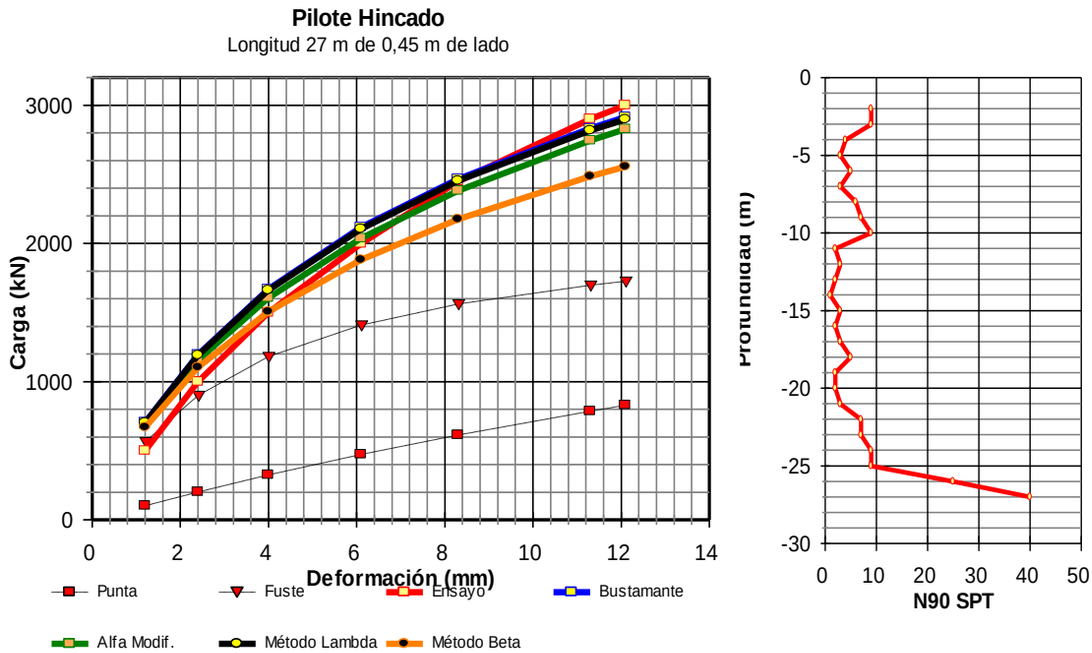


Figura 9: Resultados de la modelización hiperbólica de un pilote excavado en la Fm. Pampeano

7.- CONCLUSIONES

La primera conclusión de este trabajo es que los ensayos de SPT no son para nada descartables ni deben se repudiados por la modernidad. Son prospecciones que nos permiten tener un valor de la compacidad o de la densidad de los mantos investigados, y al mismo tiempo obtener una muestra del mimo, cosa que en la mayoría de los ensayos modernos no podemos lograr. No obstante, para obtener resultados confiables, debemos tener un control estricto del equipo utilizado y de los técnicos que lo ejecutan. (básico).

La segunda conclusión, es que se verifica que la tensión de fuste en pilotes, utilizando las relaciones que proponemos extraída de los ábacos de Bustamante, son perfectamente aplicables para los suelos de la Fm. Pampeano.

Finalmente, los modelos hiperbólicos aplicados en el presente trabajo para los que hemos manteniendo constantes el valor de “Rf” y la ecuación de cálculo del módulo de corte “G”, valores estos que pueden hacer variar notablemente los resultados. Son perfectamente aplicables para estimar los asentamientos de pilotes en suelos de la Fm. Pampeano.

8.- REFERENCIAS

[1] Assessment of axially-loaded pile dynamic design methods and review of INDOT axially-loaded design procedure – Loukidis and Salgado

[2] Numerical and experimental study of axially loaded non displacement pile in sand. Fei Han, Salgado, Prezzi. (2018 - Deep Foundations Institute)

[3] Axial resistance of non-displacement piles and pile groups in sand R. Salgado – Fei Han – M. Prezzi

[4] Load and resistance factor design of drilled shafts in sand D. Basu, and R. Salgado

[5] Soil property-based methods for design of non-displacements piles. R. Salgado, et al 2011 Pan-Am CGS.

[6] Deep Foundations T.L.L. Orr and A.J. Bond

[7] Response to load for four different types of bored piles. Felenius and Terceros

[8] Manual on estimating soil properties for foundation design. F. H. Kulhawy, P. W. Mayne.

[9] Elastic continuum solution of stacked pile model for axial load-displacement analysis F. S. Niazi and P. W. Mayne

[10] Surface Investigations P.W. Mayne – Barry – DeJong (2002)

[11] Implementation of aashto lrfd specifications: bearing capacity and settlement calculations for shallow foundations of bridges and walls. S. Agaiby and P.W. Mayne

[12] Foundation analysis using in-situ geotechnical and geophysical tests. P.W. Mayne

[13] Les tirant d´ancrage injecté. M. Bustamante.

[14] Une méthode per le calcul des tirants et des micropieux injectés" Michel Bustamante, B.L.P.et Ch Nº 140 (1985)

[15] Simplified method for settlement prediction of single pile and pile group using a hyperbolic model. Qian-qing Zhang, Li, Liang, Yang and Q. Zhang.

[16] Craig´s Soli Mechanics 8ª Edition

[17] Mechanics and Foundations (3ª Edition) Muni Budhu (2011)

[18] Development of load and resistance factor design for ultimate and serviceability limit states of transportation structure foundations R. Salgado, S. I. Woo and D. Kim. FHWA/IN/JTRP-2011/03

[19] Ensayos de carga de pilotes premoldeados (VIII CAMSIF 1984, Vol. II pág. 573).

[20] Pilotes cortos hincados en grava (X CAMSIF 1988 Vol. II pág. 186)

[21] Parámetros de Suelos (Apuntes de clases Leoni)

[22] Revisión de tensiones de fuste en pilotes construidos en suelos de la Fm. Pampeano y en arenas. (A. J. Leoni, M. Del Santo, XXV CAMSIG – 2020)

[23] Soil mechanics in engineering practice 3ª edition (Terzaghi, Peck, Mesri)

[24]Foundation Design Theory and Practice N.S.V. Kameswara Rao (2011)

Calibración de factores de minoración LRFD para fundaciones superficiales

P. M. Fernández, M. Biedma, P. M. Barbieri, J. Manduca, A. O. Sfriso

pmfernandez@fi.uba.ar; mbiedma@fi.uba.ar; pbarbieri@fi.uba.ar; jmanduca@fi.uba.ar; asfriso@fi.uba.ar
Facultad de ingeniería de la Universidad de Buenos Aires

RESUMEN: La práctica profesional de diseño de fundaciones en Argentina se basa en el método de tensiones admisibles propuesto por primera vez en el año 1939 (AASHTO), compatible con los procedimientos de diseño de estructuras de aquel entonces. La selección subjetiva de un factor de seguridad único implica márgenes de seguridad distintos para diferentes fundaciones de una misma estructura. Es por este motivo que los reglamentos de diseño modernos se basan en el método LRFD propuesto por primera vez en 1963 por ACI. Este método asegura una fiabilidad mínima a todos los componentes de una estructura, y fue adoptado en Argentina con las ultimas actualizaciones de los reglamentos CIRSOC para estructuras. Este trabajo estudia las limitaciones de las expresiones clásicas para el cálculo de capacidad de carga y la calibración de los factores de minoración de resistencia para el diseño de fundaciones superficiales sometidas a cargas verticales a partir de ensayos de cargas reales y propone algunos elementos para la calibración de los factores de minoración de resistencia para la carga última de fundaciones superficiales.

Palabras clave: Fundaciones superficiales – Capacidad de carga – Método LRFD

1 INTRODUCCIÓN

Actualmente no existe un reglamento para el diseño de fundaciones en Argentina. La práctica profesional se basa en el método de tensiones admisibles (ASD por sus siglas en inglés), que permite calcular la carga de servicio admisible P a partir de un factor de seguridad global (FS) aplicado a la carga ultima (Q_u)

$$P = Q_u/FS \tag{1}$$

Este método de diseño fue propuesto por primera vez por la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO) en el año 1930, como complemento compatible con los procedimientos de diseño de estructuras de aquel entonces.
Este enfoque tiene limitaciones ([1]; [2]): i) no existe un procedimiento riguroso para la determinación del factor de seguridad; ii) la selección (e interpretación) del factor de seguridad puede ser subjetiva; y iii) un factor de seguridad único puede implicar márgenes de seguridad muy diferentes para diferentes fundaciones de una misma estructura.
Los reglamentos modernos de diseño de estructuras se basan en el método de factores de mayoración de cargas y de minoración de resistencias (LRFD por sus siglas en inglés), propuesto por primera vez en el año 1963 por el Instituto Americano del Concreto (ACI). Este método de diseño asegura una fiabilidad mínima a todos los componentes de una estructura, y fue adoptado en Argentina con las ultimas actualizaciones de los reglamentos CIRSOC. La siguiente ecuación muestra la verificación requerida por el método LRFD para el diseño

$$RF \cdot R_n = \sum LF_i \cdot Q_i \tag{2}$$

Donde RF es el factor de minoración de resistencia, R_n la resistencia última nominal, LF el factor de mayoración de carga y Q_i la carga aplicada. La nueva realidad de Argentina es que las superestructuras se diseñan con métodos LRFD, mientras que las fundaciones se siguen diseñando con métodos ASD.
En este artículo se presenta la calibración del factor de minoración de resistencia para el diseño en estado último de fundaciones superficiales sometidas a cargas verticales en condiciones drenadas para ser aplicada en un diseño LRFD y se discuten limitaciones de las expresiones clásicas para el cálculo de capacidad de carga. Los procedimientos y formulas presentadas en el texto están implementadas en un Código Python disponible en: labsuelos/CIRSOC_402 (github.com).

2 LA FÓRMULA TRINÓMICA

2.1 *Formulación*

Terzaghi [4] postuló que la capacidad de carga es la suma de tres términos

$$q_{ult} = c\, N_c(\phi) + q\, N_q(\phi) + 1/2\, B\, \gamma'\, N_\gamma(\phi) \tag{3}$$

Los términos N_c y N_q fueron deducidos por Prandtl [5] y Reissner [6]

$$N_c(\phi) = (N_q - 1) \cdot cot[\phi] \tag{4}$$

$$N_q\,(\phi) = e^{\pi\, tan[\phi]}\, tan^2[\pi/4 + \phi/2] \tag{5}$$

En cambio, no existe una expresión analítica para el termino N_γ. Existen diferentes fórmulas basadas en relaciones semiempíricas, derivaciones analíticas y análisis numéricos [8], como, por ejemplo

Meyerhof [9] $$N_\gamma = \left(N_q - 1\right) tan[1.4\, \phi] \tag{6}$$

Brinch Hansen [10] $$N_\gamma = 1.5\, \left(N_q - 1\right) \tan[\phi] \tag{7}$$

Vesic [11] $$N_\gamma = 2\, \left(N_q + 1\right) tan[\phi] \tag{8}$$

Salgado [12] $$N_\gamma = \left(N_q - 1\right)\tan[1.32\,\phi] \qquad (9)$$

La fórmula trinómica se extendió a casos distintos de la zapata vertical continua con carga centrada, a partir de la incorporación de factores de corrección por profundidad, forma, inclinación de la carga, inclinación de la zapata y del terreno. En la Argentina, la fórmula de Brinch-Hansen [10] es la más utilizada en la práctica y es la que se empleará en el resto de este artículo.

2.2 *Validación*

Para validar la fórmula de capacidad de carga de Brinch-Hansen se efectuó un análisis de estado límite en el Software OptumCE G2 [13]. Para distintos ángulos de fricción interna y considerando asociatividad, se determinó la carga límite inferior y superior y el término de la expresión de capacidad de carga. Aplicado a N_c y N_q, el resultado coincide con la fórmula teórica (Figura 1).

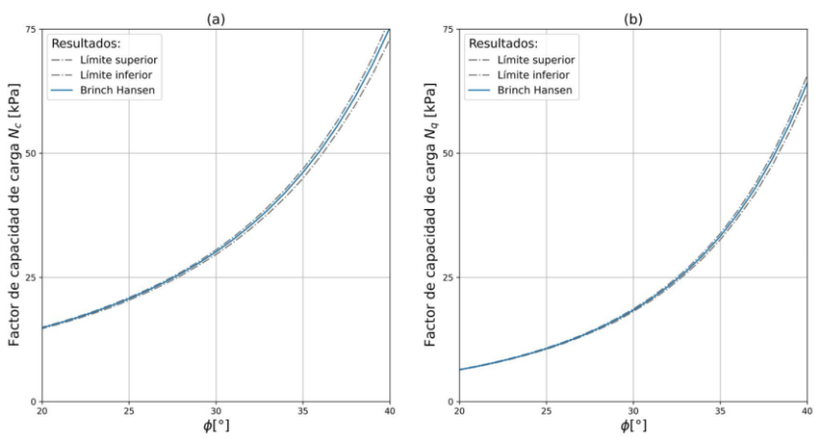


Figura 1. Análisis de sensibilidad. (a) N_c; (b) N_q.

Respecto al termino N_γ, la Figura 2 presenta los resultados obtenidos. Mientras que las expresiones de Vesic y Meyerhof exceden el límite superior en el rango $\phi' = 20°|40°$, las expresiones de Brinch Hansen y Salgado se ajustan a los valores límite. Esto no implica que estas fórmulas sean correctas o razonables, puesto que se las está comparando únicamente contra un cálculo numérico basado en plasticidad asociativa. El tema se discute en el apartado siguiente.

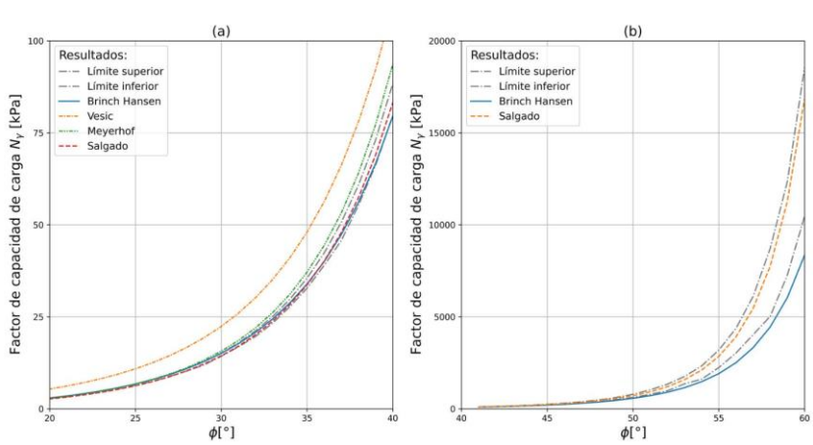


Figura 2. Validación del término N_γ mediante cálculos de estado límite superior e inferior.

2.3 *Influencia de la asociatividad en la expresión de capacidad de carga*

Las fórmulas de N_c, N_q y N_γ se deducen en base al principio de normalidad [7], es decir, la dirección del incremento de deformación plástica es normal a la superficie de fluencia. Para el criterio de Mohr-Coulomb, esto implica que el ángulo de dilatancia ψ es igual al ángulo de fricción interna ϕ'.
La consideración de $\psi = \phi'$ no es físicamente correcta. Para probarlo, se presenta un análisis comparativo entre Q_u determinada con la fórmula de Brinch Hansen y mediante modelos de elementos finitos en OptumCE G2 [11]. Se consideró una base superficial continua con: $\phi[°] = 30|35|40$, $c[kPa] = 0|20|40$, $\gamma[kN/m^3] = 20$, $B[m] = 1|3|5$ y $\psi[°] = 0|3|6|\phi'$. La Figura 3 muestra los resultados obtenidos. Se observa que para $\psi = 0°$ a $6°$, la expresión de Brinch Hansen sobrestima Q_u por un 20% a 30%, mientras que, para $\psi = \phi'$, las simulaciones numéricas arrojan resultados mayores que Brinch-Hansen.

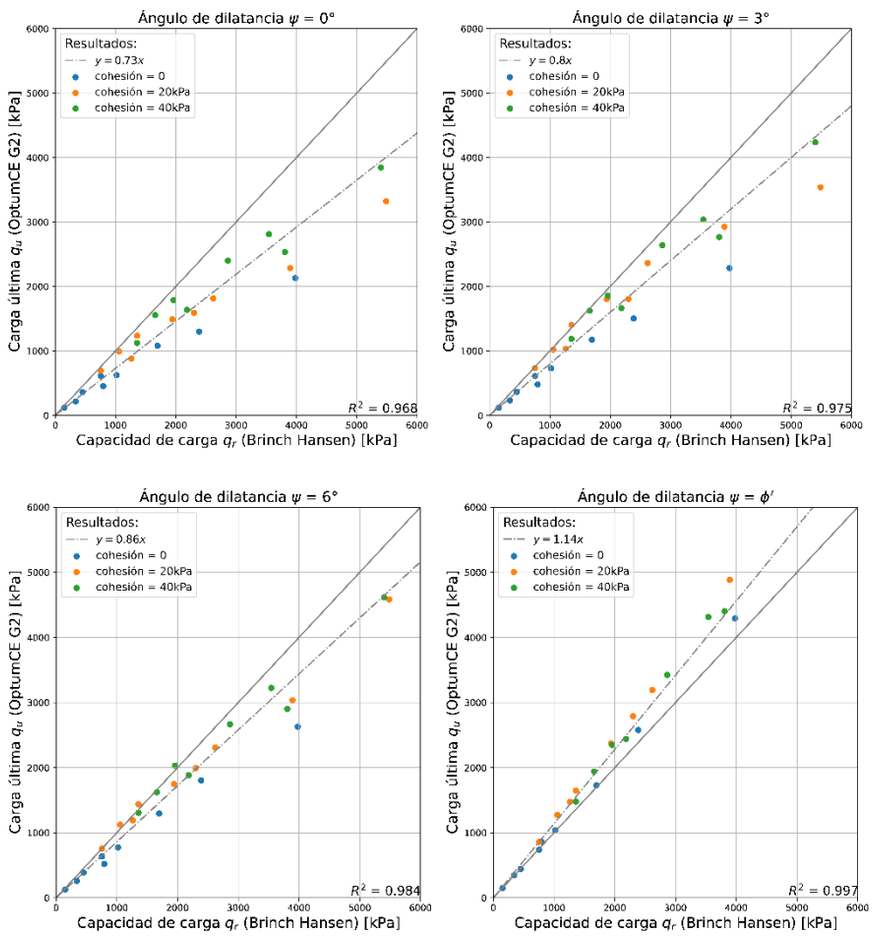


Figura 3. Análisis comparativo entre la capacidad de carga propuesta por Brinch Hansen [10] y la carga última determinada mediante modelos numéricos para distintos ángulos de dilatancia [13].

3 CALIBRACIÓN DE LOS FACTORES DE MINORACIÓN DE RESISTENCIA

El proceso de calibración consiste en encontrar un factor de minoración de resistencia (RF) que garantice una determinada probabilidad de falla (P_f). Es decir,

$$P(g \leq 0) \leq P_f \tag{10}$$

Donde g es la función de falla que se describe en el siguiente apartado. En lo que sigue se empleó el procedimiento de calibración descripto en la Parte III de [14].

3.1 *Función de falla g*

La función de falla se define como

$$g = R_m - Q_m = X_R \cdot R_n - X_Q \cdot Q_n \tag{11}$$

donde R_m y Q_m representan las distribuciones de probabilidad de la resistencia y de la carga, R_n y Q_n sus valores nominales y $X_R = R_m/R_n$ y $X_Q = Q_m/Q_n$ son el sesgo de cada una. Se emplea la combinación de carga

$$\sum LF_i \cdot Q_i = 1.20 \cdot D + 1.60 \cdot L \tag{12}$$

con lo que queda

$$g(X_D, X_L, X_R) = X_R \cdot \left(\gamma_Q/RF\right) - X_Q = X_R \cdot \left((\gamma_D + \gamma_L \cdot \kappa)/RF\right) - (X_D + X_L \cdot \kappa) \tag{13}$$

donde κ es la relación entre la carga muerta (D) y la carga viva (L). Se adoptó $\kappa = 3.0$, coincidente con el adoptado por el reglamento CIRSOC 201-2005.

3.2 *Distribución del sesgo de carga (X_Q)*

La función de distribución asociada al sesgo de cargas se corresponde con el reglamento CIRSOC 201-2005 [15]. La Tabla 1 presenta los parámetros estadísticos de los factores de carga adoptados.

Tabla 1. Parámetros estadísticos de los factores de carga [15].

Tipo de carga	Factor de carga (γ)	Sesgo (X_Q)	COV (X_Q)	Distribución
Permanente (Q_D)	1.20	1.05	0.10	Normal
Sobrecarga (Q_L)	1.60	1.00	0.25	Tipo 1

3.3 *Distribución del sesgo de carga (X_Q)*

La distribución de probabilidad de X_R se determinó a partir del resultado de 419 ensayos de capacidad de carga en fundaciones superficiales apoyadas en suelos. La base de datos fue suministrada y publicada por Chong Tang y Kok-Kwang Phoon en su libro *Model Uncertainties in Foundation Design* [16]. La Figura 4 y Figura 5 presentan las características de la base de datos utilizada en el proceso de calibración.

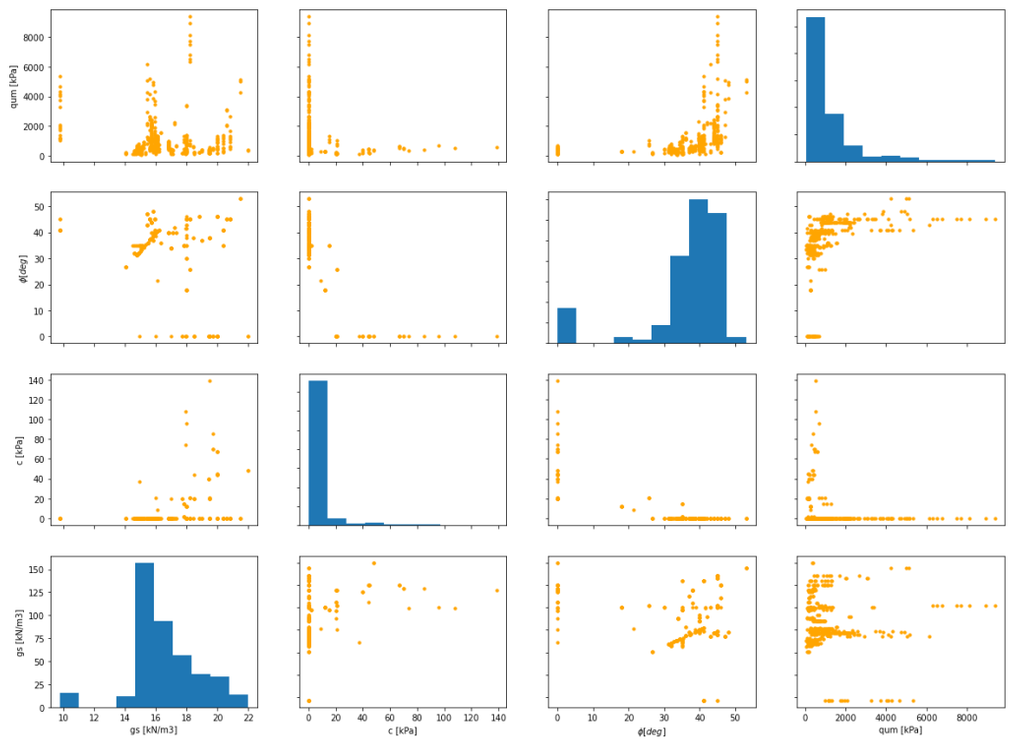


Figura 4. Base de datos [15]. Características resistentes de los suelos.

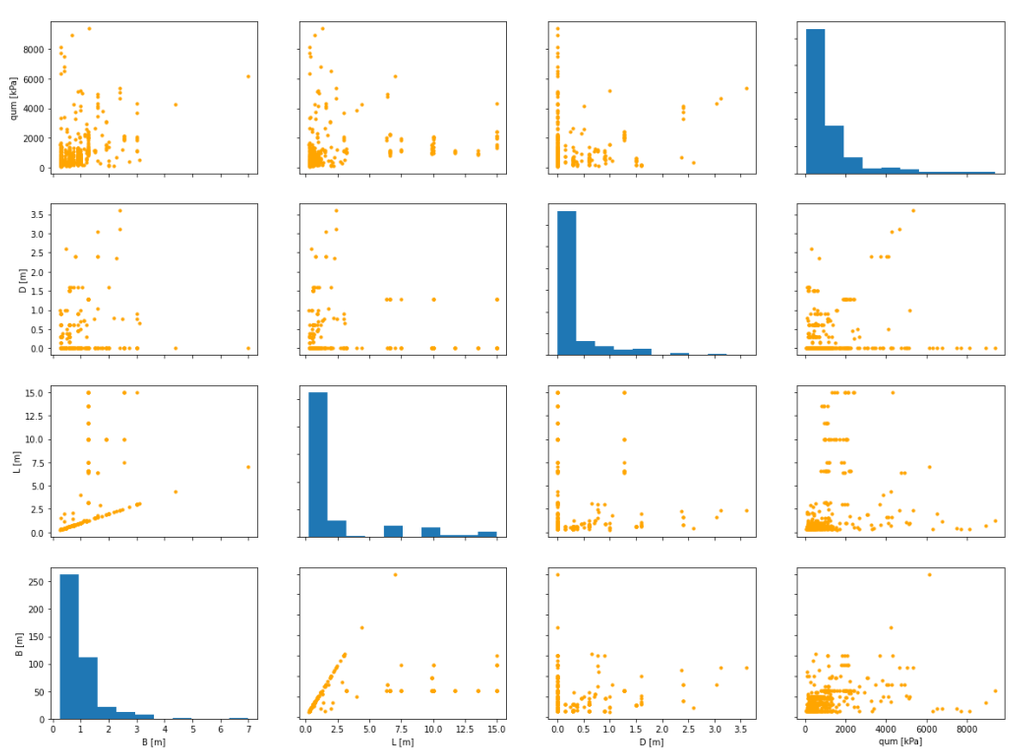


Figura 5. Base de datos [15]. Características geométricas de las bases.

Para cada uno de los resultados se calculó Q_u con la fórmula de Brinch-Hansen y se determinó la relación entre el valor medido en el ensayo (R_m) y el calculado analíticamente (R_n). Únicamente se utilizaron los ensayos de carga efectuados en condiciones drenadas. Se empleó el término N_γ de la ec. (7).

3.4 *Ángulo de fricción interna de diseño*

Respecto al ángulo de fricción interna se analizaron tres valores de diseño: i) el valor informado en la base de datos; ii) limitando el ángulo de fricción a $\phi' \leq 36°$, el máximo ángulo de fricción a volumen constante creíble; y iii) empleando un valor característico con 80% de probabilidad de excedencia, asumiendo un $COV = 20\%$, es decir, empleando

$$\phi'_{80\%} = \phi' - 0.84 \cdot \sigma \leq 36° \tag{14}$$

La Figura 6, Figura 7 y Figura 8 muestran la distribución del sesgo de resistencia resultante para cada uno de los casos y los resultados ajustados con una función de distribución log-normal.

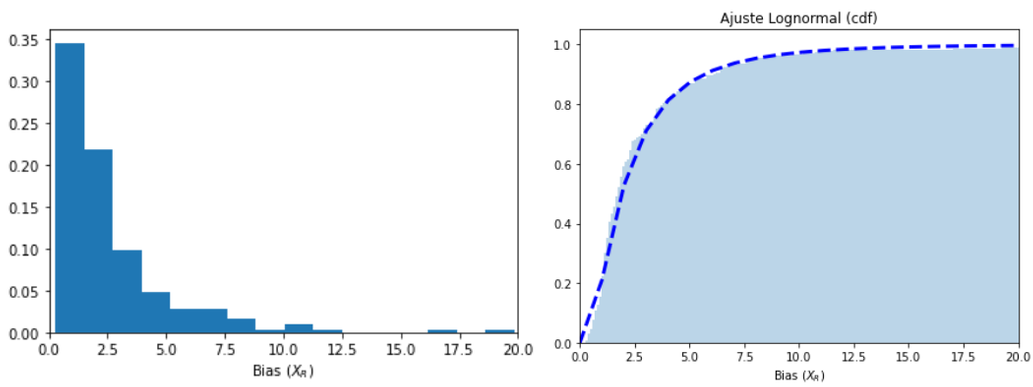


Figura 6. Histograma de resultados $X_R = R_m/R_n$. ϕ' tomado de la base de datos.

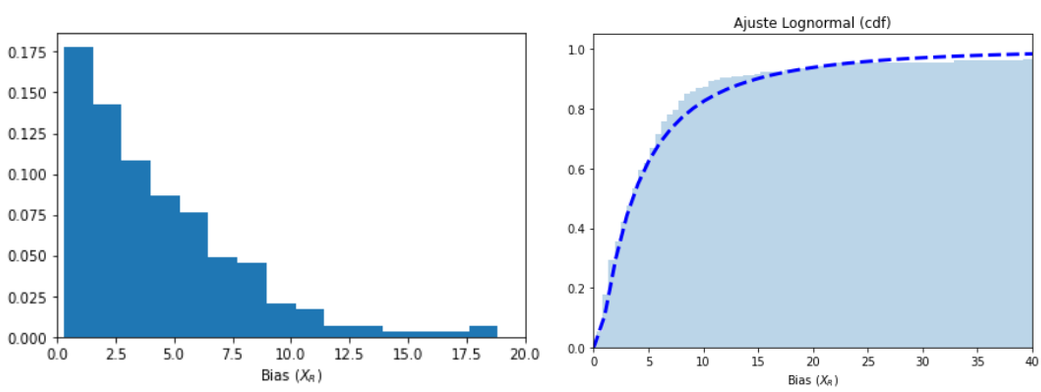


Figura 7. Histograma de resultados $X_R = R_m/R_n$. $\phi' = \min(\phi'; 36°)$.

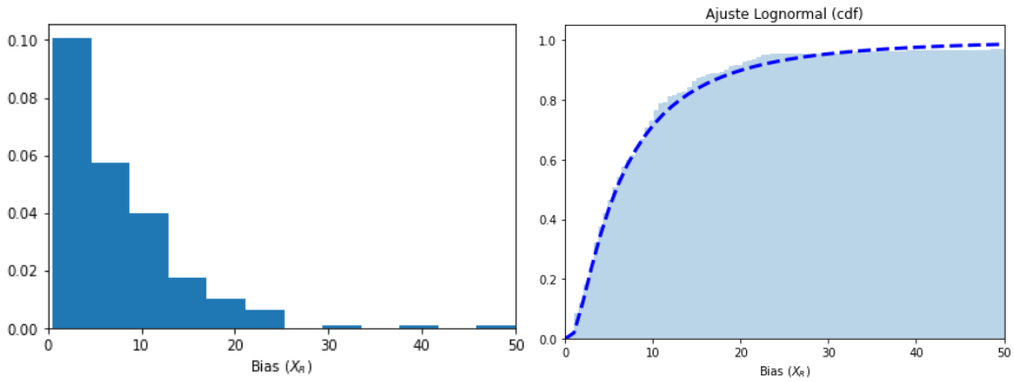


Figura 8. Histograma de resultados $X_R = R_m/R_n$. $\phi'_c = \min(\phi'_{80\%}; 36°)$.

3.5 *Nivel de confiabilidad*

El índice de confiabilidad β es un parámetro asociado a probabilidad de falla de un determinado diseño y que representa el número de desviaciones estándar entre el valor de la media de la función de falla (g) y el origen [16]. El nivel de confiabilidad adoptado en este trabajo es 3 ($P_f = 0.135\%$) y se corresponde con el adoptado por el reglamento CIRSOC 201-2005 para el diseño de estructuras de hormigón. La Tabla 2 presenta rangos de niveles de confiabilidad para el diseño geotécnico de fundaciones.

Tabla 2. Niveles de confiabilidad para diseño geotécnico [18].

Caso geotécnico	Autor	Nivel de confiabilidad β
Fundaciones profundas	Meyerhof, 1970	3.0 a 3.6
Fundaciones en general	Lambe, 1985	2.3 a 3.0
Fundaciones profundas off-shore	Tang, 1990	1.4 a 3.0
Pilotes hincados	Barker, 1991	1.5 a 2.8
Fundaciones aisladas	Paikowsky, 2004	3.0
Grupo de pilotes	Paikowsky, 2004	2.3

3.6 *Simulación Monte Carlo*

Los factores de minoración de resistencia (RF) se determinaron mediante una simulación de Monte Carlo. La cantidad de simulaciones requeridas se calcula con

$$N_{MC} = (1 - P_f)/(V_p^2 \ P_f) \tag{15}$$

donde V_p es el coeficiente de variación deseado del proceso de simulación. En este trabajo se adoptó $V_p = 0.01$. La Figura 9, Figura 10 y Figura 11 muestran el resultado de la simulación efectuada y los factores de reducción de resistencia obtenidos para cada uno de los tres procedimientos de elección de ϕ'.

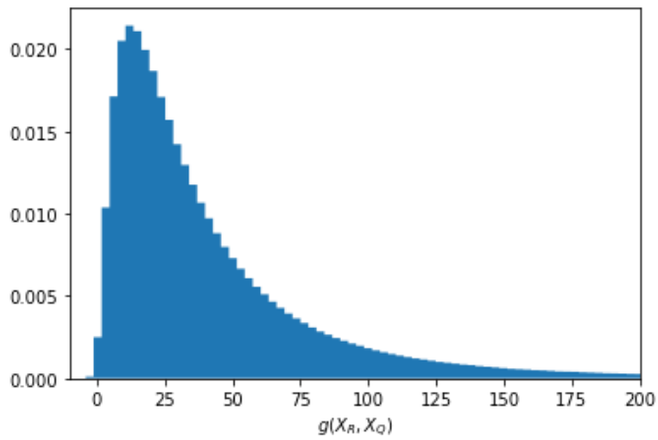


Figura 9. Distribución de la función de falla. ϕ' tomado de la base de datos. $RF = 0.34$.

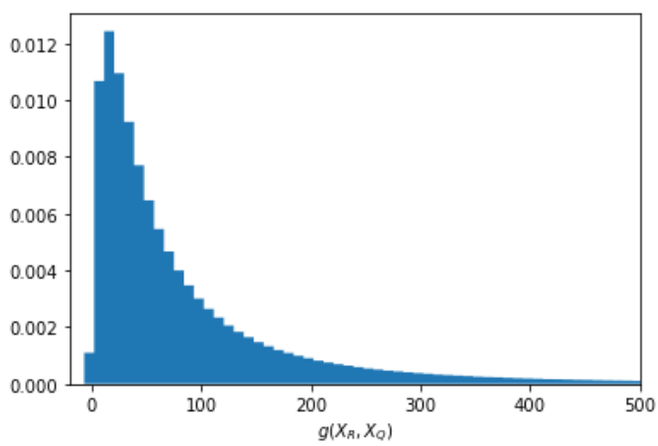


Figura 10. Distribución de la función de falla. Escenario 2: $\phi' = \min(\phi'; 36°)$. $RF = 0.38$.

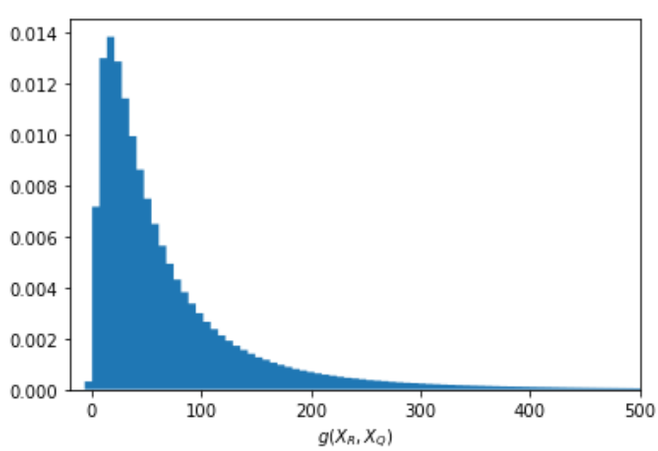


Figura 11. Distribución de la función de falla. Escenario 3: $\phi'_c = \min(\phi'_{80\%}; 36°)$. $RF = 0.71$.

4 CONCLUSIONES

En este trabajo se analizó la influencia de los factores de capacidad de carga en la fórmula trinómica y se eligió la expresión de Brinch-Hansen para efectuar la calibración del factor de reducción de resistencia, para el diseño por estados limites últimos, de fundaciones superficiales en condiciones drenadas.
El procedimiento implementado para la calibración se corresponde con el descripto en la Parte III de [14] y la base de datos de ensayos de carga reales de fundaciones a partir de la cual se ajustaron las distribuciones de resistencia fue suministrada y publicada por Chong Tang y Kok-Kwang Phoon en su libro *Model Uncertainties in Foundation Design* [16].
Los resultados obtenidos dependen del modelo de determinación del ángulo de fricción interna de diseño. Si se emplea el valor extraído de la base de datos, $RF = 0.34$. Si se limita este valor a $36°$, $RF = 0.38$. En cambio, si se utiliza un ángulo de fricción característico, el factor de reducción de resistencia aumenta a $RF = 0.71$.

5 REFERENCIAS

[1] Kulhawy, F. H., & Phoon, K. K. (2006). Some critical issues in Geo-RBD calibrations for foundations. In GeoCongress 2006: Geotechnical Engineering in the Information Technology Age (pp. 1-6).
[2] Kulhawy, F. H. (2010). Uncertainty, reliability, and foundation engineering: the 5th Peter Lumb lecture. HKIE Transactions, 17(3), 19-24.
[3] Bowles, J. E. (1988). Foundation analysis and design.
[4] Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). Soil mechanics. New York: John Wiley & Sons.
[5] Prandtl, L. (1920). Uber die harte plastischer korper. Nachr. Ges. Wissensch, Gottingen, math.-phys. Klasse, 1920, 74-85.
[6] Reissner, H. (1924). Zum erddruckproblem. In Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics (pp. 295-311). Delft.
[7] Powrie, W. (2018). Soil mechanics: concepts and applications. CRC Press.
[8] Paikowsky, S. G. (2010). LRFD design and construction of shallow foundations for highway bridge structures (Vol. 651). Transportation Research Board.
[9] Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. Canadian geotechnical journal, 1(1), 16-26.
[10] Hansen, B. (1961). A general formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute, Bulletin, 11, 38-46.
[11] Vesić, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 99(1), 45-73.
[12] Salgado, R. (2008). The engineering of foundations (Vol. 888). New York: McGraw Hill.
[13] OPTUM CE (2014). Optum G2, analysis and theory, Optum Computational Engineering, Newcastle. New South Wales, Australia.
[14] Phoon, K. K., & Ching, J. (Eds.). (2018). Risk and reliability in geotechnical engineering. CRC Press.
[15] Galambos, T. V., Ellingwood, B., MacGregor, J. G., & Cornell, C. A. (1982). Probability based load criteria: Assessment of current design practice. Journal of the Structural Division, 108(5), 959-977.
[16] Tang, C., & Phoon, K. K. (2021). Model uncertainties in foundation design. CRC Press.
[17] Paikowsky, S. G. (2004). Load and resistance factor design (LRFD) for deep foundations (Vol. 507). Transportation Research Board.
[18] Amar, B. (2021). Calibración y análisis de factores de reduccion de Resistencia. Universidad Nacional de Cordoba – FCEFyN.

Propuesta de procedimiento de diseño de pilotes con carga axial de compresión – Pensando en CIRSOC 402

A. O. Sfriso, P. M. Fernández, J. Manduca, M. Biedma, P. M. Barbieri

asfriso@fi.uba.ar; pmfernandez@fi.uba.ar; jmanduca@fi.uba.ar; mbiedma@fi.uba.ar; pbarbieri@fi.uba.ar

Facultad de ingeniería de la Universidad de Buenos Aires

RESUMEN: Se presenta un procedimiento para la determinación de la curva carga-asentamiento de pilotes verticales con carga axial de compresión, en una secuencia de cálculo compatible implementada en un código Python de dominio público. El procedimiento calcula la contribución de la punta y el fuste por separado y las suma a través de la compatibilidad de las deformaciones elásticas del pilote. La carga última por la punta se calcula como el menor de las fórmulas de Brinch-Hansen y Vesic, ambas calculadas con parámetros resistentes característicos. Para la curva carga-asentamiento del fuste se adopta otra hipérbola rectangular cuyo valor último queda determinado por la tensión horizontal productida por la dilatancia del terreno alrededor del pilote, la que se estima con el procedimiento 3M. El procedimiento presentado se puede calibrar con ensayos de carga y con modelos numéricos, tiene un fundamento teórico razonable, permite definir una carga última nominal del pilote, compatible con el método LRFD y explica, por ejemplo, porqué la resistencia unitaria por el fuste de los pilotes decrece con el aumento de su diámetro.

Palabras clave: LRFD – Pilotes – Curva Carga-Asentamiento – CIRSOC 402 – Estados Límite

1 INTRODUCCIÓN

Existen muchos procedimientos para el diseño de pilotes verticales perforados con carga axial de compresión, los que pueden dividirse simplificadamente en: i) métodos directos, que emplean fórmulas analíticas y/o modelos numéricos; ii) métodos indirectos, que emplean correlaciones y fórmulas empíricas; y iii) ensayos de carga. Todos estos métodos tienen sus ventajas y desventajas. Los métodos indirectos, aunque simples – por ejemplo, el de la Figura 1 [9] – no permiten analizar condiciones de diseño futuras, como cambios en el nivel freático, condición drenada y no drenada, efecto de rellenos y excavaciones, etcétera. Los ensayos de carga, en general preferidos, son sin embargo costosos y, aunque el costo se compensa ampliamente con las economías del proyecto, son infrecuentes en nuestro medio. Los métodos directos, por último, son más complejos y menos precisos en general, pero al menos permiten analizar configuraciones futuras y estados límite de diseño diversos.

The nominal tip resistance, q_p, in ksf, for drilled shafts in cohesionless soils by the O'Neill and Reese (1999) method shall be taken as:

for $N_{60} \leq 50$, $q_p = 1.2N_{60}$ (10.8.3.5.2c-1)

where:

N_{60} = average *SPT* blow count (corrected only for hammer efficiency) in the design zone under consideration (blows/ft)

The value of q_p in Eq. 10.8.3.5.2c-1 should be limited to 60 ksf, unless greater values can be justified though load test data.

Cohesionless soils with *SPT*-N_{60} blow counts greater than 50 shall be treated as intermediate geomaterial (IGM) and the tip resistance, in ksf, taken as:

$$q_p = 0.59\left[N_{60}\left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)\right]^{0.8}\sigma'_v \qquad (10.8.3.5.2c\text{-}2)$$

where:

p_a = atmospheric pressure (= 2.12 ksf)

σ'_v = vertical effective stress at the tip elevation of the shaft (ksf)

Figura 1. Carga última por la punta de pilotes, método de O'Neill & Reese [9].

En los métodos de diseño directo, la carga última Q_u de un pilote vertical sometido a carga axial se calcula como la suma de la contribución de la punta $Q_{u,p}$ y del fuste $Q_{u,f}$

$$Q_u = Q_{u,p} + Q_{u,f} \qquad (1)$$

$Q_{u,p}$ sólo se desarrolla para asentamientos enormes, del orden del 10% del diámetro del pilote, incompatibles con la mayoría de las construcciones civiles. La Figura 2 muestra el resultado de tres ensayos de carga, efectuados en tres pilotes instalados en el mismo terreno, de la misma longitud, pero con diferentes procedimientos constructivos [11]. Se aprecia que: i) el procedimiento constructivo controla la respuesta aún más que el diámetro del pilote; y ii) los pilotes siguen aumentando su carga más allá del asentamiento límite del 10% del diámetro.

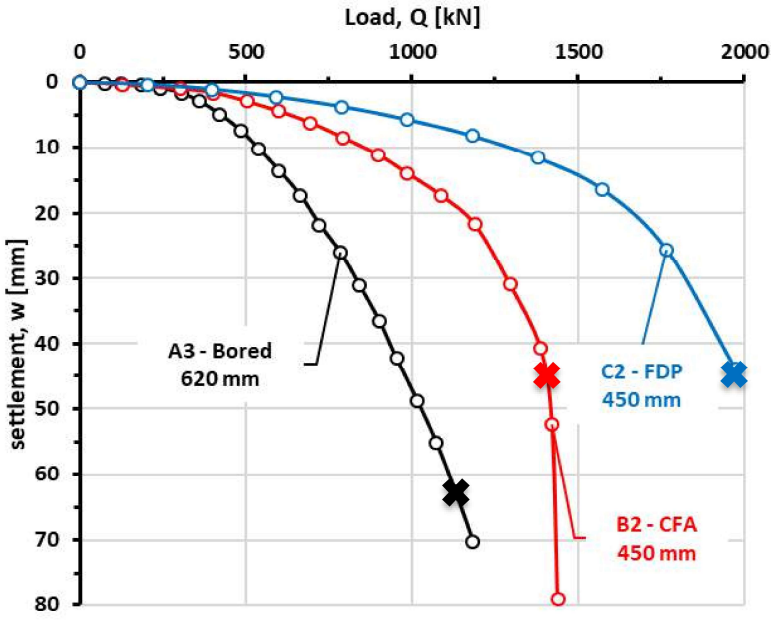


Figura 2. Tres pilotes de igual longitud, instalados en el mismo terreno [2].

Este artículo presenta una propuesta de procedimiento de cálculo de la curva carga-asentamiento $P - \delta$ para pilotes verticales con carga axial de compresión. El prodedimiento es conceptualmente igual al presentado por Eduardo Núñez en su Conferencia Casagrande [8], y consiste en determinar una curva $P - \delta$ para la punta y otra para el fuste, ambas idealizadas como hipérbolas rectangulares. Luego, ambas curvas se suman, teniendo en cuenta la compresión elástica del pilote como elemento estructural. A partir de la curva $P - \delta$ final, el diseñador puede elegir las cargas límite en estado último y de servicio en función de los asentamientos tolerables por la superestructura. La secuencia de cálculo es compatible con un diseño LRFD como el que se pretende implementar en CIRSOC 402, y aplica los conceptos presentados en [10]. Los procedimientos y fórmulas presentadas en el texto están implementados en un código Python de dominio público, disponible en: labsuelos/CIRSOC_402 (github.com). El propósito de compartir el código es que el procedimiento sea usado, criticado, calibrado y optimizado, para alcanzar un consenso que permita su inclusión en CIRSOC 402 como procedimiento reglamentario para el diseño de pilotes.

2 RESÚMEN DEL MÉTODO PROPUESTO

La secuencia de cálculo es:

1. Determine los parámetros físicos y mecánicos medios de todas las unidades geotécnicas del terreno y la posición más alta creíble del agua freática.
2. Determine los parámetros resistentes característicos: resistencia al corte no drenado $s_{u,k}$, cohesión efectiva c'_k y ángulo de fricción interna efectivo ϕ'_k. Los parámetros característicos se definen para un 80% de probabilidad de excedencia en función de la cantidad de datos disponibles y de las técnicas experimentales empleadas en su determinación [3] [4] [10].
3. Elija las dimensiones nominales del pilote: diámetro Φ y longitud embebida L.
4. Calcule la carga última teórica por la punta $Q_{u,p}$ con fórmulas de capacidad de carga, empleando dimensiones nominales, parámetros físicos y de rigidez medios y parámetros resistentes característicos, evaluados para la presión media que se desarrolla en la punta del pilote.

5. Calcule la curva $P_p - \delta_p$ de la punta del pilote, asumiendo que tiene la forma de una hipérbola rectangular.
6. Determine la carga última nominal por la punta $Q^*_{u,p}$ aplicando un criterio de limitación de asentamientos en el estado límite último.
7. Calcule la carga última por el fuste $Q_{u,f}$ teniendo en cuenta los cambios de tensión horizontal que se producen en el fuste del pilote por efecto de la dilatancia, con el método 3M.
8. Calcule la curva $P_f - \delta_f$ del fuste del pilote, asumiendo que tiene la forma de una hipérbola rectangular.
9. Calcule la curva $P - \delta$ en la cabeza del pilote, como la suma de $P_p - \delta_p$ y $P_f - \delta_f$ y teniendo en cuenta la compresión elástica del pilote.
10. Calcule la carga límite minorada de diseño en estado límite último $Q_d = RF_p \cdot Q^*_{u,p} + RF_f \cdot Q_{u,f}$, donde RF_p y RF_f son factores de reducción.

Los factores de reducción RF_p y RF_f dependen del procedimiento constructivo del pilote, del control de calidad durante su construcción, del tipo de suelo y de la probabilidad de falla tolerada para la estructura. Gracias a la adopción de parámetros resistentes característicos, RF_p y RF_f no dependen del procedimiento para la determinación de los parámetros del terreno. La determinación de RF_p y RF_f excede el alcance de este artículo, y sólo se justificará si este procedimiento es uno de los elegidos para su implementación en CIRSOC 402.

3 CONTRIBUCIÓN DE LA PUNTA

3.1 *Carga última de la punta*

Asumiendo que la punta del pilote está implantada en un terreno razonablemente resistente, la carga última puede calcularse con fórmulas basadas en la teoría de la plasticidad. Las hay de dos tipos: i) fórmulas trinómicas basadas en un modelo rígido-plástico para el terreno [2] [6] [12]; y ii) fórmulas basadas en un modelo elasto-plástico, típicamente de expansión de cavidad esférica [13]. En este trabajo se eligió la fórmula de Brinch-Hansen [2] como modelo rígido-plástico, y la fórmula de Vesic [13], como modelo elasto-plástico (Figura 3).
La menor de las dos cargas últimas – y por lo tanto el mecanismo de falla que prevalece – depende de la resistencia y rigidez del terreno que rodea a la punta del pilote y de su presión de confinamiento. Entonces, la carga última por la punta es

$$Q_{u,p} = min\left[Q^{(BH)}_{u,p}, Q^{(V)}_{u,p}\right] \tag{2}$$

donde $Q^{(BH)}_{u,p}$ es la carga última determinada con la fórmula de Brinch-Hansen [2] y $Q^{(V)}_{u,p}$ es la carga última determinada con la fórmula de Vesic [13], ambas calculadas con parámetros resistentes característicos.
Tanto la fórmula de Brinch-Hansen [2] como la de Vesic [13] se basan en plasticidad asociativa, lo que implica un ángulo de dilatancia ψ igual al ángulo de fricción interna ϕ', una hipótesis no realista. Para ϕ' elevados, esto produce una geometría de potencial deslizamiento (Figura 3) mucho más extendida que lo que se obtiene con modelos numéricos o ensayos experimentales. El sesgo que se origina por esta hipótesis de cálculo debe quedar incorporado en el parámetro RF_p, como se discute más adelante.

3.2 *Parámetros resistentes*

Los parámetros resistentes característicos dependen de la presión. Por ejemplo, para arenas se emplea la fórmula de Bolton [1]

$$\phi' = \phi_{cv} + 3º \cdot D_r \cdot (Q - \ln[p'/1kPa]) - 3º \tag{3}$$

donde ϕ_{cv} es el ángulo de fricción interna crítico, D_r es la densidad relativa, p' es la presión media efectiva en el instante de falla y Q es un parámetro que depende del mineral constituyente de los granos.

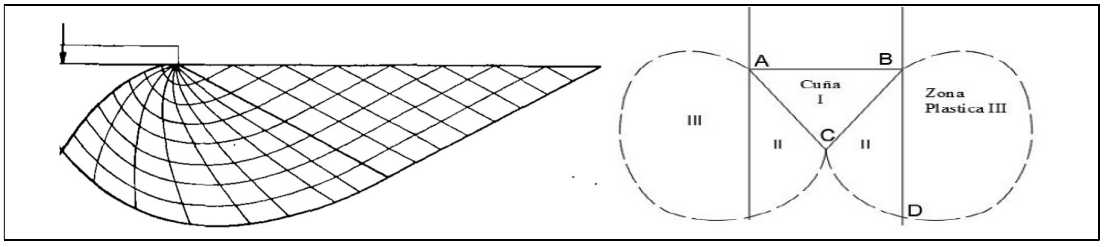


Figura 3. Mecanismo de falla rígido-plástico de la fórmula trinómica (izq.) [2] y mecanismo elasto-plástico de expansión de cavidad esférica (der.) [13].

Por otra parte, la presión media del suelo en el entorno de la punta del pilote en falla se estima con

$$p' \cong \left(Q_{u,p}/A_p\right)(1 + 2 \cdot K_0)/3 \tag{4}$$

donde K_0 es el coeficiente de empuje en reposo y A_p es el área de la punta del pilote. Como $Q_{u,p}$ depende de ϕ', éste depende de p', y ésta depende de $Q_{u,p}$, el proceso es iterativo. En todos los casos prácticos, para $\phi > 36°$, la carga última que se obtiene con la ec. (2) es tan alta que $\phi' \to \phi_{cv}$, que nunca es mayor a $36°$, por lo que la evaluación de la ec. (2) para $\phi > 36°$ sólo es de interés académico.

3.3 *Carga última nominal por la punta*

$Q_{u,p}$ es un valor asintótico que requiere deformaciones estructuralmente inadmisibles. Para definir una carga última nominal $Q^*_{u,p}$ es necesario definir la curva carga-asentamiento para la punta del pilote. Se adopta la hipérbola rectangular [7]

$$P_p = \delta/\left(1/K_{i,p} + \delta_p/Q_{u,p}\right) \tag{5}$$

donde P_p es la carga en la punta para un dado asentamiento δ_p de la punta y $K_{i,p}$ es la rigidez inicial de la punta del pilote, que se calcula con [7]

$$K_{i,p} = \pi \cdot G \cdot \Phi/(1 - \nu) \tag{6}$$

donde G es la rigidez elástica, ν es el coeficiente de Poisson del suelo en la punta del pilote y Φ el diametro. Para pilotes perforados, pueden adoptarse dos criterios para definir el estado límite último (Figura 4): i) asentamiento total δ_p^t (ec. 7); y ii) asentamiento permanente δ_p^p (ec. 8).

$$Q^{*(\mathrm{t})}_{u,p} = \delta_t/\left(1/K_{i,p} + \delta_p^{\mathrm{t}}/Q_{u,p}\right) \tag{7}$$

$$Q^{*(\mathrm{p})}_{u,p} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{K_{i,p} \cdot \delta_p^p}\sqrt{K_{i,p} \cdot \delta_p^p + 4 \cdot Q_{u,p}} - K_{i,p} \cdot \delta_p^p\right) \tag{8}$$

En el caso más frecuente, $\delta_p^t = 10\% \cdot \Phi$, y si se asume $\nu \cong 0.20$, la ec. (7) se reduce a

$$Q^*_{u,p} = 1/\left(2/\left(G \cdot A_p\right) + 1/Q_{u,p}\right) \tag{9}$$

En la práctica, la rigidez de la punta depende del procedimiento constructivo, un hecho importante que en este procedimiento se contempla únicamente a través del factor de minoración RF_p. En los pilotes hincados, el proceso de instalación termina cuando la suma de la resistencia por la punta y por el fuste iguala la capacidad del martillo de hinca o el criterio de rechazo elegido. Esto produce que la punta quede precomprimida con una carga igual a la fricción última del pilote $Q_{u,f}$, con lo que la curva de la Figura 4 comienza en $Q_{u,f}$ en lugar de comenzar en 0.

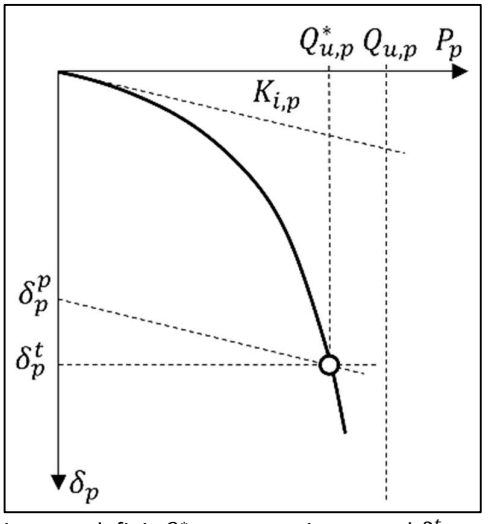


Figura 4. Criterios para definir $Q^*_{u,p}$: asentamiento total δ_p^t o permanente δ_p^p.

3.4 *Carga límite de diseño por la punta*

La carga límite de diseño por la punta es $Q_{d,p} = RF_p \cdot Q^*_{u,p}$, donde RF_p es un factor de reducción de la carga última nominal que tiene en cuenta el método de cálculo, el tipo de terreno, el procedimiento constructivo y la probabilidad de falla objetivo del diseño.

4 CONTRIBUCIÓN DEL FUSTE

4.1 *Curva carga-asentamiento del fuste*

Para una tensión de corte τ_0 actuando en un punto del fuste, la simetría de revolución implica que la tensión en el suelo a una distancia r medida desde el eje del pilote es $\tau = \tau_0 \cdot R/r$ donde $R = \Phi/2$ es el radio del pilote. La distorsión en rango elástico es $\gamma = \tau/G = \tau_0 \cdot R/(G \cdot r)$ con lo que el asentamiento asociado se calcula con la integral [7]

$$\delta_f = \int_R^{r_m} \tau_0 \cdot R/(G \cdot r) \cdot dr = \tau_0 \cdot R/G \cdot \ln[r_m/R] \tag{10}$$

donde $r_m \cong 1.5 \cdot L$ es el radio de influencia del pilote y L es la longitud embebida. De la ec. (10) se despeja la rigidez secante [7]

$$K_f = \tau_0/\delta = G/(R \cdot \ln[r_m/R]) \tag{11}$$

Otra vez, se adopta una hipérbola rectangular para cada estrato, con lo que la curva $P_f - \delta$ queda

$$P_f = \pi \cdot \Phi \cdot \sum_{j=1}^{estratos} h_j \cdot \delta_{f,j}/\left(1/K_{f,j} + R_F \cdot \delta_{f,j}/f_{s,j}\right) \tag{12}$$

donde P_f es la reacción total del fuste, h_j es el espesor de cada estrato, $K_{f,j}$ es la rigidez de cada estrato, calculada con la ec. (11), $R_f = 0.9$ es un parámetro de ajuste de la hipérbola, $f_{s,j}$ es la resistencia al corte del fuste de cada estrato y $\delta_{f,j}$ es el asentamiento medio del fuste del pilote en cada estrato.
La curva $P_f - \delta$ crece hasta un valor máximo que es la carga última del fuste

$$Q_{u,f} = \int f_s \cdot dA = \sum_{j=1}^{estratos} h_j \cdot f_{s,j} \tag{13}$$

A diferencia de la carga última por la punta, f_s se desarrolla plenamente con asentamientos limitados, por lo que se la puede emplear directamente, no es necesario definir una carga última nominal por el fuste. Todos los asentamientos $\delta_{f,j}$ y el asentamiento de la punta δ_p están vinculados por la compresión elástica del pilote como miembro estructural. Si el pilote se considera infinitamente rígido, entonces todos los asentamientos $\delta_{f,j}$ del fuste y el asentamiento δ_p de la punta son iguales al asentamiento δ de la cabeza. En un procedimiento destinado a ser implementado en software esta simplificación, sin embargo, no es necesaria.

4.2 *Carga última por el fuste*

Los procedimientos tradicionales de diseño de pilotes determinan la resistencia al corte en un punto del fuste como

$$f_s = c'_a + \sigma'_h \cdot \tan[\delta] \tag{14}$$

donde σ'_h es la tensión horizontal, c'_a es la adherencia y δ es el ángulo de fricción entre suelo y pilote. σ'_h se estima como $\sigma'_h = K \cdot \sigma'_v$. Usualmente se adopta $K = 1.0$ para pilotes perforados y $K = 3.0$ para pilotes hincados.
Una estimación razonable de σ'_h luego de la instalación del pilote y la evolución de τ_0 durante la aplicación de la carga vertical permitirían mejorar significativamente la precisión de la curva $P_f - \delta$. En un suelo denso y dilatante, en la interfaz pilote-terreno se produce una banda de corte que, cuando se distorsiona, aumenta su espesor, lo que produce una reacción del terreno circundante que aumenta σ'_h. Si el suelo es suelto y no dilata, o si la presión es suficientemente grande, este fenómeno no se produce.
Los pilotes hincados producen una expansión enorme, por lo que la tensión horizontal residual es la que corresponde a la plastificación total del terreno que rodea al pilote y puede calcularse con la teoría de expansión de cavidad cilíndrica elástoplastica. Con todo esto, es posible calcular, y no estimar, el factor K de relación de tensiones y su evolución con el asentamiento del pilote. En lo que sigue se presenta un resúmen adaptado del método 3M [5] para la estimación de σ'_h en pilotes perforados.

4.3 *Método 3M*

El método 3M [5] postula que, en la falla, la interfaz suelo-pilote sufre una distorsión tal que se alcanza el estado crítico: $c'_a \to 0$, $\psi \to 0$, $\phi' \to \phi'_{cv}$. Asumiendo que la falla ocurre en el terreno, vale la expresión

$$f_s = \sigma'_{hf} \cdot \sin[\phi_{cv}] \tag{15}$$

donde

$$\sigma'_{hf} = K_0 \cdot \sigma'_v + \Delta\sigma'_h \tag{16}$$

es la tensión horizontal en falla, σ'_v es la tensión efectiva vertical y $\Delta\sigma'_h$ es el incremento de tensión horizontal que depende del aumento de espesor de la banda de corte u para un desplazamiento vertical relativo v (Figura 5).
Para pilotes perforados se puede asumir una respuesta elástica del terreno, con lo que queda

$$\Delta\sigma'_h = 2 \cdot G/R \cdot u \tag{17}$$

Para el cálculo de u se integra la dilatancia en el espesor t_s de la banda de corte asumiendo una relación lineal entre $\tan[\psi]$ y v [5]. Queda

$$u = t_s \cdot \tan[\psi] \cdot \gamma_f/2 \tag{18}$$

donde $\gamma_f = v/t_s$ es la distorsión en falla. Reemplazando la ec. (18) en la ec. (17) queda

$$\Delta\sigma'_h = G/R \cdot \tan[\psi] \cdot v \tag{19}$$

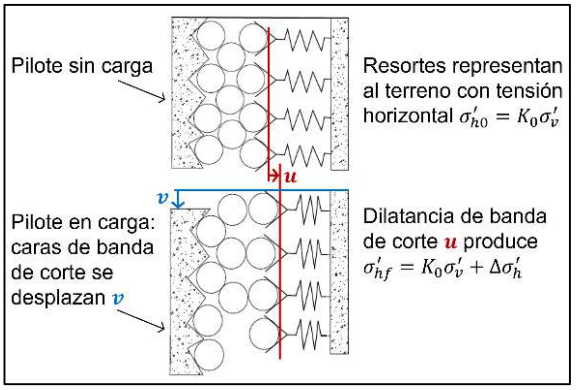


Figura 5. Aumento de espesor en la banda de corte en el perímetro del fuste [5].

Para que la ec. (19) tenga utilidad práctica se requiere la determinación del desplazamiento vertical v entre las caras de la banda de corte en falla, algo que puede medirse en ensayos de corte directo a diferentes presiones de confinamiento. Más interesante es calibrar el conjunto de expresiones presentadas en este artículo con ensayos de carga y compararlo con modelos numéricos. El valor de la ec. (19), sin embargo, es que explica de una manera simple porqué la resistencia unitaria por el fuste de los pilotes decrece con el aumento de su diámetro.

5 MÉTODOS DE DISEÑO

En [10] se postuló que el futuro reglamento CIRSOC 402 sólo debería incluir procedimientos de cálculo que usen parámetros materiales que tengan sentido físico, y que debería desestimular el uso de fórmulas que determinen la capacidad de un pilote directamente a partir del número de golpes del ensayo SPT, la resistencia de cono CPT o la presión límite del PMT, si estos métodos no vienen acompañados por el uso de otras fuentes de información, como por ejemplo ensayos de laboratorio. En [10] se postuló que, del análisis de incertidumbre, probablemente resultarán factores de resistencia bajos para aquellos métodos que sólo usen una fuente de datos -por ejemplo el SPT- y más altos los basados en ensayos de carga. Estos conceptos se resumen en la Figura 6 [10], donde los factores RF están deliberadamente puestos sin fundamento.

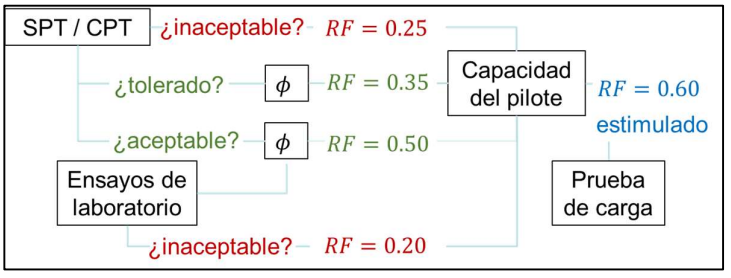


Figura 6. Procedimientos aceptables e inaceptables para determinar la capacidad de un pilote [10].

Los ejercicios académicos, tanto numéricos como analíticos, parecen contradecir hasta ahora ese postulado. En una tesis de grado en curso se efectuaron comparaciones entre algunos métodos semiempíricos, modelos numéricos efectuados en Plaxis y Optum y la fórmula de Vesic. Algunos resultados, preliminares y sujetos a revisión, se presentan en la Figura 7, en la que es evidente que la fómula de Vesic compara desfavorablemente contra los métodos empíricos allí utilizados.

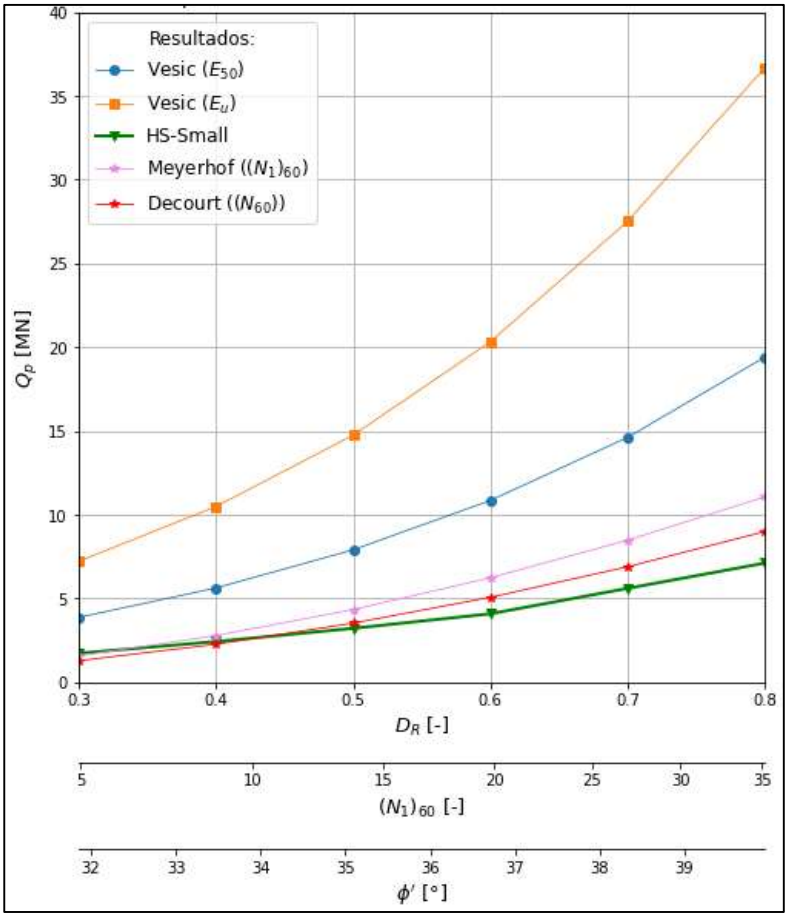


Figura 7. Comparación entre métodos directos, indirectos y numéricos (tesis de grado FIUBA, J. Manduca, en curso).

6 CONCLUSIONES

Se presentó una propuesta de procedimiento para el diseño de pilotes verticales con carga axial de compresión basado en la determinación de la curva carga-asentamiento $P - \delta$ en una secuencia de cálculo muy similar a la presentada por Eduardo Núñez en su Conferencia Casagrande [8] y desarrollada para ser aplicada en un diseño LRFD como el que se pretende implementar en CIRSOC 402. El procedimiento sigue las líneas clásicas del diseño por el método directo, calculando la contribución de la punta y el fuste por separado y sumándolas a través de la compatibilidad de las deformaciones elásticas del pilote como elemento estructural. La carga última por la punta se calcula como el menor de los valores arrojados por las fórmulas de Brinch-Hansen y Vesic, ambas calculadas con parámetros resistentes característicos. Se define una carga última nominal por la punta, para la que se proponen dos criterios de determinación basados en desplazamientos límite. Para la curva carga-asentamiento del fuste se adopta una hipérbola rectangular cuyo valor último queda determinado por la tensión horizontal que se materializa producto de la dilatancia del terreno alrededor del pilote, la que se estima con el procedimiento 3M. El procedimiento presentado se puede calibrar con ensayos de carga y con modelos numéricos, tiene un fundamento teórico razonable y explica, por ejemplo, porqué la resistencia unitaria

por el fuste de los pilotes decrece con el aumento de su diámetro. Las fórmulas presentadas en el texto están implementadas en un código Python de dominio público, disponible en: labsuelos/CIRSOC_402 (github.com). El propósito de compartir el código es que el procedimiento sea usado, criticado, calibrado y optimizado, para alcanzar un consenso que permita su inclusión en CIRSOC 402 como procedimiento reglamentario para el diseño de pilotes.

7 REFERENCIAS

[1] Bolton, M. (1986). The strength and dilatancy of sands. Geotechnique 36(1):65-78.
[2] Brinch-Hansen, J. (1961). A general formula for bearing capacity. Geoteknisk Institut, Bull. 11, 38–46.
[3] Ditlevsen, O., Madsen, H. (2007). Structural reliability methods. T. U. Denmark,373 p.
[4] Foye, K., Abou-Kaoude, G., Salgado, R. (2004). Limit state design for shallow and deep foundations. Joint Transportation Research Program. 139. http://docs.lib.purdue.edu/jtrp/139.
[5] Mascarucci, Y., Miliziano, S., Mandolini, A. (2014). Numerical approach to estimate shaft friction of bored piles in sand. Acta Geotechnica, DOI: 10.1007/s11440-0140305-4.
[6] Meyerhof, G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. 3 ICSMFE, 1, 440–445.
[7] Mosher, R., Dawkins, W. (2000). Theoretical manual for pile foundations. USACE ERDC/ITL TR-00-5, 166 p.
[8] Núñez, E. (2007). Incertidumbres y aproximaciones en geotecnia. VI Casagrande Lecture. XIII PCSMGE.
[9] Reese, L., O'Neill, M. (1999). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. FHWA-IF-99-025.
[10] Sfriso, A. (2018). Elementos para un (primer borrador de) reglamento de fundaciones para Argentina. XXIV CAMSIG.
[11] Terceros, M. (2017). Resultados de ensayo de carga de pilotes BEST. 3 Congreso de Fundaciones Profundas de Bolivia.
[12] Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, 448 p.
[13] Vesic, A. (1977). Design of Pile Foundations. Transportation research board, 37 p.

Tratamiento de base de datos para la calibración de factores de reducción de resistencia para pilotes hincados en arcillas.

Bárbara Amar[1], Pedro Agustín Covassi[2], Marcelo Esteban Zeballos[3].

[1] *Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (UNC), Ciudad Universitaria. Av. Vélez Sarsfield 1611 (5000) Córdoba, Argentina. amarbarbie@gmail.com*
[2] *Departamento de Construcciones Civiles, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (UNC), Ciudad Universitaria. Av. Vélez Sarsfield 1611 (5000) Córdoba, Argentina.*
[3] *Departamento de Construcciones Civiles, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (UNC), Ciudad Universitaria. Av. Vélez Sarsfield 1611 (5000) Córdoba, Argentina.*

RESUMEN: En la actualidad, se está debatiendo en el país la adaptación del diseño geotécnico a la metodología de diseño por Factores de Carga y Resistencia *(LRFD-Load and Resistance Factor Design)*. El objeto de estudio de este trabajo, se centra en la obtención de los factores de minoración de resistencia (ϕ) para pilotes hincados en suelo predominantemente arcilloso. Los mismos se obtienen por teoría de confiabilidad, la cual puede ser abordada mediante diferentes modelos de calibración, tales como FOSM (*First-Order Second-Moment*), FORM (*First Order Reliability Method*) y simulación de Montecarlo. El cálculo de factores de reducción de resistencia se basa en una serie de modelaciones matemáticas, que involucran como variable principal de entrada una base de datos compuesta por la resistencia de los pilotes medida in-situ. Se aborda el tratamiento que se le ha dado a una base de datos local que consta de ensayos dinámicos realizados sobre los pilotes bajo estudio, para poder adaptarla al proceso de calibración. Se ha utilizado como soporte y referencia, una extensa base de datos utilizada por AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), facilitada por los autores de los factores de resistencia de dicho código. Se exponen conclusiones generales sobre calibraciones en el medio local y de la calidad de los resultados obtenidos en comparación con otros códigos vigentes.

RESUMO: Na atualidade, se está debatendo no país (sería más como hablan ellos poner: o país está debatendo) a adaptação do projeto geotécnico à metodologia de projeto por Fatores de Carga e Resistência (LRFD-Load and Resistance Factor Design). O objeto de estudo deste trabalho terá como foco a obtenção dos fatores de minoração de resistência, para pilots hincados em solo argiloso. Os mesmos são obtidos por teoría de confiabilidade, a qual pode ser abordada mediante diferentes modelos de calibração, tais como FOSM (First-Order Second-Moment), FORM (First Order Reliability Method) e simulação de Montecarlo. O cálculo de fatores de redução de resistência, é baseado em uma série de modelações matemáticas, que emvolvem como principal variável de entrada, uma base de dados composta pela resistência dos pilots medida in situ. É abordado o tratamento dado a uma base de dados local que consta de ensaios dinámicos realizados sobre os pilots bajo estudo, para poder adaptar ela ao processo de calibração. É utilizado como soporte e referência, uma extensa base de dados usada por AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), facilitada pelos autores dos fatores de resistência deste código. São expostas conclusões gerais do uso deste tipo de calibração no meio local e da qualidade dos resultados obtidos na comparação com outros códigos.

Palabras clave: Pilotes hincados, Teoría de confiabilidad, Factores de resistencia, Bases de datos, LRFD.

1 INTRODUCCIÓN.

El método basado en estados límites, aplicado mediante el método de Factores de Carga y Resistencia (del inglés *"Load and Resitance Factor Design-LRFD"*) al diseño de fundaciones, representa en la actualidad la metodología más utilizada en los principales países del mundo. Reglamentos como AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), Eurocódigo 7 y el reglamento australiano de diseño de fundaciones (*Australian Standard for Piling-Design and Installation*), lo han implementado con un alto grado de aceptación, habiendo logrado reemplazar al diseño por el método de tensiones admisibles (ASD).

Actualmente en Argentina, se está debatiendo la implementación de un código de diseño geotécnico que incluya como método de diseño de fundaciones, al método *LRFD* (Ec. 1), que reemplazaría al método de diseño por tensiones admisibles (ASD) (Ec. 3), que es el método de diseño con el que se calculan y verifican las fundaciones desde los inicios de la ingeniería geotécnica en el país.

$$\phi R_n \geq \sum \eta_i \gamma_i Q_i \qquad (1)$$

Donde:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I > 0.95 \qquad (2)$$

ϕ Factor de resistencia,
R_n Resistencia última,
η_i Modificador de cargas,
γ_i Factores de carga,
Q_i Cargas aplicadas,
η_D Factor que tiene en cuenta efectos de ductilidad,
η_R Factor que tiene en cuenta efectos de redundancia,
η_I Factor que tiene en cuenta la importancia operacional.

$$Q_{all} = \frac{R_n}{FS} = \frac{Q_{ult}}{FS} \qquad (3)$$

Donde:

Q_{all} Capacidad de carga admisible,
R_n Resistencia nominal del elemento,
Q_{ult} Capacidad geotécnica última,
FS Factor de seguridad global.

Por lo anteriormente expuesto, es que tanto universidades involucradas como el ente encargado de la creación de reglamentos Argentina (CIRSOC), se encuentran realizando un profundo estudio y asimilación de la metodología de diseño *LRFD*.

La aplicación de los factores resistentes al diseño de fundaciones no resulta habitual en la práctica, ya que no se tiene suficiente conocimiento de la forma de obtención y uso de los factores resistentes (ϕ), ni de la relación que pueden guardar los diseños llevados a cabo mediante *LRFD*, respecto a los diseños desarrollados por la teoría tradicional de tensiones admisibles (ASD), basadas en la utilización de factor de seguridad global (FS).

El diseño de fundaciones mediante *LRFD* (Ec. 1), propone la utilización de factores de mayoración de cargas (γ_i) y minoración de resistencias (ϕ), tomando en consideración el grado de variabilidad de las cargas y resistencias de manera separada, de acuerdo al grado de incertidumbre que posean los términos de cargas y resistencias a evaluar. De lo anterior se desprende el hecho de que tanto las resistencias como las cargas son consideradas como variables aleatorias, a diferencia del método de tensiones admisibles en el cual son consideradas como variables determinísticas (probabilidad de ocurrencia igual a la unidad).

En todo proceso de calibración de factores resistentes resulta imprescindible la disponibilidad de una base de datos compuesta por un número significativo de ensayos de carga (idealmente ensayos de carga estáticos) y por información concerniente a las fundaciones y el sitio de implantación de las mismas. Para la investigación presentada, no se logró recolectar datos de ensayos de carga estáticos desarrollados en pilotes hincados, debido a que tal información está en manos de empresas del sector privado y no existe actualmente en el país una base de datos abierta de la cual se pueda obtener esta información con fines de investigación. En consecuencia, se ha desarrollado una base de datos en la cual se toma como resistencia de referencia a aquella que resulta de ensayos de carga dinámicos, ya que el acceso a los mismos con fines de investigación resultó posible. Existen antecedentes de calibraciones de factores resistentes para *LRFD*, basados en ensayos dinámicos, uno de ellos fue llevado a cabo por el Departamento de Transporte de Missouri (MoDOT) por Stuckmeyer *et al.* (2013) y el otro fue realizado para proponer factores resistentes para el Código Nacional de Edificación de Irán realizado por Asghari Pari *et al*. (2019).

En el presente estudio, se desarrolló la calibración de factores resistentes (ϕ) para pilotes hincados en arcillas. Para ello, se utilizó una base de datos facilitada por la empresa *Soletanche Bachy Argentina.* Dicha base de datos, cuenta con información de 2 proyectos que contienen pilotes hincados en arcillas como medio de fundación, y en los cuales se realizaron ensayos dinámicos tipo *CAPWAP* para verificar su capacidad de carga sobre un total de 35 pilotes. La base de datos cuenta además, con estudios de caracterización de suelos, ensayos triaxiales y ensayos in-situ como el SPT *(Standard Penetration Test).* Las calibraciones de factores resistentes, se llevaron a cabo por medio de los métodos más difundidos basados en teoría de confiabilidad, que son el FOSM (*First Order Second Moment*), FORM (*Fisrt Order Reliability Method)* y simulación de Montecarlo.

Por medio de la utilización de bases de datos auxiliares, se investigaron también las correlaciones existentes en la determinación de la resistencia de pilotes hincados, mediante ensayos de carga estáticos y ensayos dinámicos, y en base a dichas correlaciones se adaptó la base de datos disponible, introduciendo en las calibraciones el margen de error que implica determinar los factores resistentes (ϕ) a partir de resultados de ensayos dinámicos. Se ha utilizado como base de datos auxiliar, a los datos de pilotes con los que se elaboró el informe NCHRP 24-17 (Paikowsky et al, 2004), facilitados por autores de dicho reporte. También se obtuvo información de la base de datos de la Administración Federal de Carreteras (*Federal Highway Administration*), denominada *"Deep Foundation Load Test Database"*.

Se han evaluado los principales métodos de predicción de resistencia utilizados en el medio local, para pilotes hincados en arcillas, y se han elegido aquellos métodos más representativos a fin de calibrar los factores resistentes. Los métodos para los cuales se calibraron los factores pertenecen a cuatro grupos: a). *Métodos de análisis estático o semi-empiricos*: α de Tomlinson, α de API, β de Burland, λ de Vijayvergiya y Focht, Brinch Hansen y Janbu, b). *Fórmulas dinámicas*: fórmula holandesa, c). *Métodos de análisis in-situ*: SPT- Schmertmann y SPT- Shioi y Fukui, y d). *Ensayos de campo:* CAPWAP y Ensayo de carga estático.

El objetivo general del presente artículo se basa en calibrar factores resistentes para pilotes hincados, utilizando datos locales, que logren reflejar la tecnología utilizada en la construcción, la precisión con la que se ejecutan los ensayos en campo y la precisión de los métodos de predicción de resistencia. Para ello, se eligen distintos niveles de confiabilidad, a fin de poder representar la variación de los factores resistentes con el nivel de confiabilidad esperado para el diseño. Para mejorar la aceptabilidad del método de diseño por *LRFD*, la calibración de factores resistentes fue llevada a cabo utilizando diferentes técnicas de calibración y una base de datos comprensible.

La calibración de factores de reducción de resistencia obtenidos a partir de bases de datos locales, permite por un lado, lograr un diseño compatible y uniforme entre los componentes estructurales y geotécnicos, y, por otro lado, la incorporación en el país de este método de diseño que es prevalente a nivel mundial. Se utilizan bases de datos locales a fin de poder reflejar tanto la tecnología, controles de calidad utilizados en la construcción, la precisión con la que se ejecutan los ensayos en campo, el control y monitoreo de los procesos constructivos y la precisión de los métodos de diseño utilizados en la práctica local.

2 EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO DE FUNDACIONES.

En sus comienzos, el diseño de fundaciones se basó en el método por tensiones admisibles (ASD). En el año 1930, la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO) creó su primer reglamento, en donde se propusieron diversos valores de factores de seguridad global a aplicar al diseño de fundaciones basado en el método de tensiones admisibles.

El concepto de probabilidad de falla a modo de criterio para el diseño de obras de ingeniería, fue utilizado por primera vez por los rusos Khotsialov y Streletskii, quienes lo propusieron en los años 1920 (Paikowsky et al., 2004). A partir del año 1947 fue introducido por A. M. Freudenthal en Estados Unidos. En la década de 1960, se logró establecer el diseño por confiabilidad como una nueva técnica aplicada en principio al diseño estructural, en la que se utiliza el análisis probabilístico a partir de datos estadísticos tanto para el análisis de cargas como de resistencia de los elementos.

En el año 1963, el Instituto Americano del Concreto (ACI), aplicó el método *LRFD* en el diseño de estructuras de hormigón armado. En el mismo período, se comenzó a aplicar el método *LRFD* al diseño de fundaciones en el Código Danés de Fundaciones (*Danish Geotechnical Institute*), bajo el nombre de "Diseño por Estados Límites" (Goble, 1999). A partir del año 1986 el Programa Cooperativo Nacional de Investigación de Carreteras (NCHRP) en su proyecto 20-7/31, comenzó a estudiar la posibilidad de realizar diseños geotécnicos basados en teoría de confiabilidad aplicando el criterio *LRFD*.

Uno de los pioneros en proponer el diseño de fundaciones bajo este enfoque, fue el reglamento AASHTO para el diseño de puentes. En el año 1994 se publicó el reglamento "AASHTO para diseño de puentes basado en LRFD" (Dasenbrock et al., 2009). En las últimas décadas, la implementación del método LRFD en el diseño de fundaciones, se aplicó en muchos reglamentos que alientan su utilización, tanto en Estados Unidos (AASHTO, 2017), Canadá (Manual de Ingeniería de la fundación Canadiense, 2004), Australia (AS 4678-2002), y la Unión Europea (Eurocódigo-7).

Existen una gran cantidad de investigaciones y análisis realizados con el fin de calibrar factores de mayoración de cargas y minoración de resistencias para la aplicación de la metodología LRFD al diseño de fundaciones. Uno de los primeros aportes fue el reporte NCHRP-343 (Barker et al., 1991) realizado para el Programa Cooperativo Nacional de Investigación de Carreteras, en el cual se calibraron factores de minoración de resistencia (ϕ) para fundaciones tanto superficiales como profundas y que fueron incorporados al reglamento AASHTO 2004 (Allen, 2005). El reporte posterior, NCHRP-507 (Paikowsky et al., 2004), se centra en la calibración de factores de reducción de resistencia para fundaciones profundas, los cuales han sido incorporados al reglamento AASHTO 2012. Se realizaron también, calibraciones de factores de reducción de resistencia para métodos dinámicos, a partir de bases de datos que comprendían resultados de ensayos (Paikowsky, 2001), como así también calibraciones basadas en propiedades geológicas locales en diversos Estados como Louisiana (Abu-Farsakh et al., 2009) y California (Yu et al., 2017).

3 DESARROLLO DE LA BASE DE DATOS PARA LA CALIBRACIÓN DE FACTORES.

3.1. Base de datos disponible.

La base de datos con la que se calibraron los factores resistentes consiste en un total de 35 pilotes de hormigón armado prefabricados, hincados en arcillas con la punta en estrato de arena densa, de una longitud entre 25 a 35 metros, de sección cuadrada de 0.30 m. El total de pilotes forman parte de 2 proyectos, cuya ubicación es en la Ciudad de Buenos Aires y Provincia de Buenos Aires. En la Figura 1 se aprecia la ubicación de los proyectos mencionados. La estratigrafía en la que se implantaron los pilotes hincados, puede apreciarse en la Figura 2. Los pilotes atraviesan suelos predominantemente arcillosos y areno-limosos: Postpampeano y Pampeano, alcanzando la punta de los mismos el estrato de arenas Puelches. La fracción arcillosa de los suelos que conforman la formación del Postpampeano, está compuesta por arcillas de elevada plasticidad tipo CH, y con una compacidad relativa correspondiente a suelos "blandos" a "muy blandos" (Bolognesi, 1975).

La formación Postpampeana es el nombre genérico de los depósitos de suelos blandos aportados por el Río Paraná y Río de La Plata, que incluyen arenas finas limosas, arcillas y limos arenosos. Están presentes en toda la costa de la Ciudad de Buenos Aires y alrededores y en el lecho del Río de La Plata. También recibe este nombre genérico el conjunto de suelos blandos depositados en el cauce del Río Matanza y su valle de inundación. La misma está conformada por limos y arcillas de color gris oscuro de mediana y alta plasticidad normalmente consolidadas a ligeramente preconsolidadas, con eventual presencia de restos de conchillas e intercalación errática de arenas limosas sueltas. El estrato es de espesor variable con tendencia a incrementar el mismo en el sentido del río. Debido a la proximidad al río, el mismo se encuentra saturado (Sfriso, 2016).

Figura 1 Ubicación de los proyectos (Fuente: Google Maps)

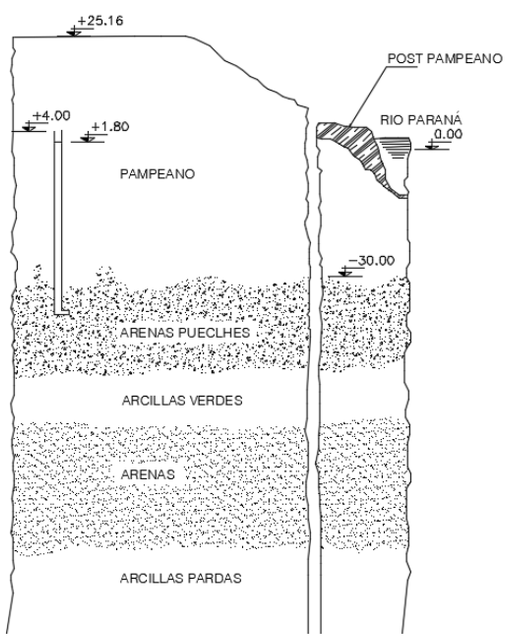


Figura 2 Perfil de suelos típico de la zona de implantación de pilotes (adaptación de Bolognesi, 1975).

El estrato correspondiente a la formación "Pampeano" consiste en un loess modificado, fuertemente preconsolidado por desecación y cementado por carbonatos (Sfriso, 2016). El tercer estrato analizado, conformado por arenas Puelches, está compuesto por arenas finas a medias densas a muy densas, de alta competencia mecánica.

Debido a que los pilotes atraviesan completamente los estratos Postpampeano y Pampeano, y poseen cota de fundación en el estrato de arenas Puelches, se considera que el suelo de fuste es predominantemente arcilloso, y el suelo de punta es arena. En la Tabla 1 se puede apreciar un resumen de las principales características de la base de datos desarrollada para la calibración de los factores resistentes (ϕ).

Tabla 1: Características de los pilotes que componen la base de datos

Nombre	Fuente[1]	Longitud [m]	Suelo fuste	Suelo punta	R. fuste [kN][2]	R. punta [kN][2]
417	PO	28	Arcilla limosa (CL)	Arena (SM)	6440	164
335	PO	29	Arcilla limosa (CL)	Arena (SM)	5530	824
386	PO	29	Arcilla limosa (CL)	Arena (SM)	7020	0
130	PO	29	Arcilla limosa (CL)	Arena (SM)	5980	1472
107	PO	29	Arcilla limosa (CL)	Arena (SM)	7830	540
78	PO	30	Arcilla limosa (CL)	Arena (SM)	5170	697
195	PO	27	Arcilla limosa (CL)	Arena (SM)	7360	284
194	PO	26	Arcilla limosa (CL)	Arena (SM)	4400	2364
196	PO	30	Arcilla limosa (CL)	Arena (SM)	6440	186
281	PO	28	Arcilla limosa (CL)	Arena (SM)	9860	1216
277	PO	28	Arcilla limosa (CL)	Arena (SM)	5670	873
251	PO	22	Arcilla limosa (CL)	Arena (SM)	5540	451
10	CA	27	Arcilla plástica (CH)	Arena (SM)	857	1109
19	CA	27	Arcilla plástica (CH)	Arena (SM)	800	1162
21	CA	27	Arcilla plástica (CH)	Arena (SM)	1020	468
P6	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Limo arenoso (ML)	2100	373
P7	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Limo arenoso (ML)	2660	402
1	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Limo arenoso (ML)	1350	20
11	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Limo arenoso (ML)	1450	88
10	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Limo arenoso (ML)	3170	628
5	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Limo arenoso (ML)	1710	88
3	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Limo arenoso (ML)	4050	402
9	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Limo arenoso (ML)	1610	108
8	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Limo arenoso (ML)	1240	78
4	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Limo arenoso (ML)	3100	373
C9-P1	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Arcilla (CL)	1440	284
C6-P1	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Arcilla (CL)	1410	78
C22-P1	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Arcilla (CL)	740	1059
C21-P3	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Arcilla (CL)	3700	441
C45-P1	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Arcilla (CL)	550	976
C43-P2	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Arcilla (CL)	2505	2310
P1-C12	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Arcilla (CL)	3460	746
P1-C36	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Arcilla (CL)	3730	441
P1-C19	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Arcilla (CL)	2920	755
P2-C2	PO	35	Arcilla limosa (CL-ML)	Arcilla (CL)	3970	39

[1] PO: Pabellón olímpico. CA: Chimenea en altura

[2] Valores de capacidad de carga de resultados del ensayo dinámico CAPWAP en BOR (*Beggining of Redrive)*

La variable de entrada en todo proceso de calibración de factores resistentes (ϕ), resultan los “bias” o “sesgos” de las resistencias denominados mediante la letra griega λ. Los bias se obtienen como la relación entre la resistencia medida y la resistencia estimada sobre un pilote, tal como se aprecia en la Ec. 4:

$$\lambda_R = \frac{R_m}{R_n} \qquad (4)$$

La resistencia estática de referencia (R_m), se obtiene a partir de los resultados de ensayo de carga estáticos, y representa el valor de referencia de la capacidad de carga del pilote. Por otro lado, la resistencia estimada (R_n), es el valor de la resistencia obtenida por el método de predicción de resistencia para el cual se está calibrando el factor de reducción de resistencia (ϕ).

El bias (λ_R) sirve para medir la tendencia del método de predicción de resistencia para sub-estimar o sobre-estimar el valor de la capacidad de carga del pilote, comparando tal resistencia con la obtenida mediante el ensayo de carga estático (Abu-Hejleh *et al.*, 2011). Existe un valor de bias por cada uno de los pilotes que componen una base de datos. De esta manera, mientras más preciso sea el método de predicción de resistencia, el valor del bias (λ_R) será más próximo a 1.0, ya que el valor de la resistencia estimada por el método de predicción evaluado, será muy próximo al valor de la resistencia estática de referencia. En cambio, si el bias es superior a 1.0, indica que $R_n < R_m$, lo cual significa que el método de predicción está sub-estimando la resistencia del pilote.

Una vez calculados los valores de los bias de la resistencia (λ_R), la siguiente etapa consiste en la caracterización probabilística de los mismos. De este modo, los valores que continúan en el proceso de calibración de factores de resistencia, no son los valores propios de las resistencias, sino que los mismos son representados mediante los valores de los bias λ_R. De esta manera, se representa el comportamiento de la variable aleatoria "bias λ_R", mediante diagramas de dispersión para poder visualizar la precisión del método de predicción de resistencias. También se elaboran histogramas, con el fin de conocer la forma en la que se ordenan los datos e inferir la distribución de probabilidad que mejor los representa probabilísticamente. Una vez determinada la distribución de probabilidad que mejor se adapta al comportamiento manifestado por el conjunto de datos, se realiza una prueba de bondad de ajuste, a modo de verificar que la distribución de probabilidad propuesta resulta representativa de su comportamiento.

En el proceso de caracterización probabilística dos valores son de principal interés: el valor de la media de los bias de las resistencias ($\mu_{\lambda R}$) y el coeficiente de variación de los bias de la resistencia ($COV_{\lambda R}$). Tales valores, son los parámetros estadísticos principales para representar el comportamiento de la resistencia estimada por el método de predicción para el cual se calibrarán los factores de resistencia.

3.2. Base de datos auxiliar.

Con el objetivo de realizar un análisis comparativo entre bases de datos y tener valores de referencia, se ha llevado a cabo el análisis, procesamiento y filtrado de dos bases de datos adicionales, las cuales por su nivel de información disponible, se tomaron como referencia para el proceso de calibración realizado en el presente estudio. De esta manera, con la información obtenida de las mismas, se creó una base de datos auxiliar.

La primer base de datos, consiste en información sobre pilotes hincados a partir de la cual se realizaron las calibraciones de los factores resistentes recomendados en el reporte NCHRP 24-17 (Paikowsky *et al*, 2004), la misma fue facilitada por los propios autores del reporte con fines de investigación. Consiste en 5 grupos de bases de datos provenientes de distintas fuentes de ensayos, tanto ensayos de carga estáticos como ensayos dinámicos, y que reúne la información de 77 obras de infraestructura diferentes, con un total aproximado de 890 pilotes ensayados.

La segunda base de datos consiste en información sobre fundaciones profundas y se denomina *"Deep Foundation Load Test Database"* (Shesh K. et al., 2013). Fue realizada por la Administración Federal de Carreteras de USA *(FHWA)* y contiene información de más de 1500 fundaciones profundas, de más de 850 proyectos de infraestructura. La misma contiene no solo ensayos de carga, sino también resultados de ensayos in situ (SPT y CPT), resultados de ensayos de laboratorio, características de los pilotes, etc.

Ambas bases de datos descriptas han sido filtradas, a fin de obtener información útil para el presente estudio. De esta manera, se seleccionaron aquellos pilotes hincados con fuste en suelo arcilloso y punta en arena, de una longitud entre 6 a 40 m, de sección cuadrada y con una relación areal (área de fuste/área de punta) entre 100 a 350. Con la información obtenida, se desarrolló una base de datos auxiliar a la principal, a partir de la cual se obtuvieron variables de referencia que sirvieron para realizar las calibraciones. La principal variable de interés obtenida de la base de datos auxiliar, es la relación entre la resistencia obtenida mediante ensayo de carga estático vs la resistencia obtenida mediante ensayos dinámicos tipo CAPWAP.

4 MÉTODOS DE PREDICCIÓN DE RESISTENCIA ELEGIDOS.

Se analizaron todas las alternativas utilizadas en el medio local para la determinación de la capacidad de carga última de pilotes hincados, y se seleccionaron aquellos métodos que resultan más representativos y que poseen mayor uso y difusión en la práctica local. De esta manera, se determinaron las resistencias últimas utilizando: (1) métodos de análisis estático basados en propiedades del suelo, (2) fórmulas dinámicas basadas en el proceso de hincado, (3) métodos de análisis in situ o empíricos, (4) ensayos dinámicos, y (5) ensayos de carga estáticos.

Los métodos de análisis estático están basados principalmente en la determinación de la capacidad de carga última de los pilotes, mediante relaciones entre propiedades del suelo (cohesión no drenada S_u, relación de sobreconsolidación OCR, etc) y factores de proporcionalidad propios de cada método. Los métodos estáticos elegidos para la determinación de la resistencia de fuste, asumiendo que se trata de suelo principalmente arcilloso, son: α de Tomlinson, α de API, β de Burland y λ de Vijayvergiya y Focht. Para la determinación de la resistencia de punta, asumiendo que la misma se encuentra sobre un estrato de arena densa, se eligieron los métodos de Brinch Hansen y Janbu. La fórmula dinámica elegida en el presente estudio resulta la fórmula holandesa, que tiene en cuenta la medición del rechazo del pilote en el momento de la hinca, y considera además la energía empleada para realizar la instalación del pilote. Los métodos de análisis in-situ seleccionados, de acuerdo al tipo de suelo, corresponden al SPT de Schmertmann y SPT de Shioi y Fukui, ya que los mismos brindan correlaciones para suelos tanto arcillosos como arenosos, como es el caso del presente estudio.

Los ensayos dinámicos elegidos, son aquellos que realizan mediciones utilizando un equipamiento tipo *Pile Driving Analyzer* (PDA) y que estiman la resistencia utilizando la técnica de correlación de señales, en este caso mediante la técnica *CAPWAP* (*Case Pile Wave Analysis Program).*

A pesar de no poseer información sobre ensayos de carga estáticos, se calibran factores de resistencia en función de la variabilidad del sitio en donde se desarrolle el ensayo. Se analizan diferentes valores de variabilidad (baja, media y alta), la misma se cuantifica a través del valor del coeficiente de variación (COV). De esta manera, para variabilidad baja, el COV es de 0,15, para variabilidad media, de 0,25 y para variabilidad alta, de 0,35. Dichos valores han sido tomados de los estudios realizados por Kulhawy *et al.* (1996).

5 CALIBRACIÓN DE FACTORES DE RESISTENCIA MEDIANTE TEORÍA DE CONFIABILIDAD.

La calibración de los factores resistentes se realizó mediante la teoría de confiabilidad, la cual considera los conceptos de incertidumbre y riesgo en el diseño en términos matemáticos a través de los cuales, tanto el término de cargas Q_i como de resistencia R_n (Ec. 1), son considerados como variables aleatorias. El riesgo en el diseño se cuantifica por medio de una probabilidad de falla (P_f), la cual es obtenida generalmente a partir de una función de falla, en donde intervienen dichas variables aleatorias. De esta manera, se busca mediante esta metodología, que la probabilidad de falla del componente diseñado no exceda un nivel limite aceptable (Phoon *et al.,* 1996). Se han calibrado los factores resistentes mediante tres métodos de calibración diferentes: FOSM, FORM y simulación de Montecarlo, para diferentes niveles de confiabilidad asociados.

5.1. Selección del nivel de confiabilidad β.

El nivel de confiabilidad (β) está directamente relacionado a la probabilidad de falla que poseerá el diseño. Estos niveles, dependen principalmente de las consecuencias de la falla, importancia o nivel de servicio de la obra a diseñar, vida útil de la estructura y otros factores políticos, sociales y económicos (Kuo et al., 2003). Para la selección de los niveles de confiabilidad β para los cuales se calibraron los factores resistentes, se realizó un análisis de antecedentes y un estudio de los valores utilizados por códigos de diseño existentes basados en *LRFD*. De esta manera, se tiene por ejemplo que los valores de referencia para el nivel de confiabilidad utilizados por AAHSTO para el diseño de grupos de pilotes hincados resulta de β=2,33. El reglamento recomienda que para el diseño de pilotes individuales los factores recomendados (calibrados para un valor de β=2,33) sean reducidos en un 20%, lo que tiene asociado una confiabilidad de β=3,00. Para el caso de calibración de factores, bajo el estado de carga que considera la acción sísmica, Foye y Salgado (2004) utilizan un valor de confiabilidad de β=1,75.

Con el objetivo de realizar diseños compatibles con los diseños realizados mediante el método por tensiones admisibles (ASD), se investigaron los valores de confiabilidad β poseen los diseños geotécnicos, particularmente de pilotes hincados, diseñados por medio del método de tensiones admisibles, y que han tenido un buen desempeño a lo largo de su vida útil, tanto en estado límite de servicio (ELS), como en estado limite último (ELU). Barker *et al.* (1991) han provisto los siguientes índices de confiabilidad (β) para pilotes hincados:

- Meyerhof (1970), demostró que la probabilidad de falla de fundaciones puede estar entre 10^{-3} y 10^{-4}, lo cual corresponde con valores de β entre 3,00 a 3,60.
- Los valores de confiabilidad para pilotes hincados están en el orden de 1,50 a 2,80. Por lo cual, valores de β entre 2,50 y 3,00 pueden ser apropiados.
- Para grupos de pilotes, la falla de un pilote no implica necesariamente la falla del grupo. Debido a esta redundancia y capacidad de redistribuir cargas, se considera que la confiabilidad objetivo puede reducirse de 2,50 a 3,00 a valores entre 2,00 a 2,50 respectivamente.

En resumen y en función de las consideraciones mencionadas anteriormente, se utilizan en el presente estudio los valores de confiabilidad (β) asociados a los distintos niveles de probabilidad de falla que se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2 Relación entre índice de confiabilidad y probabilidad de falla

índice de confiabilidad β	Probabilidad de falla Pf = Φ(-β)
1,75	0,04006
2,33	0,00990
3,00	0,00135
3,50	0,00023

Φ(·)= distribución normal estándar

5.2. Caracterización de los factores de carga.

Actualmente, los reglamentos vigentes de diseño de estructuras civiles en Argentina basan el diseño mediante el método *LRFD*. Utilizando factores de minoración de resistencia para los componentes estructurales y factores de mayoración de cargas para las diferentes cargas actuantes. Con el objetivo de compatibilizar el diseño de fundaciones, con el diseño estructural actual, se utiliza para la actual calibración de factores de resistencia, los valores de los factores de mayoración de cargas utilizados en el diseño estructural.

Debido a que el diseño de fundaciones en Estado Límite Último, está condicionado principalmente por las cargas permanentes "D" y las sobrecargas "L", se utilizan dichos factores y estados de carga en el proceso de calibración actual. Los valores de los factores de carga γ_i, se aprecian en la Tabla 3, junto con los valores de media de los bias (λ) y coeficiente de variación de cada uno. Estos últimos valores, se encuentran desarrollados en la publicación realizada por la ASCE denominada *"Probability based load criteria: Assessment of current design practice"* (Galambos T, Ellinwood B, 1982).

Tabla 3 Valores probabilísticos de los factores de carga.

Tipo de carga		Factor de carga γ	Bias λ	Coeficiente de variación COV
Permanente	D	1,20	1,05	0,10
Sobrecarga	L	1,60	1,10	0,25

5.3. Métodos de calibración empleados.

Cuando se tiene disponibilidad de datos estadísticos las calibraciones pueden llevarse a cabo mediante teoría de confiabilidad (Murad et al, 2009). Los factores resistentes elegidos para un estado límite en particular deben tener en cuenta, según Withiam *et al.* (1998):

- Variabilidad de las propiedades del suelo y roca,
- Incertidumbre de las ecuaciones utilizadas para predecir la resistencia,
- Calidad de la mano de obra empleada,
- Extensión de las exploraciones in situ (puntual vs extensiva),
- Consecuencias de la falla.

Para tener en cuenta las incertidumbres inherentes de las resistencias y las cargas de una manera consistente, se emplearon tres métodos de calibración de factores basados en teoría de confiabilidad, los cuales se explican de manera resumida a continuación.

El primer método, *First Order Second Moment (FOSM),* linealiza la función de estado limite en una serie de expansiones de Taylor sobre el valor medio de la variable. La obtención de los factores de reducción de resistencia se realiza mediante la aplicación de una fórmula cerrada, que involucra tanto el valor de las variables probabilísticas (media y coeficiente de variación) de los términos de las cargas como de las resistencias y el nivel de confiabilidad requerido.

El método *FORM (First Orden Reliability Method)*, requiere el conocimiento de las distribuciones de probabilidad de las variables involucradas en el proceso de calibración y el valor de las medias y varianzas de las variables involucradas (cargas y resistencias) (Murad et al, 2009). Se basa en la elección de un punto de control, denominado "punto de diseño", que resulta un punto particular en la superficie de estado limite $g(x)$, en el que $g(x)=0$. Sabiendo la confiabilidad objetivo (β) para la cual se está efectuando la calibración, se establece la separación entre dicho punto de diseño y el punto en donde se encuentra la media de la resistencia. El método determina la confiabilidad (β) geométricamente como la distancia más corta entre los valores medios de las variables hasta el punto más cercano al criterio de falla establecido (Hasofer *et al*., 1974).

En la simulación de Montecarlo, para calibrar los factores de reducción de resistencia, lo que se propone es evaluar la función de falla $g(x)$ un gran número de veces, asociado a la probabilidad de falla a alcanzar. La función se evalúa para distintos valores entre 0 y 1 normalmente distribuidos y generados aleatoriamente. De esta manera, mediante un generador de números aleatorios, se extrapolan valores de la distribución acumulada para cada variable aleatoria (Murad et al, 2009). La probabilidad de falla asociada a los factores resistentes propuestos se determina como el número de veces que la función de falla $g=R_n-Q_i$ es menor a cero $g(x)<0$, respecto del total de simulaciones realizadas.

Las distribuciones de probabilidad de los bias de las resistencias λ_R, son del tipo lognormal. Para realizar una verificación sobre la calidad de ajuste de dicha distribución a la muestra de datos, se realizó una prueba de bondad de ajuste de Anderson-Darling, obteniendo que, en todos los casos, la distribución que más se ajusta a los datos de calibración resulta la lognormal. Los valores de los factores resistentes obtenidos mediante los tres métodos de calibración, y para diferentes niveles de confiabilidad asociados, se pueden apreciar en la Tabla 4.

Tabla 4 Factores de reducción de resistencia ϕ calibrados.

Método de predicción	Resistencia estimada	N. de datos	λ_R	COV_R	β= 1,75			β= 2,33			β= 3,00			β= 3,50		
					ϕ^A	ϕ^B	ϕ^C	ϕ^A	ϕ^B	ϕ^C	ϕ^A	ϕ^B	ϕ^C	ϕ^A	ϕ^B	ϕ^C
α- Tomlinson	Fuste	24	1,30	0,54	0,54	0,58	0,60	0,39	0,43	0,44	0,27	0,30	0,31	0,20	0,23	0,24
α- API	Fuste	22	1,11	0,50	0,50	0,54	0,48	0,36	0,39	0,35	0,25	0,26	0,24	0,19	0,22	0,18
β- Burland	Fuste	24	1,56	0,56	0,63	0,66	0,60	0,45	0,49	0,43	0,30	0,30	0,28	0,23	0,26	0,21
λ- Vijayvergiya y Focht	Fuste	23	1,47	0,52	0,63	0,68	0,61	0,46	0,50	0,44	0,31	0,32	0,30	0,24	0,27	0,23
Brinch-Hansen	Punta	19	1,16	0,60	0,44	0,46	0,42	0,31	0,33	0,29	0,20	0,20	0,19	0,15	0,16	0,14
Janbu	Punta	19	1,68	0,67	0,56	0,59	0,53	0,38	0,41	0,36	0,25	0,25	0,23	0,18	0,19	0,16
Hiley formula	Total	10	0,48	0,60	0,18	0,19	0,17	0,13	0,14	0,12	0,09	0,09	0,08	0,06	0,07	0,05
SPT-Schmertmann	Total	34	1,46	0,48	0,68	0,70	0,65	0,50	0,55	0,48	0,35	0,37	0,33	0,27	0,31	0,26
SPT- Shioi y Fukui	Total	15	0,88	0,41	0,46	0,50	0,45	0,35	0,39	0,34	0,25	0,27	0,25	0,20	0,24	0,20
CAPWAP (EOD)	Total	37	1,86	0,57	0,74	0,77	0,71	0,53	0,58	0,50	0,35	0,36	0,34	0,26	0,29	0,25
CAPWAP (BOR)	Total	22	1,13	0,27	0,73	0,82	0,75	0,59	0,70	0,62	0,46	0,54	0,49	0,38	0,48	0,41
SLT- Variabilidad baja	Total	-	1,00	0,15	0,75	0,89	0,80	0,63	0,80	0,69	0,51	0,68	0,58	0,44	0,63	0,52
SLT- Variabilidad media	Total	-	1,00	0,25	0,67	0,76	0,68	0,54	0,66	0,56	0,42	0,51	0,45	0,35	0,46	0,38
SLT- Variabilidad alta	Total	-	1,00	0,35	0,57	0,64	0,57	0,45	0,51	0,45	0,34	0,37	0,33	0,27	0,34	0,27

ϕ^A Factor de resistencia basado en FOSM
ϕ^B Factor de resistencia basado en MCS
ϕ^C Factor de resistencia basado en FORM

5.4. Adaptación de la base de datos.

La base de datos con la que se calibraron los factores resistentes (ϕ) está compuesta por resultados de ensayos dinámicos tipo *CAPWAP-BOR (Beggining Of Redrive)*. Los ensayos de carga estáticos (SLT), de los cuales se obtiene la resistencia de referencia en las calibraciones convencionales de factores resistentes, son muy escasos en el medio local, debido a su elevado costo y complejidad de ejecución. Debido a esta escasez de resultados de ensayos estáticos, no se logró recolectar una cantidad suficiente para llevar a cabo las calibraciones de factores. De esta manera, la resistencia de referencia o "resistencia medida" utilizada en las calibraciones, es la resistencia de ensayos dinámico tipo CAPWAP-BOR.

Para considerar el margen de error en la determinación de factores resistentes (ϕ) a partir de resultados de ensayos dinámicos, respecto a los que se obtendrían si se calibraran mediante ensayos estáticos, se modifican los valores de las variables de entrada de las calibraciones: media λ_i y coeficiente de variación COV_i de los bias (λ_R). Para considerar la diferencia entre CAPWAP y SLT, con base probabilística firme, se realizan las siguientes operaciones, propuestas por Grubb *et al*., (2007):

$$\lambda_R = \lambda_i \; x \; \lambda_{SLT/CW} \qquad (5)$$

$$COV_R = \sqrt{COV_i + COV_{SLT/CW}} \qquad (6)$$

Donde:

λ_R Media de los bias modificada.
λ_i Media de los bias basada en CAPWAP.

$\lambda_{SLT/CW}$ Media de los bias entre SLT y CAPWAP.
COV_R Coef. de variación modificado.
COV_i Coef. de variación basado en CAPWAP.
$COV_{SLT/CW}$ Coef. de variación entre SLT y CAPWAP.

Las calibraciones se llevaron a cabo con los valores de λ_R y COV_R. Los valores de $\lambda_{SLT/CW}$ y $COV_{SLT/CW}$ se obtuvieron de la base de datos auxiliar, que fue filtrada para pilotes hincados en arcillas. En las bases de datos auxiliares, se obtuvieron las relaciones entre resistencias medidas mediante ensayos de carga estáticos y mediante CAPWAP. Los valores obtenidos, son similares a los desarrollados en el informe *"Correlation of CAPWAP with static load test"* de Likins & Rausche, (2004).

6 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.

Se obtuvieron diferentes valores de factores resistentes para los métodos de predicción evaluados. Analizando los valores de las variables de entrada de las calibraciones $\mu_{\lambda R}$ y $COV_{\lambda R}$ (Tabla 4), se aprecia que en la mayoría de los casos, los valores de la media de los bias resultan superiores a 1.00, lo que implica que los métodos están subestimando la resistencia de los pilotes. También puede apreciarse como a medida que se incrementa el valor de los bias (λ_R), los factores resistentes resultan mayores, lo que implica que los métodos que tienden a subestimar la resistencia, tienen asociado un factor resistente mayor y viceversa (Asghari Pari et al., 2019).El valor del coeficiente de variación $COV_{\lambda R}$ toma valores moderados (menores a 0.30) en métodos que poseen una mejor estimación de resistencia, y valores mayores para aquellos métodos que poseen muchas dispersiones en sus resultados.

Como se esperaba, a medida que se incrementa el nivel de confiabilidad exigido, se reduce el valor de los factores resistentes. Tal comportamiento se puede apreciar en la Figura 3, el cual muestra que los factores resistentes no guardan una relación lineal con el nivel de confiabilidad (β).

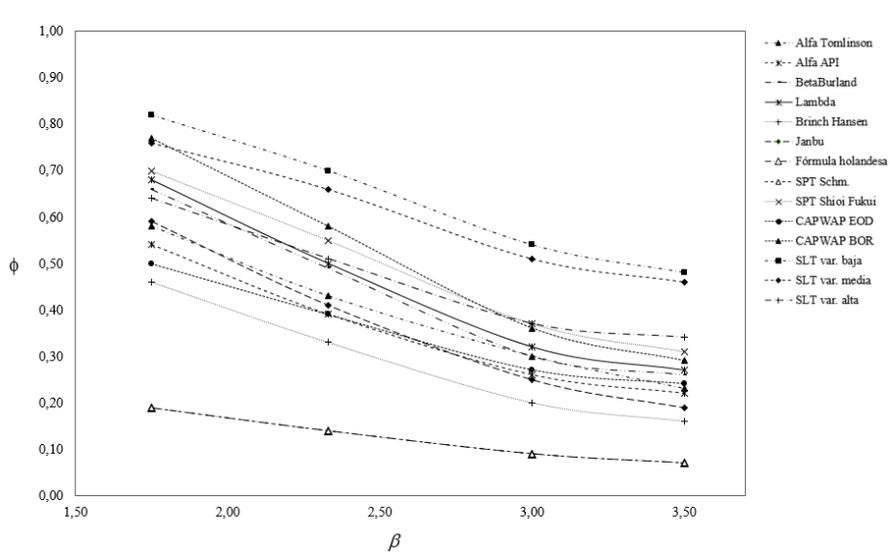


Figura 3 Factores resistentes vs niveles de confiabilidad.

En relación a los valores de los factores de reducción obtenidos se aprecia que los métodos de análisis estático basados en propiedades el suelo (α, β, λ, Brinch Hansen y Janbu) los resultados obtenidos demuestran que la performance de los métodos estáticos, se encuentra fuertemente influenciada por la forma de obtención de las propiedades del suelo, las condiciones de ensayo y el marco teórico en el cual se basa el método (Asghari Pari et al., 2019). De esta manera, a medida que se obtienen mejores correlaciones de las propiedades del suelo, más precisos se tornan estos métodos. El factor de reducción obtenido para la fórmula holandesa resulta muy bajo, quedando de manifiesto que dicha fórmula posee un bajo nivel de precisión en la estimación de la resistencia, debido al elevado grado de dispersión de sus resultados.

En lo que respecta a la comparación de factores resistentes (ϕ) obtenidos mediante los diferentes métodos de calibración, se aprecia que los mismos poseen poca diferencia entre sí, siendo la mayor diferencia del orden del 16%, dada entre los métodos FOSM y simulación de Montecarlo. El método de calibración que brinda los mayores factores resistentes y por lo tanto resulta el menos conservador, resulta el método por simulación de Montecarlo.

Los métodos de análisis basados en correlaciones con ensayos in situ desarrollados, SPT Schmertmann y SPT-Shioi y Fukui, mostraron factores resistentes superiores en comparación con los métodos estáticos, esto se debe principalmente a que se reducen las dispersiones, obteniendo un valor de $COV_{\lambda R}$ menor. Respecto a los ensayos in-situ, por un lado se evaluaron ensayos dinámicos tipo CAPWAP, y por otro ensayos estáticos (SLT). A partir de los factores obtenidos, resulta evidente que el ensayo dinámico CAPWAP produce buenas predicciones cuando se toman los resultados de ensayos en BOR (resultados en el largo plazo), ya que disminuyen las dispersiones del método. Puede apreciarse que los factores resistentes para CAPWAP, resultan superiores a aquellos correspondientes a métodos estáticos o ensayos in-situ.

Finalmente, los factores obtenidos para ensayos de carga estáticos, varían de acuerdo al coeficiente de variación evaluado: la variabilidad “baja”, “media” y “alta” se asocia con valores de $COV_{\lambda R}$ de 0.15, 0.25 y 0.35 respectivamente. De esta manera, los factores resistentes tienen una variación máxima entre los extremos “alta” vs “baja” del orden de 28%.

A partir del análisis realizado, se pone en evidencia un hecho particular que caracteriza a las calibraciones por teoría de confiabilidad: a medida que el valor del bias (λ_R) resulta mayor, mayor es el valor del factor de resistencia obtenido, sin que ello implique que el método sea más preciso. Diversos investigadores han manifestado dicha situación particular, por lo que se intentó buscar otro parámetro para evaluar la precisión y eficiencia de los métodos de predicción. De esta manera, McVay *et al.*, (2000) proponen la evaluación de los métodos de predicción mediante el “factor de eficiencia”, el cual resulta de la relación entre el factor de resistencia calibrado y el valor del bias del método de predicción, tal como se aprecia en la Ec. 7:

$$\phi/\lambda_R \qquad (7)$$

De esta manera, al dividir al valor del factor de resistencia por el valor del bias, se independiza del análisis la interdependencia entre ambos. Teóricamente se puede interpretar al factor de eficiencia, como el porcentaje de la resistencia de referencia que puede ser utilizado en el diseño por cada uno de los métodos de predicción asociado a un nivel de confiabilidad (β) establecido (McVay *et al.*, 2000).

Debido a que el factor de eficiencia representa la porción de la resistencia medida que el método es capaz de representar, el mismo es utilizado como un indicador económico. De esta manera, es posible comparar los diversos métodos de diseño, ya que, a mayor factor de eficiencia obtenido, mayor será el porcentaje de resistencia factorizada, dando lugar a pilotes menos profundos, de menor sección o una menor cantidad de éstos (Abu-Hejleh *et al.*, 2011). En la Tabla 5, se aprecian los factores de eficiencia obtenidos en el presente trabajo.

Tabla 5 Factores de eficiencia.

Método de predicción	β= 1,75	β= 2,33	β= 3,00	β= 3,50
	ϕ/λ_R	ϕ/λ_R	ϕ/λ_R	ϕ/λ_R
α- Tomlinson	0,45	0,33	0,23	0,18
α- API	0,49	0,35	0,23	0,20
β- Burland	0,42	0,31	0,19	0,17
λ- Vijayvergiya y Focht	0,46	0,34	0,22	0,18
Brinch-Hansen	0,40	0,28	0,17	0,14
Janbu	0,35	0,24	0,15	0,11
Hiley formula	0,40	0,29	0,19	0,15
SPT-Schmertmann	0,48	0,38	0,25	0,21
SPT- Shioi y Fukui	0,57	0,44	0,31	0,27
CAPWAP (EOD)	0,41	0,31	0,19	0,16
CAPWAP (BOR)	0,73	0,62	0,48	0,42
SLT- Variabilidad baja	0,89	0,80	0,68	0,63
SLT- Variabilidad media	0,76	0,66	0,51	0,46
SLT- Variabilidad alta	0,64	0,51	0,37	0,34

Analizando los factores de eficiencia obtenidos, se aprecia que los métodos de predicción de resistencia más eficientes (en orden de mejor a peor predicción) son: el ensayo de carga estático, seguido por el ensayo dinámico CAPWAP-BOR, a continuación, se tienen los métodos de predicción de resistencia mediante correlaciones por SPT, y finalmente los métodos estáticos. Los métodos que poseen los peores valores de ϕ/λ_R son los métodos de determinación de capacidad de punta de Janbu y Brinch-Hansen, y la fórmula holandesa.

7 CONCLUSIONES.

En el presente trabajo, se creó una base de datos de pilotes hincados en suelo arcilloso, con el fin de obtener los factores resistentes para diversos valores de confiabilidad y mediante diversas técnicas de calibración. El objetivo de dicha calibración fue el cálculo de factores de reducción de resistencia (ϕ) que

reflejen el nivel tecnológico e ingenieril del medio local. También se utilizó una base de datos auxiliar, con el fin de generar un soporte para las calibraciones realizadas. La resistencia de referencia utilizada en el presente estudio para la calibración de factores resistentes es la correspondiente a los resultados de ensayos tipo CAPWAP-BOR. En vista de los resultados obtenidos, resulta viable la calibración de factores resistentes tomando como resistencia de referencia a aquella obtenida de ensayos de carga dinámicos. Mediante el proceso de calibración llevado a cabo, se logró obtener una compatibilidad con el diseño estructural existente, ya que se utilizaron tanto los parámetros estadísticos de las cargas actuantes como los factores de mayoración aplicados en la práctica actual del diseño estructural, basada en *LRFD*. De esta manera, se logra un diseño más uniforme, ya que la probabilidad de falla entre los componentes diseñados es similar.

Del proceso de calibración realizado, se desprende que los métodos de calibración de factores de resistencia comienzan a converger en resultados estables, para bases de datos compuestas por un mínimo de 20 datos, ya que para conjuntos menores no se obtienen resultados razonables.

A partir de los resultados alcanzados, se concluye que los métodos que mejor predicen la resistencia de pilotes hincados resultan los ensayos in-situ, en primer lugar, ensayos estáticos y en segundo lugar, ensayos dinámicos. Los métodos basados en correlaciones con ensayos in situ como el SPT producen resultados aceptables. En relación a los métodos estáticos, se han obtenido en general valores bajos de factores resistentes, y la condición empeora para la fórmula dinámica, por lo que se recomienda que dichos métodos de predicción de resistencia sean utilizados en etapas de pre-diseño y no en etapas de proyecto definitivo.

Resulta aconsejable evaluar la precisión y eficiencia de los métodos de predicción de resistencia, mediante el análisis de los valores del coeficiente de variación COV_R y el factor de eficiencia ϕ/λ_R, en vez de utilizar los valores de factores resistentes, ya que estos últimos están sujetos a errores de interpretación, por ejemplo: el hecho de que los bias sean superiores sugieren un factor resistente superior, aunque no implica necesariamente que el método sea más eficiente.

Finalmente, y con el fin de promover la calibración de factores de resistencia (ϕ) en todo el territorio nacional para diferentes tipos de fundaciones y suelos, se propone pensar en la forma de articular una manera en la cual se puedan recopilar grandes cantidades de información concernientes a fundaciones, a fin de centralizar la misma en una base de datos abierta y compartida que permita futuras calibraciones que formen parte del futuro código de diseño de fundaciones en Argentina.

8 REFERENCIAS.

1. AASHTO (2007) "*Bridge Design Specifications*." 6th edn. American Association of State Highway and Transportation Oficials, Washington, DC.

2. Abu-Farsakh, Murad Y., Yoon, S., & Tsai, C. (2009). *Calibration of Resistance Factors Needed in the LRFD Design of Driven Piles*. FHWA 449.

3. Abu-Hejleh, N. et al. (2011) Implementation of LRFD Geotechnical Design for Bridge Foundations.

4. Allen, T. M. (2005) *Development of Geotechnical Resistance Factors and Downdrag Load Factors for LRFD Foundation Strength Limit State Design*, Washington State Department of Transportation. Washington, DC.

5. Allen, T. M., Nowak, A. S., & Bathurst, R. J. (2005). *Calibration to Determine Load and Resistance Factors for Geotechnical and Structural Design*.

6. Asghari Pari, S. A., Habibagahi, G., Ghahramani, A., & Fakharian, K. (2019). "*Reliability-Based Calibration of Resistance Factors in LRFD Method for Driven Pile Foundations on Inshore Regions of Iran"*. International Journal of Civil Engineering,17(12), 1859–1870.

7. Australian Standard ® Piling — Design and installation. (1995).

8. Barker RM, Duncan JM, Rojiani KB, Ooi PS, Tan CK, Kim SG

9. (1991) "Manuals for the design of bridge foundations: shallow foundations, driven piles, retaining walls and abutments, drilled shafts, estimating tolerable movements, and load factor design specifcations and commentary" (No. 343)

10. Bolognesi, A. (1975). "*Compresibilidad de los suelos de la formación pampeano*." V Pan Am. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engng. Buenos Aires 1975. Vol 5: 255-302

11. CEN/T250, T. C. (n.d.). Eurocode 7- Geotechnical design.

12. Dasenbrock, D., Budge, A., & Paikowsky, S. G. (2009). *LRFD Implementation Effects on Geotechnical Investigation and Design*. International Foundation Congress and Equipment Expo, 450–457.

13. Foye, K., & Salgado, R. (2004). "*Diseño de Fundaciones Profundas por Estados Límites"*. FHWA/IN/JTRP-2004/21

14. Galambos T, Ellinwood B, MacGregor J, Cornell A. "Proabbility based load criteria: Assessment of current design practice". ASCE, May 1982.

15. Grubb, M. A., Corven, J. A., Wilson, K. E., Bouscher, J. W., & Volle, L. E. (2007). "*Load and Resistance Factor Design (LRFD) For Highway Bridge Superstructures-Design Manual."* 132068.

16. Hasofer, A. M., and Lind, N. C. *"An Exact and Invariant First-Order Reliability Format."* Journal of Engineering Mechanics, Vol. 100. No. EM1, 1974. pp. 111-121.

17. Kuo, C. L., Corp, G., Drive, F. L., Paikowsky, S. G., Stenerson, K., & Guy, R. (2003). *"Load and resistance factor design (LRFD) for deep foundations*" appendix D Prepared for NCHRP Transportation Research Board National Research Council Department of Civil and Environmental Engineering University of M.

18. Kulhawy FH, Trautmann CH (1996) *"Estimation of in situ test uncertainty".* In: Uncertainty in the geologic environment: from theory to practice. ASCE, pp 269–286

19. Likins, G., & Rausche, F. (2004). *"Correlation of Capwap With Static Load Tests".* Seventh International Conferece on the Application of Stresswave Theory to Piles 2004, Goble 1980, 381–386.

20. McVay, M. C. et al. (2000) Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Driven Piles Using Dynamic Methods - A Florida Perspective, Geotechnical Testing Journal, 23(1), pp. 55–66.

21. Meyerhof, G. G. (1970), *"Safety Factors in Soil Mechanics".* Canadian Geotechnical Journal, Vol 7, pp, 349-355.

22. Murad Y. Abu-Farsakh, Sungmin Yoon, Report, T., & Page, S. (2009), and Louisiana Transportation Research *"Calibration of Resistance Factors Needed in the LRFD Design of Driven Piles"*.

23. Paikowsky 2004, *"Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations*." (2004).

24. Phoon, K. K., & Kulhawy, F. H. (1996). *"Practical reliability-based design approach for foundation engineering."* Transportation Research Record, 1546, 94–99.

25. Shesh Kalavar, Carl Ealy z. (2013)"*Foundation load test database",* FHWA.

26. Shioi Y, Fukui J (1982) *"Application of N-value to design of foundations in Japan."* In: 2nd European symposium on penetration testing, vol 1, pp 159–164

27. Sfriso, O. (2016). "Caracterización de la formación Postpampeano."

28. Stuckmeyer, M., Luna, R., Luna, S. &, & 35, P. E. (2013). "Evaluation of Pile Load Tests for Use in Missouri LRFD Guidelines."

29. Withiam, J. L., Voytko, E.P., Barker, R.M., Duncan, M.J., Kelly, B.C., Musser, S.C. and Elias, V., 1998. *"Load and Resistance Factor Design (LRFD) of Highway Bridge Substructures."* FHWA Publication No. HI-98-032, July 1998. Washington D.C.

30. Yu, X., Abu-farsakh, M., Hu, Y., Fortier, A. R., Hasan, R., Rouge, B., & Report, F. (2017). *Calibration of LRFD Geotechnical Axial (Tension and Compression) Resistance Factors (φ) for California.* State of California Department of Transportation.

Cimentación de Puente de Grandes Luces en un Ambiente Geotécnico de Alta Complejidad

M.E. Zeballos; J. Reche; P.A. Covassi.

marcelo.zeballos@unc.edu.ar; joaquin.reche@unc.edu.ar; pedro.covassi@unc.edu.ar
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales / Univ. Nacional de Córdoba

A. Balbis; J.P. Cerutti

balbis.agustin@gmail.com; juanpcerutti@gmail.com
AbyaTerra S.R.L.

RESUMEN: Uno de los proyectos de infraestructura con mayor nivel de desafío geotécnico recientemente construido en la Provincia de Córdoba (Argentina), es un puente en arco, como parte de la denominada Variante Costa Azul. El mismo tiene una extensión de 325 metros, con un arco central de 140 metros, ubicado sobre las aguas del Dique San Roque. La singularidad geológica geotécnica de esta obra, es su ubicación en el área de influencia de la faja de cizalla de la denominada Falla de la Sierra Chica o Punilla. Se trata de un sector geomecánicamente complejo, caracterizado por una importante heterogeneidad de materiales, afectados por procesos de fracturación y fragmentación de importancia, y con alta susceptibilidad a la meteorización al entrar en contacto con el medio ambiente. Sobre este marco se ha posicionado la obra, determinando un análisis de su cimentación singular a nivel de los distintos puntos de apoyo, así como en relación a la estabilidad global. El diseño integral de la obra conjuga un sistema de bases superficiales y anclajes activos de ladera, aplicado sobre un ambiente en el que se combinan fenómenos característicos de la mecánica de suelos y de la mecánica de rocas. La presente publicación resume las condiciones de implantación de la obra, los criterios de diseño planteados para la misma, y los aspectos vinculados especialmente con los componentes de estabilización utilizados.

Palabras clave: PUENTE EN ARCO – CIMENTACIÓN – FALLA DE LA SIERRA CHICA – ESTABILIZACIÓN

1 INTRODUCCIÓN

Entre los años 2017 y 2019, como parte de las obras viales para la mejora de la infraestructura de transporte en vías que comunican la ciudad de Córdoba con el Noroeste de la provincia, La Rioja y San Juan, se construyó un tramo de autovía en la zona de Costa Azul y la Comuna de Cassaffousth. Dentro de esta, se ha requerido la materialización de un puente de 325 metros de largo para sobrepasar las aguas del Dique San Roque. El mismo presenta, en su tramo central, una longitud de 140 metros constituido por un arco. Los sectores de acceso por el sur y el norte, se encuentran definidos a través de vanos, con una luz comprendida entre los 15 y 25 metros. La composición, en una vista general de esta estructura es la indicada en la Figura 1.

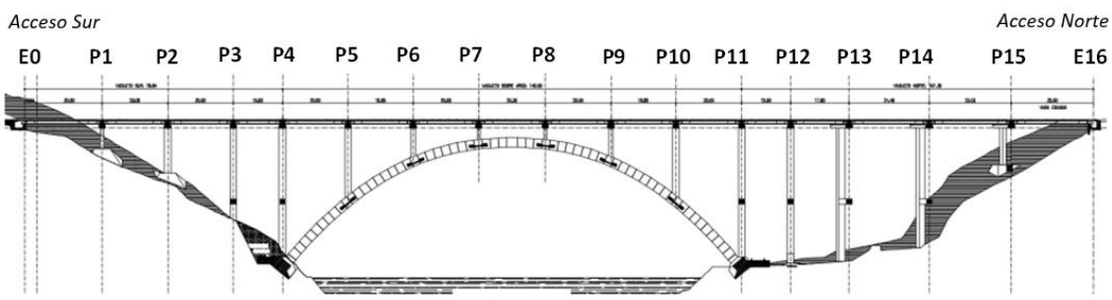


Figura 1. Representación esquemática general del puente.

Dada la singularidad del caso, se ha considerado de interés efectuar un resumen de los lineamientos generales del problema tratado y de las soluciones aplicadas para la materialización de los componentes de cimentación y de estabilización de las laderas. Como objetivos particulares del presente análisis se pretende: *a.* Referir los componentes geológicos generales del emplazamiento, identificando variables que resultan de incidencia en el comportamiento de los elementos de cimentación; *b.* Caracterización del macizo de emplazamiento, identificando la tipología de comportamiento general de cada sector, como medio continuo equivalente, o como medio de tipo discontinuo; *c.* Definición de parámetros de aplicación para la evaluación de condiciones generales de capacidad de carga y estabilidad local y global de taludes y *d.* Presentación de los componentes de cimentación aplicados, visibilizando la forma de trabajo pretendida para estos elementos.

En función de la singularidad del cimiento, el conjunto de soluciones aplicadas se encuentra complementado por el correspondiente protocolo de auscultación y seguimiento de comportamiento.

Los estudios efectuados han sido realizados siguiendo lineamientos de uso frecuente en el tratamiento de este tipo de problema geotécnico. La heterogeneidad del ambiente de emplazamiento se relaciona con la limitación en el alcance de las estimaciones de composición formuladas, y al mismo tiempo señalan la conveniencia de instrumentación geotécnica en el sector, a fin de permitir una valoración del comportamiento del macizo durante el propio proceso de construcción. Este tipo de acción, incluida dentro del “Método Observacional”, de aplicación en el tratamiento de problemas geotécnicos, permite la validación de hipótesis de comportamiento formuladas, o la revisión de las mismas, tomando las acciones correctivas específicas en los casos necesarios, con un adecuado uso de los recursos disponibles, evitando posibles situaciones de deterioro no pretendidas.

2 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DEL EMPLAZAMIENTO

2.1 *Marco Geológico*

En el contexto regional de las Sierras Pampeanas, el área de emplazamiento está incluida en el flanco occidental abrupto de la Sierra Chica de Córdoba. Esta unidad montañosa, constituye la entidad orográfica más oriental del conjunto de las Sierras Pampeanas.
En este sector de la Sierra Chica, la geología está representada por rocas que pertenecen al Complejo Metamórfico La Falda. Este conjunto litológico está datado en aproximadamente 530 Ma (Cámbrico inferior). El complejo está constituido en su mayor parte por paragneises con intercalaciones de ortogneis tonalítico, en porcentajes estimados 80-20% respectivamente. Los gneises están acompañados por escasos bancos de mármol, rocas calcosilicáticas y anfibolitas (Ref. [1]).
A nivel local, en la zona de implantación del puente, las litologías aflorantes se corresponden con las del Grupo San Roque. Las mismas presentan una distribución areal que se extiende desde el flanco oeste de la Sierra Chica hasta la faja de deformación Casa Bamba, ubicada en las inmediaciones de la localidad homónima. Hacia el este de dicha faja, afloran rocas del Grupo El Diquecito (Figura 2).
Petrológicamente, el Grupo San Roque está constituido por gneises esquistosos (Biotita ± Muscovita ± Silimanita), que alternan con gneis biotítico y anfibolitas con titanita. Todo el grupo, se encuentra profundamente inyectado por filones tonalíticos y venas de cuarzo-plagioclasa (Ref. [2]).
En general, la foliación metamórfica en la región tiene orientación N0°E/52°E, pudiendo ser muy variable localmente, desviándose tanto al noreste como al noroeste, y a veces buzando al oeste. Esta situación se presenta en cercanías de la zona de falla, debido a la marcada incidencia que tuvo la misma con el cizallamiento general del sector.

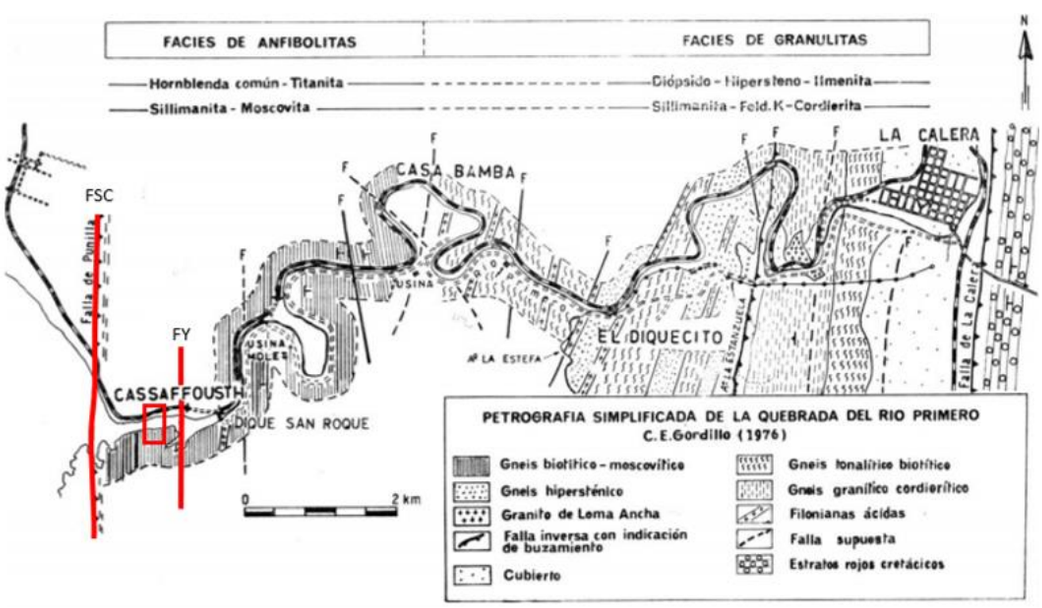


Figura 2. Mapa geológico y estructural del área de emplazamiento. Cuadro rojo indica sector de emplazamiento del puente, FSC = Falla Sierra Chica y FY = Falla Yocsina.

Desde el punto de vista geoestructural, son de suma importancia dos fallas geológicas de rumbo N-S, una de ellas de magnitud regional (Falla de Punilla o de la Sierra Chica) y otra local (Falla Yocsina). La

localización de estos elementos se aprecia en la Figura 2. En este marco, la obra encaja en los que pueden mencionarse como primeros bloques de cizalla en el lateral este de la falla principal.
La falla de la Sierra Chica o Punilla es el principal rasgo tectónico de la región. Se trata de una estructura regional de carácter inverso, con orientación general N-S y plano buzante al este (35°-60° E). Dicha falla presenta actividad neotectónica comprobada desde el Terciario hasta la actualidad.
La falla Yocsina constituye una bifurcación subparalela de la falla principal de la Sierra Chica. Dicha falla es de extensión local y presenta similares características geotectónicas que la estructura principal a la cual se encuentra asociada.
Las evaluaciones y zonificaciones efectuadas a partir de relevamientos *in situ*, sísmica de refracción y evaluación de los sondeos mecánicos en los emplazamientos de los ejes de pilas y estribos, evidencian una alta heterogeneidad del macizo rocoso en términos de calidad geomecánica. Mediante el análisis de perfiles sísmicos, se detectó un primer refractor de *bed rock* entre los 20 y 30 metros de profundidad, lo que también se constató en las perforaciones con recuperación continua de testigos.
Estas condiciones geomecánicas, son consistentes con la génesis petrológica e historia tectónica del complejo litológico implicado, que se desarrolló en un ambiente intensamente afectado por cizalla.

2.2 *Modelo Geomecánico de la Cimentación*

El conjunto de tareas efectuadas para la caracterización del sector, puede sintetizarse como sigue:

- Evaluación de antecedentes bibliográficos, generales y específicos de aplicación en la caracterización geológica regional y local del emplazamiento.
- Reconocimiento visual general y relevamiento geológico geomorfológico de superficie en la zona de emplazamiento.
- Reconocimientos no destructivos de superficie, a través de la realización de líneas de tomografía sísmica. Las mismas han sido realizados según alineamientos longitudinales y transversales.
- Sondeos mecánicos de caracterización del macizo. Los mismos han sido aplicados en correspondencia con la previsión original de los puntos de contacto de la estructura del puente con el terreno. Los sondeos han sido definidos con un concepto de profundidad de estudio que permita la formulación de trabajos de cimentación de tipo superficial o profunda.
- Reconocimientos locales de los materiales en los sitios de apoyo del puente. Considerando que la solución estructural del apoyo adoptada por el Proyectista de Obra es la correspondiente a un sistema de fundaciones superficiales con apoyo directo sobre el techo de roca, en oportunidad de la ejecución de las excavaciones correspondientes, y en forma previa a la realización de los trabajos de conformación de bases de asiento se ha efectuado un relevamiento de las superficies de contacto observadas. Los cuales implicaron: a. Relevamientos estructurales y mapeos, evaluaciones in situ junto al Ingeniero Jefe de Obra, caracterización de condiciones presentes en los emplazamientos de bases determinadas por el proyecto, seguimiento del proceso constructivo, informes y memorias técnicas a la ingeniería de obra, b. Zonificación geológico - geomecánica en todos los ejes de emplazamiento de los encajes de ladera sur y ladera norte. Plano de zonificación de afloramientos y evaluación integradora de condiciones de macizos rocosos de encaje de obra, en los diferentes Ejes.
- Recomendación de parámetros geotécnicos. De aplicación para la identificación de la capacidad de carga de las bases y las condiciones generales y locales de estabilidad de la ladera.
- Definición de condiciones de apoyo de las bases y requerimientos de obras de mitigación de la inestabilidad, para su adecuación a los factores de seguridad requeridos para el conjunto.

En el marco de la caracterización general del sector, ambas márgenes pueden ser descriptas como sigue:

<u>Ladera Sur:</u> El afloramiento de basamento en la ladera sur muestra un macizo metamórfico con intrusivos pegmatoides. La estratigrafía y los buzamientos principales se muestran con una posición favorable para la estabilidad de la ladera. Sin embargo, esta familia de discontinuidades se combina con

un sistema de diaclasamiento secundario que resulta desfavorable para la estabilidad. Este se muestra con rumbo N40°W y buzamiento SE variable entre 20 y 45°. Las Figuras 3 y 4 ilustran este sector.

Ladera Norte: El apoyo norte del arco del puente se produce sobre una extensión de suelos y un afloramiento rocoso irregular, tal como se muestra en la Figura 5. Se observan procesos de fallas prismáticas en taludes preexistentes. Las mismas son particularmente visibles en el sector desconfinado de encaje de vías del ferrocarril. En ese sector se aprecian taludes de alto ángulo, fuera de equilibrio límite (2V:1H). En el sector, el buzamiento general del macizo se muestra en posición desfavorable para la estabilidad del conjunto. Hacia el Oeste de la zona de emplazamiento del puente se aprecia un fallamiento, con buzamiento subvertical. El mismo se evidencia por la presencia de material caído y una zona de roca con alto nivel de fragmentación y meteorización. Igualmente, en el interior de este fallamiento se observan materiales del tipo, fragmentos de bloques, roca alterada con procesos de argilización y suelos, tal como se observa en la Figura 6.

Figura 3. Vista general de la ladera sur.

Figura 4. Vista afloramiento en base 4.

Figura 5. Vista general de la ladera norte.

Figura 6. Falla prismática en talud de ladera norte.

3 MODELOS GEOMECÁNICOS

Sobre la base de la información generada en las distintas etapas de investigación geotécnica, se han formulado modelos geomecánicos, generales o parciales. Estos han sido empleados en los análisis de capacidad de carga de los elementos aislados de cimentación o en análisis de conjunto de bases, así como en la interpretación de la situación general de estabilidad de ladera en sectores afectados por el

cimiento. Si bien el problema a tratar presenta un importante comportamiento de tipo tridimensional, a fin de su interpretación con modelos de uso convencional ha sido valorado en sentido bidimensional. Los resultados obtenidos en este sentido, han sido posteriormente integrados con aquellos obtenidos en evaluaciones parciales del comportamiento en el sentido transversal al eje de puente.

Los parámetros mecánicos de los distintos materiales observados se establecieron a partir de: *a.* La clasificación geológica y calificación geomecánica de los materiales aflorantes, *b.* Los resultados de los sondeos mecánicos efectuados en cada base de apoyo prevista, *c.* La estimación de la incidencia de los niveles de confinamiento inducidos en cada sector, y *d.* Criterios de uso general en la mecánica de rocas, en particular derivados a partir de los modelos de comportamiento de Hoek & Brown (Ref. [3]), para la identificación del parámetro GSI, y sobre la base de este los parámetros deformacionales y de resistencia, y de Barton & Bandis (Ref. [4]), para la definición de parámetros de resistencia a nivel de las familias de discontinuidades.

A modo de ejemplo, en el presente apartado y en los posteriores, se procederá a evaluar el modelo geomecánico de estabilidad, además de las soluciones de cimentación y anclaje planteadas para la Ladera Sur y el sector de apoyo de la base norte del arco.

En la Figura 7 muestra el perfil longitudinal del macizo correspondiente a Ladera Sur (eje oeste), que ha sido tomado de referencia para los cálculos. Asimismo, a partir de las exploraciones realizadas en los estudios de sísmica superficial, se completó el modelo geomecánico con el perfil de velocidades de ondas de compresión (V_P), a los fines de poder establecer la variación de las propiedades mecánicas con la profundidad.

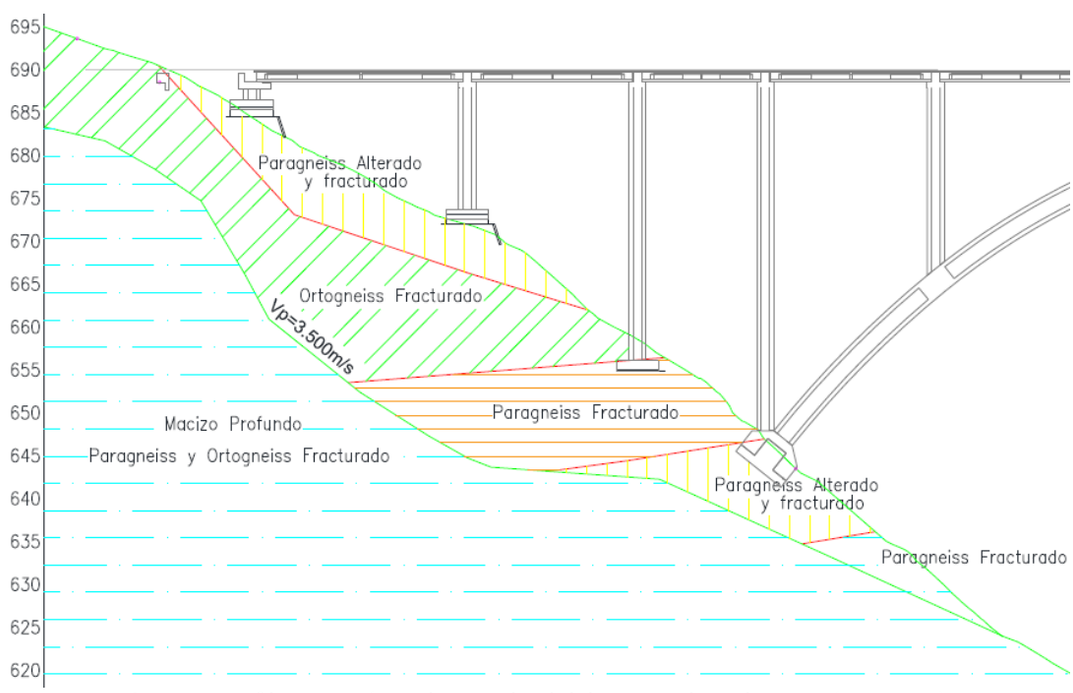


Figura 7. Perfil geomecánico longitudinal del macizo de Ladera Sur (eje oeste).

En referencia a los modelos de análisis empleados, estos han considerado dos formas de trabajo. Por una parte, los modelos de tipo integrados, se han basado en la utilización de parámetros derivados del modelo general de Hoek & Brown. Dentro de ellos, y para el análisis global, se han fijado según la

herramienta de cálculo empleada, o parámetros generales de calificación (GSI, m_i, UCS) o parámetros de resistencia generales (cohesión y fricción). En la Tabla 1 se presenta un ejemplo de valores aplicados.

Tabla 1. Parámetros empleados para análisis de estabilidad global.

Dominio geomecánico	Ángulo de Fricción [°]	Cohesión [kPa]
Paragneis Fracturado	20	200
Paragneis Alterado y Fracturado	20	100
Ortogneis Fracturado	35	400
Ortogneis Alterado y Fracturado	25	250
Macizo Profundo	37	600

Por otra parte, considerando el sistema conformado por discontinuidades, y especialmente, a los fines de los análisis de estabilidad local, se ha empleado el modelo de Barton & Bandis. El mismo establece la relación entre las presiones normales y la resistencia al corte en el plano de discontinuidad según la expresión (1).

$$\tau = \sigma_n . \tan\left[\varphi_b + JRC.\log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right] \qquad (1)$$

En donde: τ, es la resistencia al corte; σ_n, es la presión normal; φ_b, es el ángulo básico de la matriz rocosa; JRC, es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad y JCS, es la resistencia a compresión simple de las paredes de la junta.
A modo de ejemplo de la caracterización de los parámetros de este tipo de modelo, efectuada en forma local en los taludes entre bases de apoyo, la Tabla 2 muestra los valores empleados en el sector sur del puente (eje oeste).

Tabla 2. Parámetros del modelo de Barton & Bandis en Ladera Sur (eje oeste).

Parámetro	Unidad	Talud entre B_0 | B_1	Talud entre B_1 | B_2	Talud entre B_2 | B_3	Talud entre B_3 | B_4
φ_b	°	26	24	24	23
JRC	-	10	10	10	10
JCS	MPa	12	10	10	9

(Nota) B_o, base 0; B_1, base 1, B_2, base 2, B_3, base 3, B_4, base 4, numeración de las bases de puente en sentido de sur a norte. Bases en la ladera sur.

En la ladera Sur, a pesar de que la esquistosidad presenta un buzamiento “favorable” para la estabilidad de la ladera, en correlación con el proceso geológico que ha afectado el sitio, se aprecian numerosos planos de discontinuidad en sentido desfavorable en función de la posición de la ladera. Sobre estos últimos se han aplicado los parámetros resistentes indicados en las Tablas anteriores.
Dentro del ambiente de localización de la obra, el sector de apoyo de la base norte del arco muestra la singularidad de afectar una pequeña “península” sobre el lago. Esta condición demandó la conformación de una modelación localizada en el sector, con el objetivo de valorar con mayor nivel de detalle la forma de transmisión de los esfuerzos por parte de la estructura. Los estudios efectuados, complementados con reconocimientos de superficie e investigaciones geosísmicas, muestran que la conformación estructural de la zona se caracteriza por su alta complejidad. Los materiales se presentan en forma variada y alternante, con espesores, orientaciones y rigidices sensiblemente variables. La Figura 8

muestra la composición de dominios geomecánicos estimada para el sector de apoyo del arco en Ladera Norte (eje oeste).
De esta forma, a partir de las exploraciones reportadas en la zona bajo estudio, a los fines prácticos se pueden identificar tres unidades o dominios principales que componen el macizo rocoso metamórfico:

- Unidad I: corresponde a Paragneises alterados, con baja resistencia a la compresión simple (UCS), intercalaciones de litotipos metamórficos cristalinos, principalmente Pegmatoides y Otorgneises, con UCS media a alta.

- Unidad II: se conforma con Pegmatoides con UCS media alta. Estos se combinan con Paragneises, de UCS baja a media y Ortogneises, de UCS media a alta.

- Unidad III: está representado por el *Bed rock* ($V_P \approx 4000$ m/s). Este sector se encuentra integrado, fundamentalmente, por Paragneises de alteración media a baja y Ortogneises con UCS alta a muy alta (50 - 100 MPa).

Las propiedades mecánicas y profundidades de cada unidad geológica se detallan en la Tabla 3.

Tabla 3. Resumen de las principales propiedades mecánicas de aplicación en la ladera norte.

Unidad	Prof. Inicio [m]	Prof. Fin [m]	σ_{ci} [MPa]	m_i [Adim.]	GSI	φ [°]	c [MPa]	E_{mr} [MPa]	σ_{cm} [MPa]
I	0,0	16,0	9,8	9	25	27	0,19	300	0,88
II	16,0	24,0	25	12	40	37	0,57	1500	2,29
III	24,0	>35,0	40	15	50	45	0,92	6324	4,45

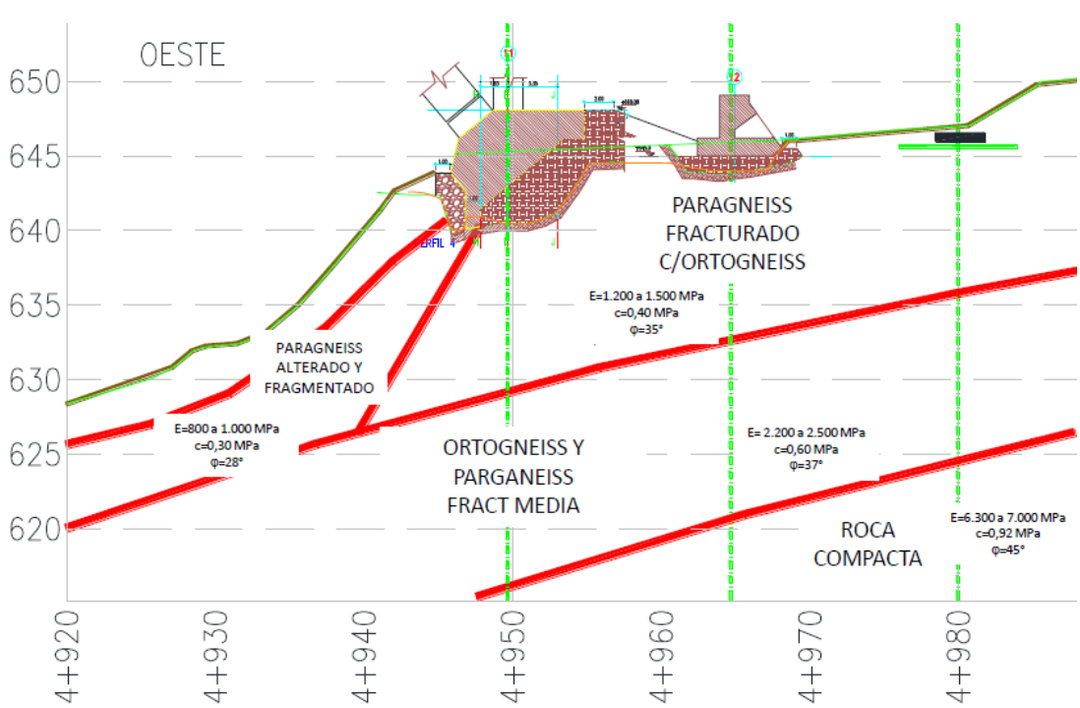


Figura 8. Unidades geomecánicas en sector de apoyo de base norte del arco.

4 SOLUCIONES DE CIMENTACIÓN

Los análisis de procedimiento y secuencia de construcción, como así también, los tiempos obra implicaron la formulación de distintas tipologías de construcción del sistema de cimentación, lo cual derivo en alternativas de tratamiento del conjunto cimiento - ladera. Dentro de estas alternativas, el constructor optó por la aplicación de una solución de cimentaciones superficiales, adecuando su capacidad tecnológica a las características del proyecto. A partir de los lineamientos generales planteados, se han formulado dos alternativas con variaciones en los trabajos de reperfilado de la ladera. La Alternativa 1, implica un bajo nivel de excavación, en tanto que la Alternativa 2 considera un mayor nivel de excavación para asegurar no sólo una adecuada ubicación de la base de fundación correspondiente, sino también un cambio de geometría que mejora la estabilidad de la ladera en su conjunto.
En consecuencia, la definición del sistema de cimentación del puente en su conjunto requiere la visualización de la estabilidad de las bases de apoyo como elementos individuales, junto con el comportamiento integral del sistema en el marco de la estabilidad de la ladera sobre la cual se implanta.
Para el análisis se conformaron dos perfiles longitudinales de revisión, cada uno asociado con los puntos de apoyo del puente e identificados como Perfil Este y Perfil Oeste. El análisis ha comprendido la aplicación de un conjunto variado de escenarios de carga, que inciden de distintas formas sobre el sistema de cimentación. Dentro del conjunto de escenarios modelados pueden citarse: E1, talud perfilado o excavado sin cargas del puente; E2, talud perfilado o excavado sin cargas del puente y con sismo de baja intensidad, pero de alta recurrencia; E3 y E4, talud perfilado más cargas frecuentes del puente; E5, las situaciones de los escenarios E3 o E4 con la inclusión del sismo de diseño. Adicionalmente, se consideraron escenarios en los cuales las solicitaciones se correspondían con el estado de cargas transitorios de los sistemas de anclaje requeridos para la construcción del arco. Estos estados de carga fueron considerados tanto para la evaluación de la estabilidad global como local de la ladera entre bases.

4.1 *Estabilidad Global de la Ladera*

En el tratamiento de alternativas de localización de las cimentaciones en la ladera sur del puente, se valoraron dos posicionamientos distintos, asociados a diferentes cotas de apoyo de cada base. Al mismo tiempo los análisis fueron realizados para cada línea de apoyo del puente (Perfiles Este u Oeste). La Figura 9 muestra, a modo de ejemplo, una de los perfiles globales analizados. La Tabla 4 resumen los factores de seguridad obtenidos en las evaluaciones.

Tabla 4. Resultados obtenidos en las modelaciones de estabilidad global realizadas para las dos alternativas de ubicaciones de las bases propuestas.

Escenarios de análisis	Factor de Seguridad en Alternativa 1		Factor de Seguridad en Alternativa 2	
	Perfil Este	Perfil Oeste	Perfil Este	Perfil Oeste
Excavación de apoyos	2,26	2,03	3,57	2,58
Cargas Predominantes de Puente	2,14	1,69	3,22	2,51
Cargas de Puente y Sismo	1,55	1,48	2,65	2,09

Los resultados obtenidos permiten efectuar las siguientes observaciones:

- En aplicaciones de uso convencional en geotecnia, el perfil conformado en la Alternativa 1, podría valorarse como aceptable desde el punto de vista de la estabilidad de la ladera. Sin embargo, para esta obra, y en función de las condiciones de diseño impuestas se observa que todos los escenarios muestran factores de seguridad por debajo de 2,50. Es de destacar que, el valor de referencia indicado es sensiblemente superior a los usados para la verificación de condiciones generales de

estabilidad. En esos casos, un factor de seguridad de 1,50 suele ser de aplicación frecuente. Sin embargo, y como se indica, en vista de la singularidad de la obra, este factor de seguridad fue establecido como condición básica de diseño por parte del comitente de la misma.

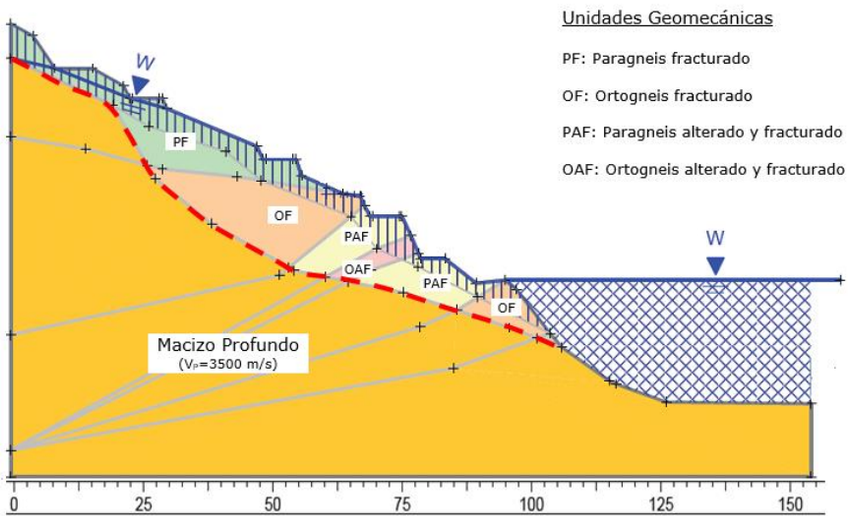


Figura 9. Geometría del modelo del perfil Este analizado para la Alternativa 1.

- En la Alternativa 2, con un mayor nivel de excavación en la ladera, permite lograr factores de seguridad, tanto para la ladera en forma individual, como bajo la aplicación de las cargas del puente, con una sensible mejora respecto del caso anterior.
- Sin embargo, y dado las altas exigencias de los factores de seguridad impuestos, resulta indispensable la incorporación de elementos que provoquen el incremento del factor de seguridad. Por esta razón, y tomando en consideración los principios de trabajos establecidos para la construcción del arco del puente es que se optó por la disposición de un sistema de anclajes activos como complemento en la estabilidad del conjunto.

4.2 *Estabilidad Local*

Para las evaluaciones de estabilidad local en los distintos sectores de la Ladera Sur, se empleó un modelo de fallas planas en los taludes conformados. En la Figura 10 se presenta un esquema ilustrativo de los aspectos geométricos considerados para cada talud analizado.

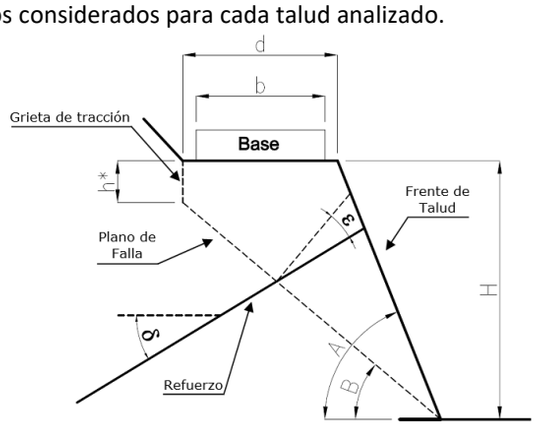


Figura 10. Esquema ilustrativo de la geometría de los taludes considerada para los análisis de estabilidad local.

4.3 *Análisis de Estabilidad en el Apoyo Norte del Arco*

Las condiciones de apoyo del arco del puente, se encontraron con una singularidad en el extremo norte del mismo, según lo indicado en los análisis geológicos geotécnicos del emplazamiento. Esta situación derivó en la necesidad de efectuar un análisis de detalle en el comportamiento de este sector. El modelo geomecánico aplicado para este sector es el indicado en la Figura 11. Para esto se conformó un modelo tenso deformacional, que fue evaluado según los siguientes estados de carga: Estado 1. Corresponde con un estado de solicitaciones frecuentes. Se ha adoptado un estado de presión del orden de 550 kPa en el caso de la base 11, y 270 kPa en la Pila 12 (estos valores son típicos de los escenarios C1 y C2). Estado 2. Correspondiente al escenario con máxima presión aplicada, es decir el escenario C8. Se considera que este estado de carga se corresponde con solicitaciones poco frecuentes, incluyendo la acción sísmica.

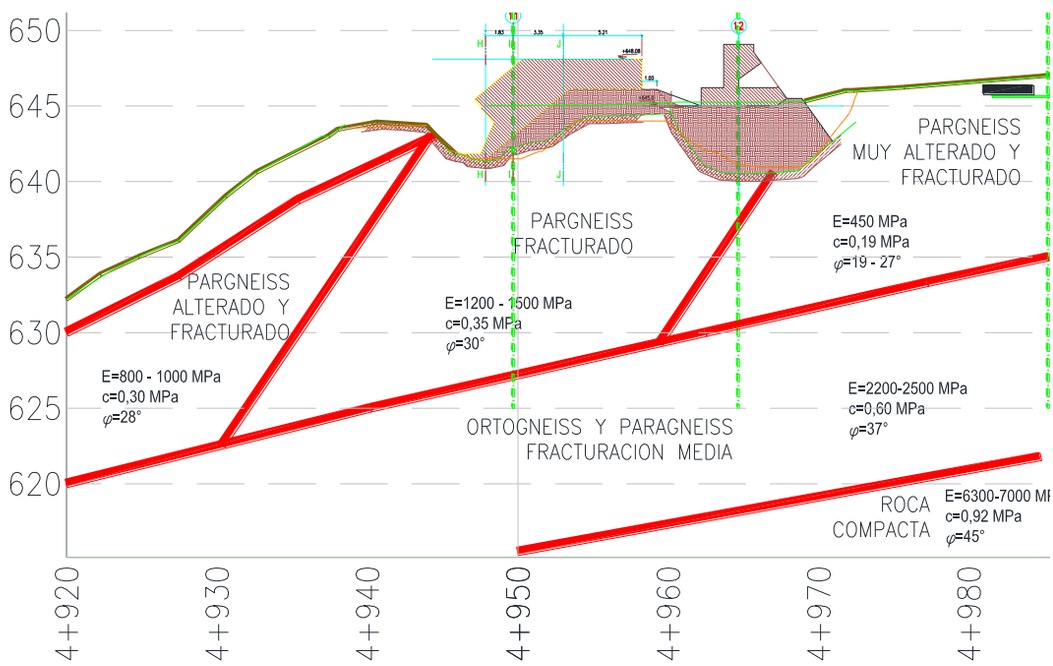


Figura 11. Perfil Geotécnico por el Eje Este. Base de Apoyo del Arco. Lado Norte.

Las modelaciones realizadas permitieron formular las siguientes conclusiones:

- Factores de Seguridad. Se han logrado valores superiores a los mínimos requeridos en los Pliegos de Licitación.
- Desplazamientos. Los mismos se encuentran entre un mínimo de 2 mm y un máximo de 5 mm. Estos valores pueden ser empleados como referencia para la modelación de distorsiones tanto transversales entre base (Este – Oeste), como de giro en el caso de la base 11. Adicionalmente, los valores pueden ser empleados como referencias para la ejecución de controles instrumentales durante la construcción.
- Tensiones inducidas. Los valores de tensiones inducidas por debajo de elemento de transición, muestra niveles altamente compatibles con las características generales del macizo rocoso identificado en superficie.

- Techo de roca. Se considera que el plano logrado en cada uno de los sectores de apoyo constituyen un adecuado techo de roca para la cimentación.
- Reemplazo de la cobertura superior de suelos, con hormigón masivo tipo H-8. Se comprueba el efecto de redistribución de las tensiones inducidas que genera este componente en el sistema de cimentación.
- Tratamientos de Mejoramiento del Macizo Inferior. Efectuado hasta una profundidad media de 10 metros respecto del techo de roca. A la luz de las observaciones de superficie, este se considera de aplicación para asegurar el comportamiento continuo del cimiento, ante posibles discontinuidades no apreciadas hasta el momento. En función de los resultados de admisión observados en un proceso primario, se estableció la necesidad de ejecución de las secuencias secundarias y terciarias.

La Figura 12 muestra un ejemplo de los resultados obtenidos a nivel de la modelación tenso deformacional.

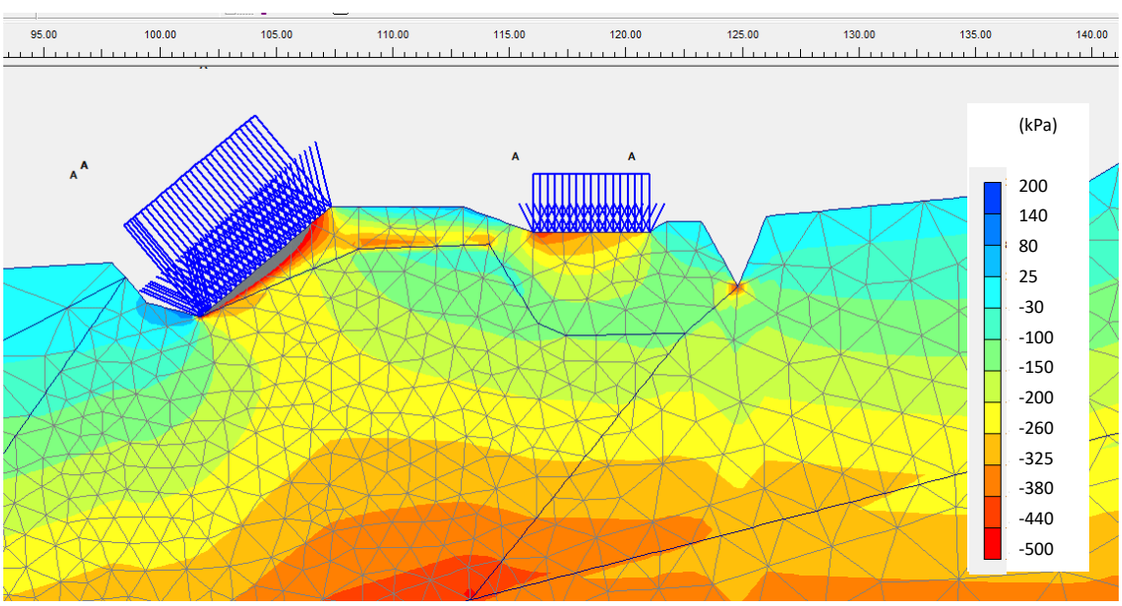


Figura 12. Perfil Norte - Eje Este. Estado 2. Tensiones Inducidas en el macizo rocoso de cimentación.

4.4 *Sistema de Anclaje*

Las evaluaciones efectuadas sobre la base de las condiciones generales de estabilidad del sistema de cimentación, indicaron la necesidad de complementar las tareas de reperfilado de taludes con la utilización de acciones de mitigación de potenciales inestabilidades. Durante el proceso de construcción del arco del puente se ha empleado un sistema de pilares temporales y riendas de sujeción de arco en su desarrollo parcial. Para el soporte de los esfuerzos de tiro desarrollados en las riendas se previó la ejecución de anclajes activos sobre las laderas del emplazamiento.
La adopción de esta tecnología tuvo influencia en la fijación de las tareas de mejora de la estabilidad general de la ladera, por lo cual se optó por la colocación de un conjunto del orden de 300 anclajes activos para ambas laderas. Los anclajes colocados desarrollan capacidades de tiro comprendidas entre los 750 kN y las 1.200 kN, según su punto de localización y los esfuerzos desequilibrantes a controlar.
El sistema aplicado implica la verificación del comportamiento de los anclajes tanto como elementos individuales, siguiendo lineamientos de uso internacional, como en la revisión de su comportamiento en conjunto, valorando la reacción del conjunto de la formación rocosa sobre la cual se instalan. La

Figura 13 muestra una vista en planta del conjunto de anclajes dispuesto en la ladera sur del emplazamiento. La cantidad de anclajes dispuestos derivó en la utilización de herramientas de cálculos que permitieran la verificación del posicionamiento de cada uno de estos elementos en un espacio tridimensional. La puesta en operación de una herramienta de diseño con estas características permitió igualmente la realización de ajustes de posicionamiento durante el propio proceso de construcción.
Adicionalmente, junto con las revisiones de tipo rutinarias durante el proceso de carga de los anclajes, se colocaron un total de 12 celdas de carga en la cabeza de anclajes considerados testigos. Las mismas fueron empleadas para el registro digital inicial de la carga aplicada, así como para la conformación del sistema de auscultación permanente de los componentes de cimentación del puente. En la Figura 14 se presenta el sistema de anclajes dispuestos en la Base 2 y un ejemplo de celda de carga empleada.

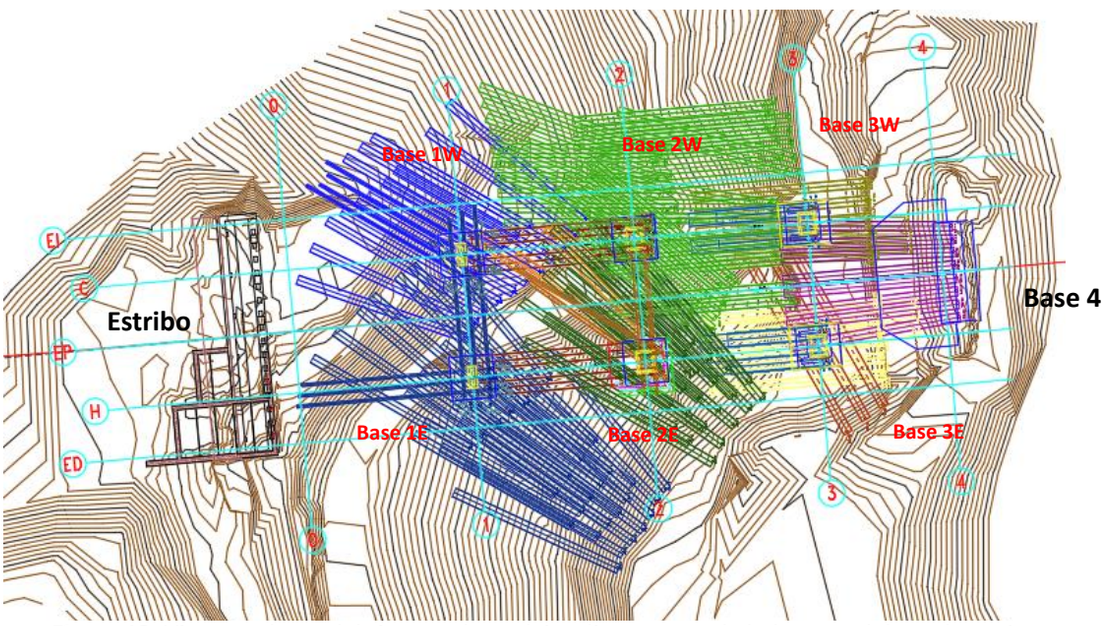


Figura 13. Vista en planta del sistema de anclajes dispuesto en la ladera sur del emplazamiento.

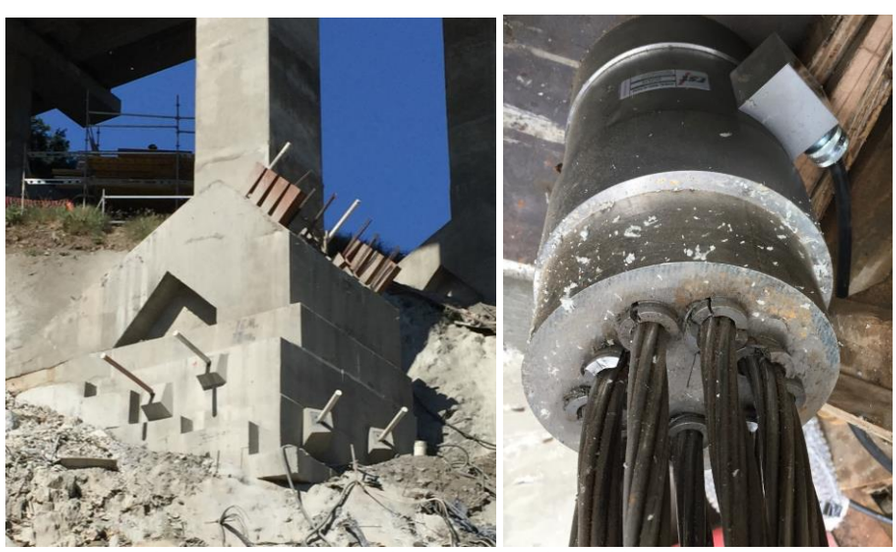


Figura 14. Izquierda: anclajes activos en base 2 y Derecha: celda de carga en anclaje testigo.

5 CONSTRUCCIÓN

El proceso de construcción ha sido utilizado como la etapa final del desarrollo del diseño. Si bien se han empleado relevamientos geológicos geotécnicos llevados a cabo en las etapas previas a la licitación de la obra, junto con los resultados de las campañas de mayor nivel de detalle realizadas en instancias previas al inicio de la construcción, la singularidad del emplazamiento y su alta heterogeneidad ha demandado una revisión permanente de las condiciones locales durante el desarrollo de la obra.

Las principales acciones realizadas han comprendido la ejecución de un relevamiento detallado de las superficies excavadas en cada punto de apoyo de las bases superficiales. Dentro de estos relevamientos, se han registrado las características de las formaciones rocosas afectadas, composición litológica, presencia de familia de diaclasas, condiciones de las discontinuidades, etc. Los relevamientos han sido empleados para la caracterización del macizo de apoyo siguiendo los lineamientos del modelo de Hoek & Brown, y estableciendo la valoración de los sectores según el parámetro GSI. Al mismo tiempo, este reconocimiento permitió identificar parámetros resistentes en forma indirecta, tanto para el conjunto del macizo, como para algunos de los principales sistemas de discontinuidades. Con estos elementos se han efectuado las correspondientes revisiones de los modelos de cálculo, estableciendo las adecuaciones de las soluciones originalmente planteadas.

Las Figuras 15 y 16 muestran el estado de las excavaciones durante el proceso de revisión de las mismas. La Figura 17 y 18 muestra vistas de las laderas sur y norte durante el proceso de construcción del cimiento. Cabe destacar que, en vista de los tiempos previstos para el desarrollo de las obras, los trabajos de conformación del cimiento se desarrollaron en forma contemporánea con la construcción de la estructura del puente. Esta situación llevó a la valoración de condiciones de estabilidad temporaria, con solicitaciones de carga generadas por la estructura en construcción, para permitir la habilitación en la construcción de las bases de cimentación. Los trabajos de disposición de anclajes para mejorar la estabilidad de la ladera, fueron ejecutados prácticamente en forma simultánea con la construcción de la estructura del puente, e incluso algunos grupos de anclajes fueron colocados y tensados con posterioridad al cierre del arco principal.

Figura 15. Vista de la base 0 (ladera sur) durante la etapa de excavación.

Figura 16. Vista de la base 11 (apoyo norte del arco) durante la etapa de excavación.

Figura 17. Vista de la ladera sur en la etapa de excavación.

Figura 18. Vista de la ladera norte en la etapa de excavación.

6 CONSIDERACIONES FINALES

La construcción de un puente en arco como el aquí presentado, constituye una estructura singular para la región. Dentro de este, el desarrollo de un sistema de cimentación como el presentado, complementado con la utilización de anclajes activos de aplicación tanto para el complemento del sostenimiento de las bases, como para la estabilidad de ambas laderas, resultan igualmente singulares.
Se resalta el hecho de que la estructura finalmente construida, a nivel del cimiento ha sufrido modificaciones a través de las distintas instancias de proyecto y aún durante el proceso de construcción en virtud de la complejidad del emplazamiento. Esto ha llevado a una interacción constante entre el Comitente general de la obra, los técnicos encargados de la construcción y aquellos encargados del proyecto. Esto ha permitido la adecuación de las soluciones originalmente propuesta a las condiciones localmente encontradas en un ambiente de alta complejidad geológica y geotécnica como el que se presenta en este emplazamiento.
La magnitud de la obra y sus características, han llevado igualmente a la disposición de un sistema de auscultación, tanto para su utilización durante la etapa de construcción, como para su aplicación en la vida útil de la obra. Este ha sido complementado con los correspondientes planes de auscultación a fin de establecer un seguimiento del comportamiento del cimiento, especialmente en los primeros años de servicio-

7 AGRADECIMIENTOS

Se agradece la colaboración prestada en la redacción del presente artículo a las autoridades y personal técnico de CA.SI.S.A., concesionario de la red vial en la que se implanta el puente, la UTE Chediack-

Astori, y al conjunto de personal técnico y profesionales que intervinieron en distintos grados en el desarrollo de esta obra.

8 REFERENCIAS

[1] Servicio Geológico Minero Argentino - Instituto de Geología y Recursos Minerales, (2000). Carta Geológica - 3163-III - Córdoba - Escala 1:250.000.

[2] Gordillo, C. E. y Lencinas, A. (1979). Sierras Pampeanas de Córdoba y San Luis. En: Turner, J.C. (Ed), II Simposio de Geología Regional Argentina, 1, pp 577-650. Academia Nacional de Ciencias.

[3] Hoek E. & Brown E.T. (1997) "Practical estimates of rock mass strength". Int. J. of Rock Mech. And Min. Sci. Vol. 34, pp 1165-1186.

[4] Barton, N.R. and Bandis, S. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In *Rock joints, proc. int. symp. on rock joints*, Loen, Norway, (eds N. Barton and O. Stephansson), 603-610. Rotterdam: Balkema.

Caracterización de sedimentos blandos marinos en aguas profundas

Xavier Martí, Amadeu Deu

xavierm@gemigeo.com; amadeu@gemigeo.com;
Geociencias y Exploraciones Maritimas. Avda Cerdanyola, Num. 79, Planta 4, Oficina 8, (08172) Sant Cugat del Vallès (Barcelona), España

Marcelo Devincenzi

marcelo@igeotest.com
Igeotest Control y Prosprecciones S.L. Passeig del cementiri 29, Local B, (17600) Figueres (Girona), España

RESUMEN: La caracterización geotécnica de suelos blandos marinos requiere de la utilización de equipos distintos a los empleados tradicionalmente en la geotecnia terrestre. En el caso de aguas profundas, además, el uso queda restringido solamente a aquellos equipos diseñados para soportar altas presiones. En proyectos de cableado, oleoductos o tuberías submarinas, cabe añadir la dificultad en la caracterización del fondo marino sin producir alteraciones en el suelo durante las propias tareas de investigación. El presente artículo describe los principales resultados obtenidos en una campaña de investigación geotécnica marina en suelos cohesivos blandos en aguas de entre 1200 y 1500 m de profundidad en el Golfo de Guinea. Para dicha campaña se ejecutaron ensayos CPTu y T-bar, se recuperaron muestras superficiales mediante Box Corer y de hasta 10 m de profundidad mediante Piston Corer. Las muestras fueron ensayadas a bordo del laboratorio instalado en el barco utilizado para la campaña para su identificación, clasificación y para la determinación de las propiedades resistentes mediante ensayos Triaxiales UU, ensayos de molinete Vane Test y Fall Cone. Los trabajos permitieron caracterizar con precisión la resistencia al corte sin drenaje en condiciones de pico y remoldeada, así como la sensitividad del suelo en los primeros metros bajo el fondo marino.

Palabras clave: Caracterización de suelos – Ensayos in-situ –Ensayos de laboratorio – Geotecnia marina

1 INTRODUCCIÓN

La caracterización geotécnica de suelos marinos se puede abordar mediante equipos terrestres operados desde una plataforma cuando las profundidades de agua son pequeñas (aproximadamente hasta los 35m). Sin embargo, cuando las profundidades son mayores, se hace necesaria la utilización de equipos submarinos o de barcos geotécnicos. En el caso de investigaciones a grandes profundidades, se requiere de equipos diseñados para trabajar a muy altas presiones, siendo en estas condiciones donde los equipos submarinos destacan por encima de los barcos geotécnicos tanto desde un punto de vista económico como operacional.

Como dificultad añadida, los suelos presentes a altas profundidades suelen ser muy blandos, característica que condiciona y limita el uso de equipos de muestreo y de ensayos in-situ a aquellos que produzcan la mínima alteración del suelo. Esta circunstancia es muy habitual en proyectos de cableado, oleoductos o tuberías submarinas. En el presente artículo se describen los principales resultados obtenidos en una campaña de investigación geotécnica marina en aguas profundas (1200 a 1500 m) en la que se estudiaron con gran detalle suelos blandos a muy blandos del Golfo de Guinea. En la Figura 1 se muestra la localización aproximada de la zona de estudio.

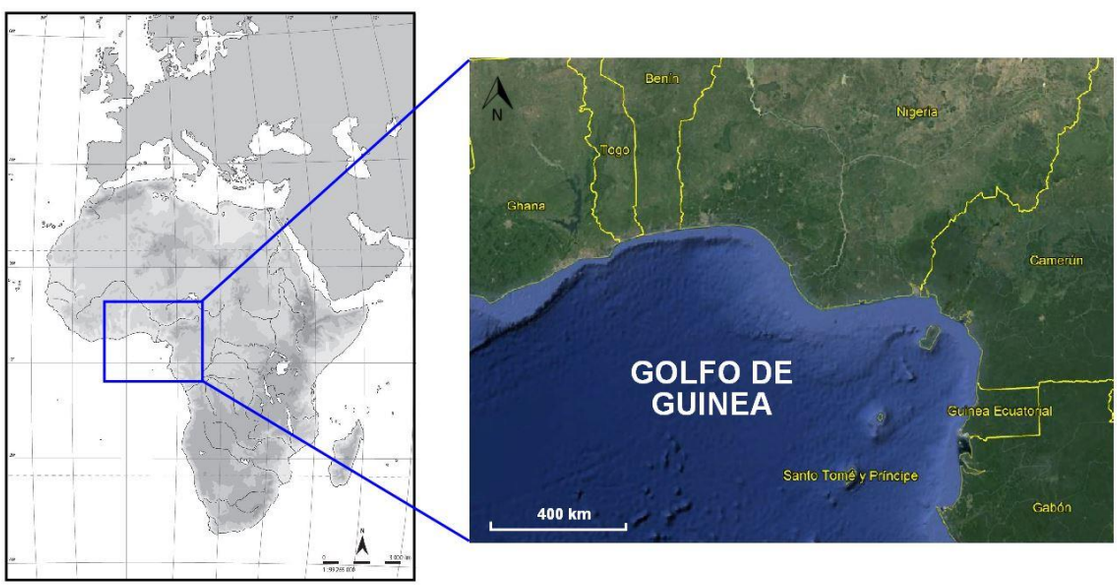


Figura 1. Situación del Golfo de Guinea y del área donde se realizó la investigación

La investigación llevada a cabo consistió en la realización de:

- 30 ensayos CPTU (de 3m a 20m de profundidad))
- 6 Muestreos con piston core (6m de profundidad)
- 25 muestreos con box core (0.5m de profundidad)
- 25 Ensayos T-bar (hasta 0.4m de profundidad)
- Ensayos de laboratorio (clasificación y resistencia)

Además, en las muestras superficiales recuperadas mediante box core, se realizaron ensayos T-bar, Vane test y Fall cone, mientras que en las muestras recuperadas mediante el piston core se realizaron

ensayos Triaxiales UU, Vane Test y Fall Cone. Todos los ensayos se realizaron en condiciones de pico y remoldeadas, prestando especial atención al comportamiento del terreno en los primeros 0.5 m de profundidad respecto al lecho marino.

Para la realización de los ensayos CPTu se utilizó el equipo NEPTUNE NK5000, diseñado para trabajar a grandes presiones de hasta 300 bares (3000 metros de profundidad). Este equipo permite la realización de ensayos de hasta 20 metros de longitud con un empuje máximo de 35kN.

El muestreo superficial del suelo se llevó a cabo con un muestreador mega boxcore, equipo que recupera un bloque de suelo de 0.5x0.5x0.65m garantizando la mínima alteración de la muestra y permitiendo realizar sobre ella tanto la toma de sub-muestras para su posterior análisis como la realización de ensayos in-situ.

La toma de muestras de hasta 10 metros bajo el suelo marino se realizó mediante un equipo modular de muestreo con pistón (piston core) con una configuración de 12 metros de longitud. Respecto los muestreadores mediante vibración o rotación, este tipo de muestreo presenta la importante ventaja de obtener muestras de suelos blandos con una alteración mínima.

Para la realización de los ensayos T-bar se utilizó el equipo mini T-bar, ya que su fiabilidad y sencillez de operación lo presentaban como el dispositivo idóneo para realizar los ensayos sobre las muestras superficiales inalteradas recuperadas con el boxcorer.

Figura 2. Equipo de CPTu submarino, piston corer, box corer y mini T-bar (de izquierda a derecha)

2 CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS BLANDOS DEL GOLFO DE GUINEA

Los materiales muestreados están formados por una mezcla de arcillas y limos, en ocasiones ligeramente arenosos, de consistencia blanda a muy blanda, coloraciones grisáceas y presencia puntual de fragmentos de conchas de bivalvos. Una de las particularidades de estos materiales es que se clasifican como de extremadamente alta plasticidad (CE) según el grafico de clasificación de Casagrande (Figura 3)

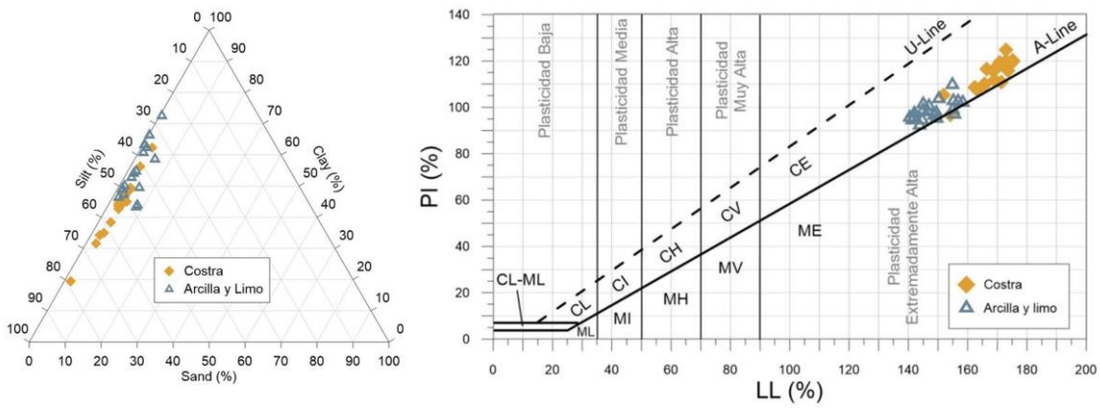


Figura 3. Granulometría de los suelos ensayados (izquierda) y clasificación de la plasticidad según Casagrande (derecha)

Si bien desde un punto de vista litológico el suelo estudiado presenta una gran homogeneidad, desde un punto de vista de la resistencia se detectó un endurecimiento en la parte más superficial de los sedimentos marinos. Así pues, se definieron dos niveles en base a sus características resistentes:

a) COSTRA: Aunque formado por materiales muy blandos, estas arcillas y limos presentan un gradiente de resistencia muy superior al habitual para estos materiales en el tramo superficial del lecho marino.

b) ARCILLA Y LIMO: Corresponde a las arcillas y limos que presentan un gradiente de resistencia en profundidad como los que se han definido habitualmente para este tipo de sedimentos muy blandos.
A continuación se resumen las principales características de los materiales ensayados. Tal y como puede observarse, los dos niveles no presentan diferencia litológicas significativas. La diferencia en los porcentajes de limo y arcilla es debida a un aumento de la proporción de arcilla en profundidad en los materiales del nivel de "Arcilla y limo").

Tabla 1. Resultados de los ensayos de caracterización de los suelos estudiados

Propiedad	**COSTRA**	**ARCILLA Y LIMO**
Humedad (%)	190.2	155.9
Limite liquido (%)	167.6	148.6
Limite plástico (%)	54.0	49.7
Densidad aparente (Mg/m^3)	1.29	1.32
Arena (%)	3.12	2.74
Limo (%)	53.15	42.89
Arcilla (%)	43.73	54.37

En la Figura 4 se muestra un ejemplo representativo de uno de los ensayos CPTU realizados. También se representan los dos niveles descritos en el ábaco de clasificación del terreno según su comportamiento (en Inglés se utiliza la denominación Soil Behavior Type, SBT) definido por Ref. [1]

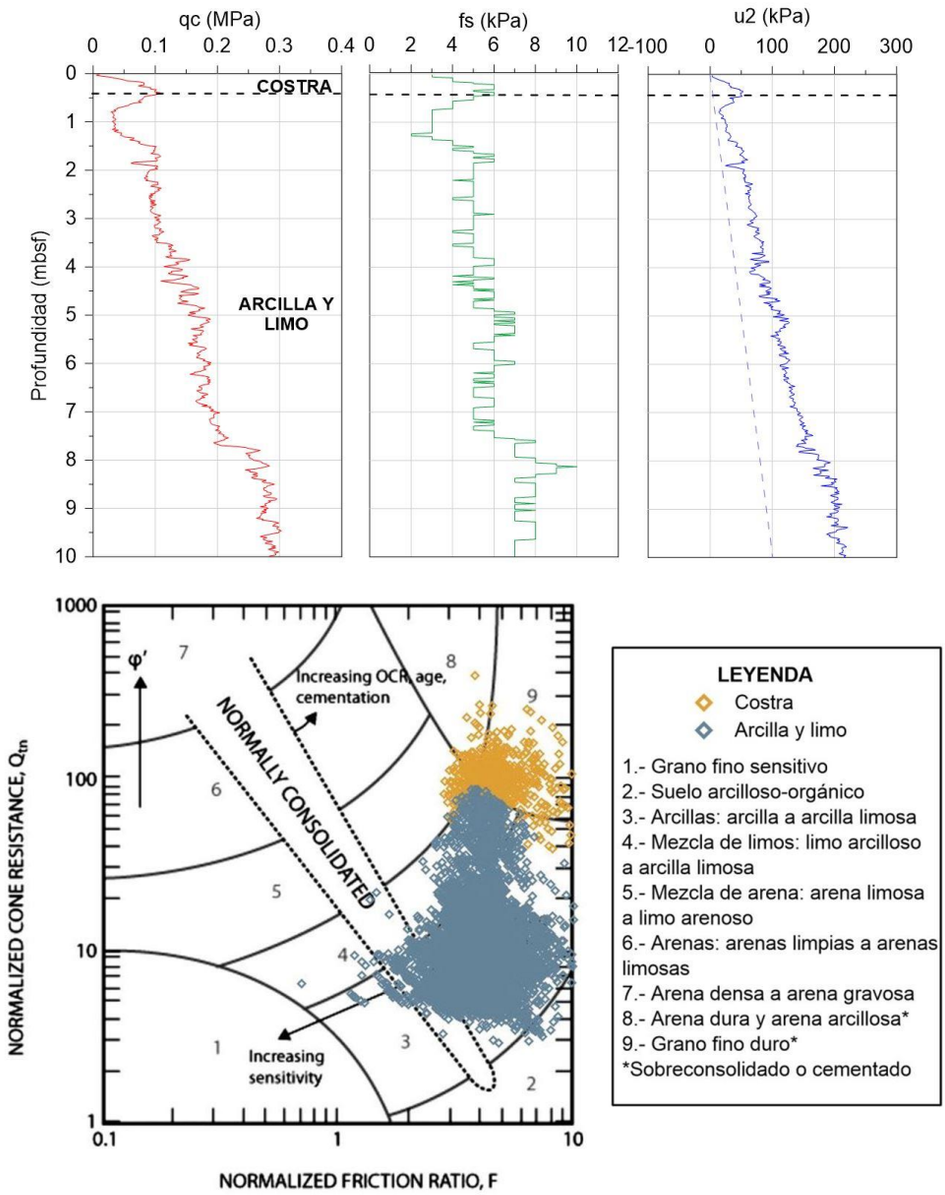


Figura 4. Ejemplo de un CPTU en los suelos blandos del Golfo de Guinea (arriba). Las dos unidades geotécnicas representadas en el ábaco SBT de Ref. [1] (abajo)

3 ENSAYO CPTU Y T-BAR

El ensayo de Penetración Estática (CPTU) consiste en la hinca a presión en el suelo a velocidad constante de una punta cónica que mide la fuerza necesaria para la penetración del cono (qc), el rozamiento lateral local (fs), la presión intersticial (u2) y la inclinación de la punta durante el avance. Éstos son los denominados parámetros primarios. A partir de los parámetros primarios es posible obtener parámetros derivados o secundarios.

Existen numerosas correlaciones publicadas a partir de las que, empleando los parámetros primaros del ensayo, se puede obtener una clasificación del suelo y algunos de los parámetros geotécnicos más habituales.

El ensayo T-bar se realiza de manera análoga a la del CPTU, cambiando la punta cónica por un dispositivo en forma de T. Esta "punta", al tener una superficie superior a la cónica, permite obtener datos más precisos en suelos blandos y muy blandos. Los parámetros primarios que se obtienen en este ensayo son la resistencia por punta (qc) y la presión de poro (u2).
El ensayo T-bar permite también realizar ensayos cíclicos, que consisten en llevar a cabo varios ciclos de subida y bajada en una determinada profundidad para obtener los parámetros de los materiales en condiciones de remoldeo.

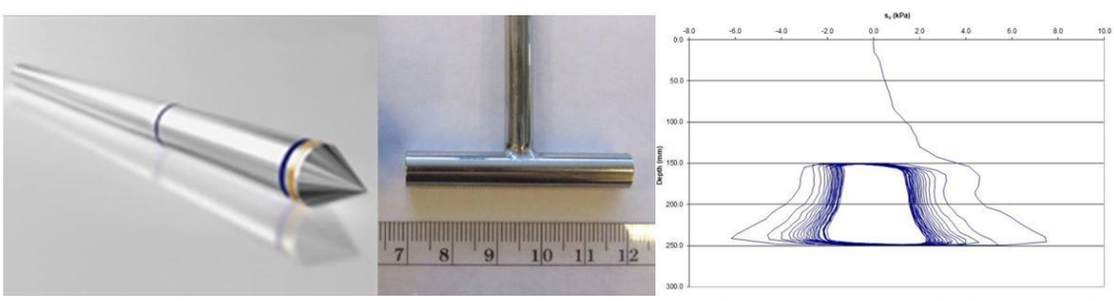


Figura 5. Cono de ensayo CPTU (izquierda), cono de ensayo mini T-bar (centro) y ejemplo de registro de un ensayo T-bar cíclico (derecha)

4 CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA

Para la caracterización de la resistencia al corte no drenada (*Su*) se utilizaron tanto los resultados de los ensayos de laboratorio como de los ensayos in-situ. La obtención de la *Su* a partir del ensayos CPTU o T-bar requiere de una calibración previa de los llamados "factores de cono". El factor de cono correspondiente al ensayo CPTU es el N_{kt}, mientras que el correspondiente al ensayo T-bar es el $N_{T\text{-}bar}$.

4.1 *Determinación de la N_{kt}*

La expresión más común para la determinación de la resistencia al corte no drenada a partir del CPTU es:

$$Su = \frac{q_{net}}{N_{kt}} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \qquad (1)$$

Donde σ_{v0} es la tensión vertical total, q_{net} es la resistencia por punta neta y N_{kt} es el factor de cono.
De acuerdo con la mayoría de los artículos y recomendaciones, el mejor enfoque para determinar la N_{kt} es realizar su calibración, en cada localización específica, mediante ensayos de resistencia de laboratorio realizados en muestras de alta calidad y/o ensayos vane de campo (Ref. [2]).
De acuerdo a la bibliografía, los valores de N_{kt} varían normalmente entre 9 y 20 en función del tipo de suelo y del tipo de ensayo con el que se determinó la *Su*. Por ejemplo Ref. [3] recomiendan utilizar valores de entre 9 y 13 para *Su* calculadas a partir de Triaxiales CAUC, mientras que el rango recomendado es de 12 a 17 para valores medios obtenidos de ensayos Triaxiales activos y pasivos y de cortes directos; Ref. [4] propuso un rango de entre 10.6 y 17.4 para la *Su* media de los valores obtenidos

con compresión Triaxial, corte directo y extensión Triaxial. Para la calibración de la N_{kt} a partir de los ensayos Vane de campo determinaron un valor medio de 13.3 con un rango de entre 10.8 y 19.9.
Hay también otra línea de investigación que ha sido ampliamente estudiada, y que se basa en la determinación del valor de N_{kt} basado en los datos del CPTU pero sin calibración a partir de los ensayos de laboratorio. Algunas propuestas recientes fueron realizadas por Ref. [5] en base a correlaciones con el Fr y el Ic, o Ref. [2] quienes usaron una base de datos con 62 arcillas distintas y 407 pares de datos de *Su* obtenidas de ensayos Triaxiales de compresión contra los datos de los CPTU para proponer una correlación única basada en el Bq.

4.1.1 *Calibración mediante ensayos de laboratorio*

Se realizó un análisis de la N_{kt} comparando los valores de *Su* obtenidos mediante la ecuación (1) a partir de los datos CPTU con los valores obtenidos en los ensayos de laboratorio, metodología comúnmente usada para este análisis, como sugiere Ref. [6]

Para ello se calcula la *Su* con diferentes valores de N_{kt} siguiendo los rangos recomendados en la bibliografía. Los resultados de este análisis se muestran en la Figura 6. Gráficamente, el valor que ajusta más los resultados dados por el CPTU y por los ensayos de laboratorio es el de Nkt=12.
Este análisis no tuvo en cuenta la anisotropía del suelo ya que el valor N_{kt} se determinó mediante ensayos de compresión que a menudo proporcionan la *Su* más alta en relación al ensayo de corte directo o a ensayos de extensión.

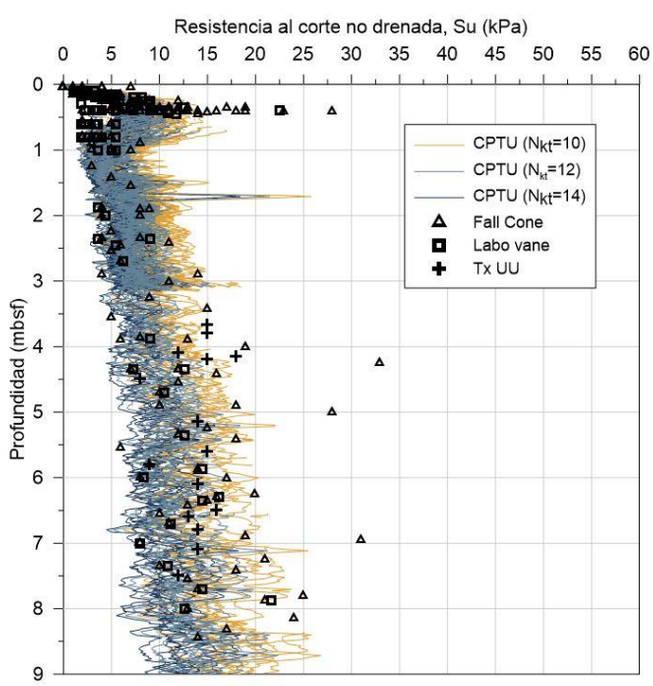


Figura 6. Distintas *Su* calculadas de los datos de los CPTU (Nkt=10, 12 y 14) y ensayos de laboratorio.

4.1.2 *Determinación basada en datos del CPTU*

Los resultados de los ensayos de laboratorio (Triaxial UU, Fall Cone y ensayos Vane de laboraotrio), así como los datos de los CPTU, ambos obtenidos en puntos dobles (tanto el ensayo CPTU como el muestreo se hicieron en la misma localización), se compararon con los 407 pares de resultados que presentaron Ref. [2] En la Figura 7 se muestra la resistencia al corte no drenada contra la resistencia por punta neta de los 5 grupos de arcillas, añadiendo los valores obtenidos para las arcillas del Golfo de Guinea. Como se puede apreciar, los resultados de los ensayos Triaxiales UU se ajustan mejor a la tendencia general que los resultados obtenidos en los ensayos Fall Cone y Vane de laboratorio, que presentan un elevado grado de dispersión.

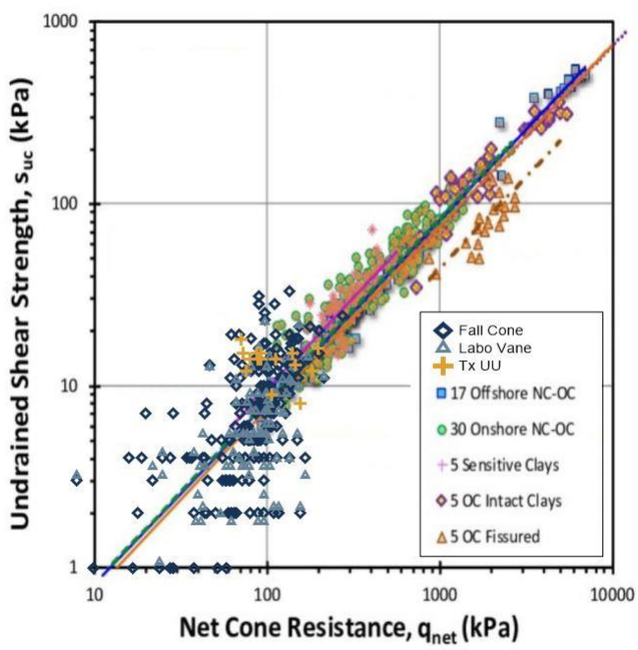


Figura 7. Resistencia al corte no drenada contra resistencia de cono neta. Modificado de Ref. [2]

Adoptando una función continua entre todos los grupos de arcillas, la Nkt se define como:

$$N_{kt} = 10.5 - 4.6\ln(Bq + 0.1) \qquad (2)$$

Esta fórmula solo se aplica cuando la relación de la presión de poro (Bq)>-0.1.

No obstante, como señalaron los autores, aunque los resultados pueden considerarse valiosos para su uso como base de datos de referencia, se debe tener precaución. Se recomienda aplicar factores de rango entre 0,8 N_{kt} y 1,15 N_{kt} seleccionados para que se ajusten al conocimiento regional, la variabilidad de datos esperada y los valores de los ensayos de laboratorio específicos del sitio.
Al aplicar la ecuación (2) en las arcillas y limos del golfo de Guinea se obtienen resultados de N_{kt} en un rango de entre 10 y 14, resultados consistentes con la N_{kt} calibrada gráficamente.

4.2 *Determinación de la $N_{T\text{-}bar}$*

La expresión más ampliamente usada para la determinación de la *Su* a partir de los datos del ensayo T-bar es:

$$S_u = \frac{q_{T-bar}}{N_{T-bar}} \qquad (3)$$

Donde $N_{T\text{-}bar}$ es el factor de cono, mientras que la $q_{T\text{-}bar}$ viene definida por la ecuación 4.

$$q_{T-bar} = q_c - [\sigma_{v0} - u2(1-\alpha)]\frac{A_S}{A_P} \qquad (4)$$

Donde q_c es la resistencia por punta, σ_{v0} es la presión vertical total, u2 es la presión intersticial medida por el equipo, α es el factor de área neto, A_S es el área de la sección transversal de la varilla y A_P es el área de la sección transversal de la sonda.
Como ocurre con la N_{kt}, la $N_{T\text{-}bar}$ también depende de las propiedades resistentes y deformacionales del suelo y del tipo de ensayo con el que se determina la *Su*. A pesar de que la bibliografía de los ensayos T-bar es más escasa que la de los CPTU, hay algunos estudios y recomendaciones muy útiles sobre los valores de $N_{T\text{-}bar}$ para diferentes tipos de suelos. Según Ref. [7] la $N_{T\text{-}bar}$ aumenta con la tasa de penetración, mientras que la sensitividad la hace disminuir. Una mayor rugosidad también hace aumentar la $N_{T\text{-}bar.}$

Se han realizado varios estudios teóricos para proponer valores de $N_{T\text{-}bar}$. Por ejemplo, Ref. [8] propuso un rango de entre 10 y 13 considerando la *Su* isotrópica, mientras que Ref [9] propusieron valores de entre 11 y 13 mediante simulaciones numéricas avanzadas. Por otro lado, hay algunos estudios experimentales centrados en la calibración del parámetro $N_{T\text{-}bar}$. mediante la comparación con otros ensayos. En este sentido Ref. [3] recomienda un rango de entre 8 y 11 si la *Su* se calcula con Triaxiales CAUC, y de entre 10 y 13 si se toma de referencia el valor medio de los resultados obtenidos con distintos ensayos de laboratorio; Ref. [10] establece valores de entre 10 y 12 en suelos arcillosos para valores obtenidos con Vane Tests de campo; y Ref. [7] detallan la relación entre $N_{T\text{-}bar}$ y el límite liquido en unas arcillas de Suecia. Como conclusión general, el valor de $N_{T\text{-}bar}$ se encuentra en una rango de entre 10 y 13.
A pesar de las relaciones descritas en la bibliografía entre la $N_{T\text{-}bar}$ y distintos parámetros geotécnicos, la calibración del factor de cono sigue siendo el mejor procedimiento para el cálculo de la *Su*. En este caso la calibración se realiza comparando los valores de *Su* calculados mediante la ecuación (3) y teniendo en cuenta distintos valores de $N_{T\text{-}bar}$ y los resultados de los ensayos de laboratorio. La calibración se muestra en la Figura 8.

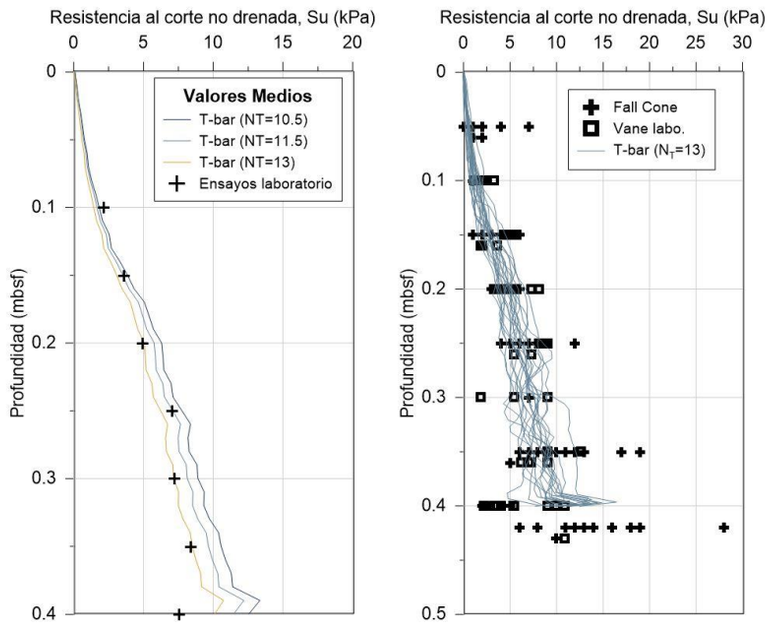


Figura 8. *Su* calculada con distintos valores de $N_{T\text{-}bar}$ a partir de los valores medios obtenidos en los ensayos T-bar y valores medios de los ensayos de laboratorio (izquierda) y ensayos de laboratorio y *Su* de los ensayos T-bar ($N_{T\text{-}bar}$=13) (derecha).

Gráficamente, el valor que encaja mejor los datos del T-bar y del laboratorio es el correspondiente a una $N_{T\text{-}bar}$=13, valor que es consistente con los existentes en la bibliografía para este tipo de suelos.

4.3 *Análisis de la Su*

Una vez calibrados los factores de cono N_{kt} y $N_{T\text{-}bar}$,se realiza el análisis de la evolución de la *Su* con la profundidad a partir de los datos de los CPTU, T-bar, Triaxiales UU, Fall cone y Vane de laboratorio (Figura 9).

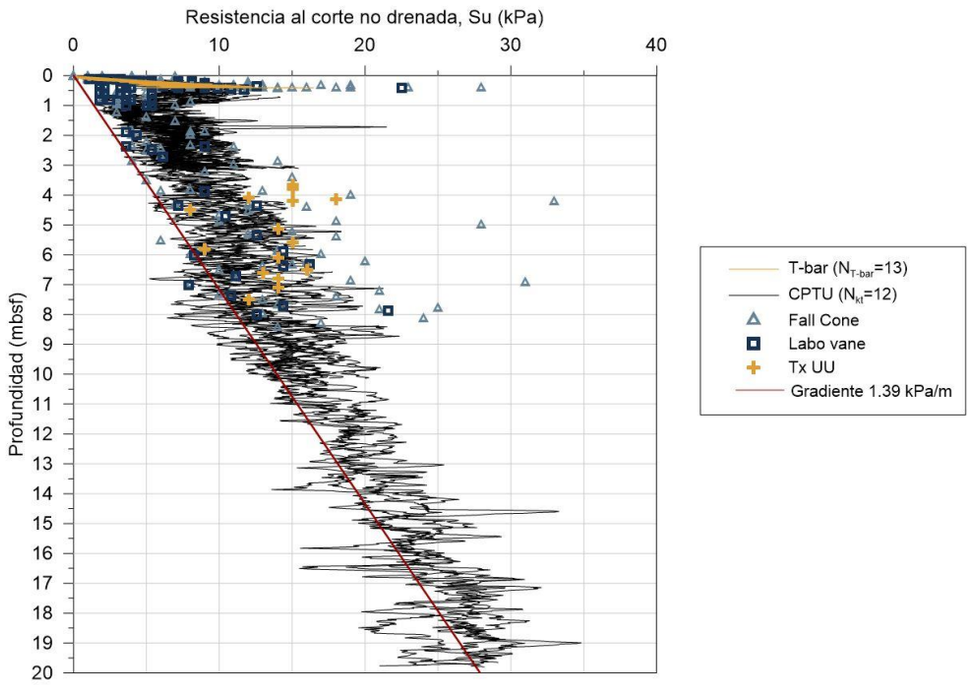


Figura 9. Evolución de la *Su* en profundidad (datos CPTU, T-bar y laboratorio) incluyendo el gradiente de resistencia (en rojo)

Desde un punto de vista general, los valores de *Su* aumentan de manera lineal con la profundidad de acuerdo a un gradiente promedio de 1.39 kPa/m. Este valor queda dentro del rango de 1.0 a 1.5 kPa/m definido en la bibliografía para los suelos muy bandos del Golfo de Guinea.

Sin embargo, este comportamiento es distinto en el primer metro de sedimento (Figura 10). El gradiente de *Su* es de 8.32 kPa/m en los primeros 0.125m de profundidad, cambiando a un gradiente de 28 kPa/m hasta los 0.4 metros. Este espesor de 0.4 metros con materiales que presentan un gradiente de resistencia muy por encima de la tendencia general corresponde a la costra definida como nivel-1.

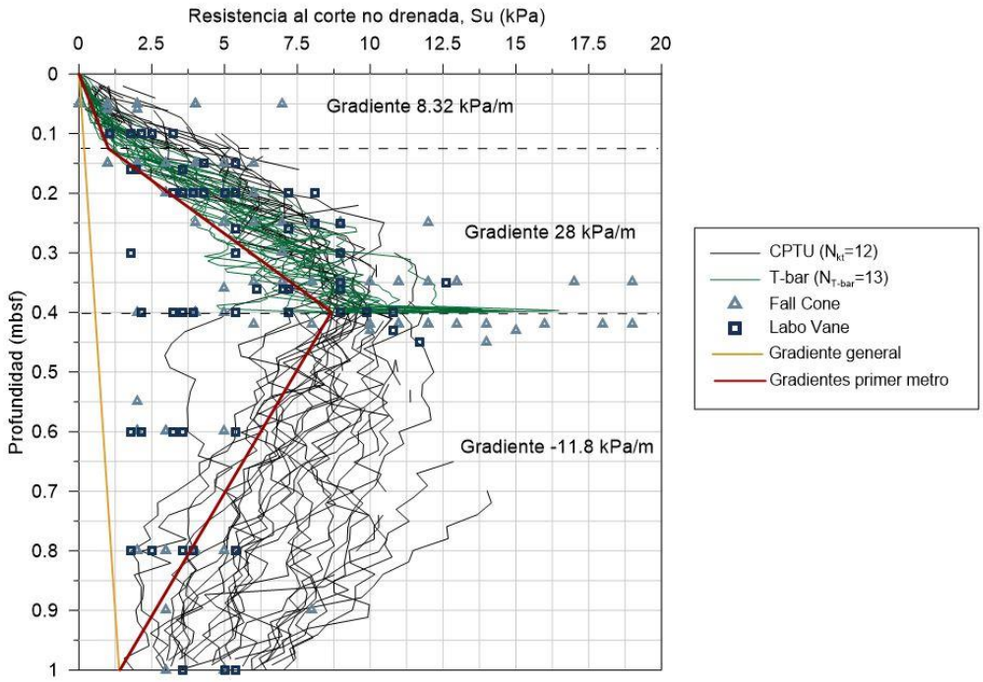


Figura 10. Evolución de la *Su* en profundidad en el primer metro de sedimento. El gradiente general de *Su* esta en azul y los gradientes de *Su* que aparecen en el primer metro en rojo.

Una vez superados los 0.4 metros de grosor de la costra, se considera que los valores de *Su* aumentan de nuevo de acuerdo al gradiente promedio, ya que un gradiente negativo, como el representado en la Figura 10 entre 0.4 y 1.0m de profundidad, carece de sentido.
Los valores de *Su* obtenidos mediante los ensayos de laboratorio, especialmente entre 0.3 y 0.7metros, presentan una gran dispersión. A pesar de que las muestras obtenidas mediante el box core son de gran calidad, la naturaleza extremadamente blanda de este suelo no permite el submuestreo (donde se realizan los ensayos de laboratorio) sin producir una alteración de la muestra. Por el contrario, los datos obtenidos con el ensayo T-bar en la muestra de dentro el box core y con el ensayo CPTU en el fondo marino son más precisos y fiables. Así pues, los gradientes calculados con los datos del CPTU y T-bar se consideran que reflejan mejor las condiciones reales del terreno.

5 CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA REMOLDEADA Y DE LA SENSITIVIDAD

Para la caracterización de la resistencia al corte no drenada en condiciones remoldeadas (*Sur*) se utilizan tanto los resultados de los ensayos de laboratorio como los datos de los ensayos T-bar cíclicos realizados. La obtención de la *Sur* a partir del ensayo T-bar cíclico requiere de una calibración previa del factor de cono $N_{T\text{-}barREM}$.

5.1 *Determinación de la $N_{T\text{-}bar\ REM}$*

La expresión que se utiliza para el cálculo de la *Sur* a partir del ensayo T-bar cíclico es:

$$S_{ur} = \frac{q_{T-bar}}{N_{T-bar\ REM}} \qquad (5)$$

Donde $N_{T\text{-bar REM}}$ es el factor de cono y la $q_{T\text{-bar}}$ viene definida en la Ecuación (4).
Para la determinación del valor de $N_{T\text{-barREM}}$ se ha utilizado, por un lado, la comparación gráfica entre los resultados de laboratorio y la *Sur* del T-bar teniendo en cuenta diferentes valores de $N_{T\text{-barREM}}$ y, por el otro, las ecuaciones propuestas por Ref. [11].
Para la comparación gráfica se han tenido en cuenta las medias de las *Sur* obtenidas tanto con los ensayos de laboratorio como con los ciclos de los ensayos T-bar (0.15 a 0.25m de profundidad), con el fin de minimizar la dispersión de los resultados. También es importante destacar que los ensayos de laboratorio realizados para la determinación de la *Sur* tienen una precisión baja cuando los valores de *Sur* son muy bajos.

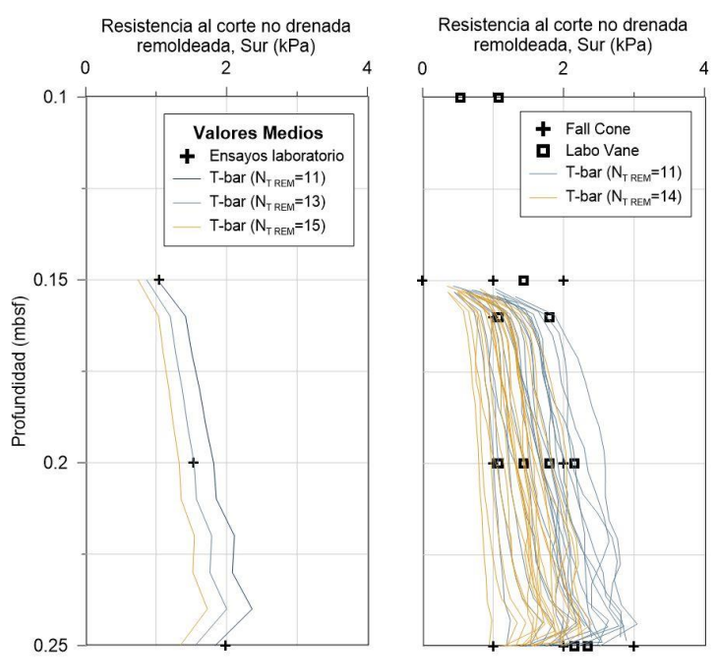


Figura 11. *Sur* calculada con distintos valores de $N_{T\text{-bar REM}}$ a partir de los valores medios obtenidos en los ensayos T-bar cíclicos y valores medios de los ensayos de laboratorio (izquierda) y ensayos de laboratorio y *Sur* de los ensayos T-bar ($N_{T\text{-bar REM}}$=11 y 14).

Gráficamente, parece que los valores que mejor correlacionan los resultados del laboratorio con los datos del T-bar cíclico están comprendidos entre 13.5 y 11 (Figura 11).

Por otro lado, según Ref. [11] el parámetro $N_{T\text{-barREM}}$ se relaciona con la sensitividad mediante la siguiente ecuación:

$$N_{T-bar\ REM} = 12 + \frac{5.5}{1+\left(\frac{S_t}{6}\right)^{-3}} \qquad (6)$$

Donde St es la sensitividad del suelo, que se puede calcular mediante la ecuación 7.

$$S_t = \left(\frac{q_{in}}{q_{rem}}\right)^{1.4} \qquad (7)$$

Donde q_{in} es la resistencia por punta neta en la primera penetración y q_{rem} es la resistencia por punta neta durante los ciclos. Aplicando la ecuación (6) se estiman valores de $N_{T\text{-}barREM}$ de entre 13.5 y 14.3. Así, una vez analizados ambos criterios, se establece un valor de $N_{T\text{-}barREM}$=13.5 para la determinación de la *Sur*. Este valor es consistente con la bibliografía existente.

5.2 *Analisis de la Sur*

Se analiza la evolución de la *Sur* con la profundidad a partir de todos los datos de laboratorio y de los datos obtenidos con el ensayo T-bar. Este análisis muestra un perfil de *Sur* que de manera general crece linealmente con la profundidad siguiendo un gradiente de 0.33 kPa/m (Figura 12). Cabe destacar que el valor del gradiente es conservador para evitar obtener valores de *Sur* que puedan estar por encima de los reales.

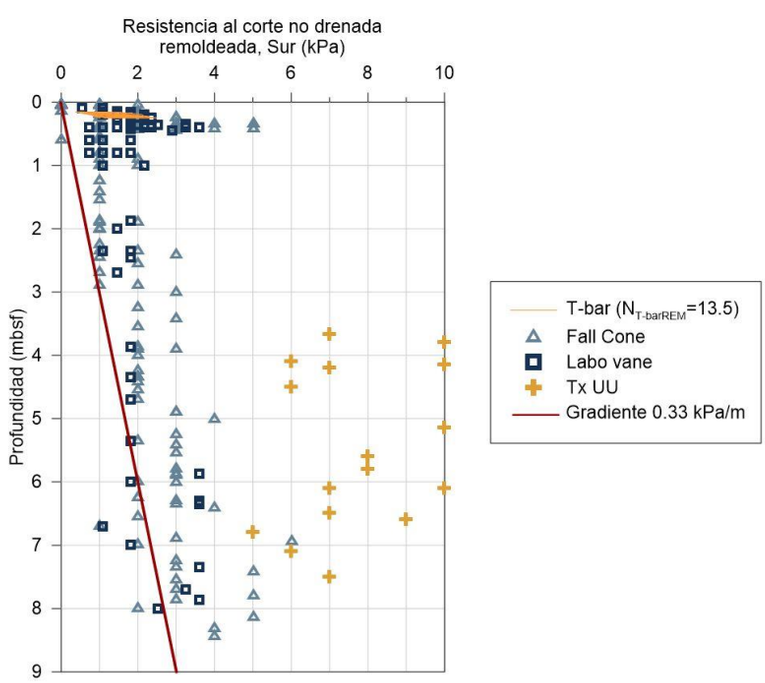


Figura 12. Evolución de la *Sur* en profundidad (datos T-bar y laboratorio) incluyendo el gradiente de resistencia en materiales remoldeados (en rojo)

Los resultados obtenidos en los ensayos Tx UU son los menos fiables de todos los realizados ya que este ensayo no tiene la precisión necesaria para determinar valores muy bajos de *Su*, como los obtenidos para la *Sur* (entre 0 y 5 kPa). Por lo contrario, los datos obtenidos con el ensayo T-bar se consideran los más fiables por estar realizados directamente sobre la muestra del box core, mucho menos alterada que las submuestras donde se realizan los ensayos de laboratorio.

Como ocurría en el análisis de la *Su*, se detecta una gradiente mayor en los primeros 0.4 metros, en el que el incremento es de 4.16 kPa/m (Figura 13). El valor de este gradiente, de igual manera que en el gradiente general, es un valor conservador.

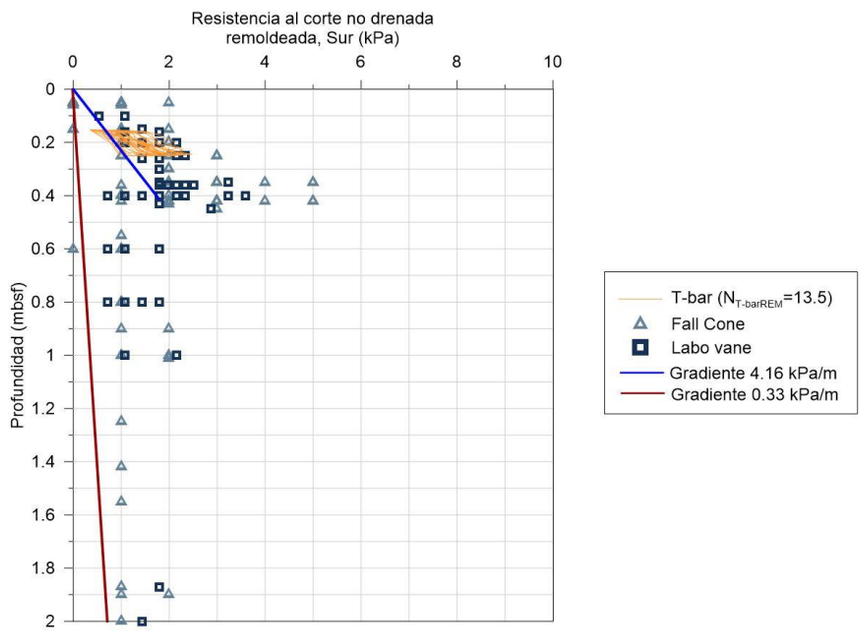


Figura 13. Evolución de la *Sur* en los primeros 2 metros (datos T-bar y laboratorio) incluyendo el gradiente general (rojo) y el gradiente en los primeros 0.4 metros (azul)

5.3 *Análisis de la Sensitividad*

Se analiza la sensitividad del suelo obtenida tanto a partir de los ciclos de los ensayos T-bar como la obtenida mediante los ensayos de laboratorio (ya comentados en el análisis de la *Sur*).

La sensitividad en los ensayos T-bar se evalúa a partir de la pérdida de resistencia por punta neta durante los ciclos, asumiéndose que se alcanza su valor mínimo, siguiendo la ecuación (7). Según Ref. [12] el número de ciclos debe ser mayor a los 10 que se usan normalmente con el fin de garantizar la estabilización de los valores de St. En este caso, se realizaron 26 ciclos en cada ensayo.
En la figura 14 se puede ver la evolución de la sensitividad en cada uno de los 20 ensayos, apreciándose que la sensitividad aumenta durante los ciclos hasta valores de entre 3.7 y 8.6, con un valor medio de 5.92, considerándose suelos muy sensitivos según Ref. [13]).

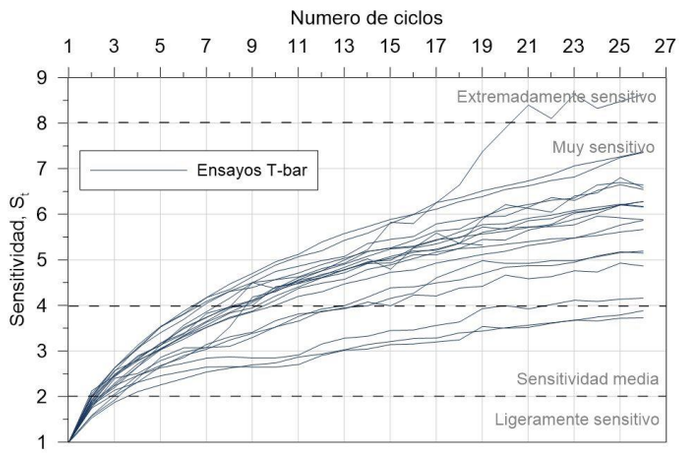


Figura 14. Evolución de la Sensitividad del suelo en los ensayos T-bar

Finalmente se comparan los resultados obtenidos mediante el ensayo T-bar cíclico con los obtenidos mediante los ensayos de laboratorio (Figura 15).

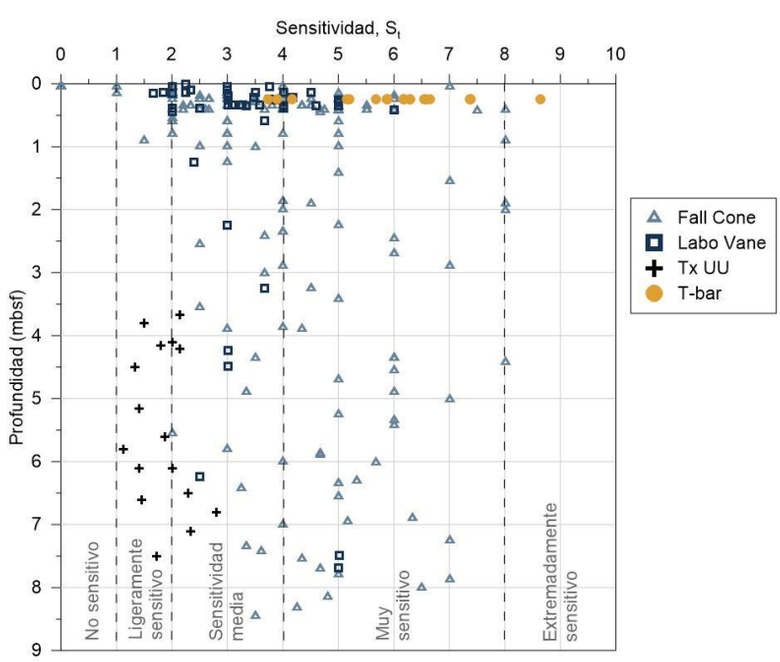


Figura 15. Comparación entre la St estimada con T-bar y a estimada con los ensayos de laboratorio.

Los resultados obtenidos con los ensayos de laboratorio presentan una dispersión de los valores de St más elevada que los obtenidos mediante el ensayo T-bar, que se considera el más fiable. En general, se puede deducir que los ensayos de laboratorio tienden a subestimar la sensitividad cuando la *Su* y la *Sur* presentan valores muy bajos, siendo el ensayo Tx UU el que presenta una menor precisión en la determinación de estos valores.

6 RESUMEN Y CONCLUSIONES

Se han estudiado los materiales cohesivos presenten a grandes profundidades en el fondo marino del Golfo de Guinea mediante ensayos in-situ (CPTU y T-bar) y mediante ensayos de laboratorio en las muestras recuperadas.

Para la caracterización de la Su se ha procedido primero a la determinación de los factores de cono, N_{kt} y $N_{T\text{-}bar}$, tanto a partir de correlaciones existentes como calibrándolos mediante ensayos de laboratorio. Se ha obtenido un valor de N_{kt}=12 y un valor de $N_{T\text{-}bar}$=13.

Cuando se analiza la evolución de la *Su* en profundidad, se observa que aumenta siguiendo un gradiente general de 1.39 kPa/m. Este gradiente, sin embargo, es muy superior en los primeros 0.4 metros, alcanzando un valor de 8.32 kPa/m entre 0 y 0.125 metros de profundidad y de 28 kPa/m entre 0.125 y 0.4 metros. Estos gradientes de *Su* corresponden a la presencia de una costra superficial en estos sedimentos marinos.

Para la caracterización de la *Sur* se procede de forma análoga a la descrita para la *Su*, determinando primero el factor de cono $N_{T\text{-}bar\ REM}$, para el que se obtiene un valor de 13.5. Posteriormente se analiza la evolución de la *Su* en profundidad, observándose que sigue un gradiente de 0.33 kPa/m de forma general, y de 4.16 kPa/m en los primeros 0.4 metros.

Se finaliza estudiando la sensitividad del suelo, obteniéndose que estos suelos se clasifican como muy sensitivos según Ref. [13]. También se corrobora la necesidad de realizar un mínimo de 20-25 ciclos en el ensayo T-bar cíclico para determinar correctamente la *Sur* y por tanto la St, y se concluye que para valores de *Su* y *Sur* muy bajos, como los obtenidos en estos materiales, los ensayos de laboratorio tienden a subestimar la sensitividad de los materiales.

A partir de los resultados obtenidos se concluye que la correcta planificación de una campaña de campo que combine ensayos in situ (CPTU y T-bar), toma de muestras de alta calidad (piston corer y box corer) y ensayos de laboratorio (Fall Cone, Vane Test, Triaxial UU), permite definir con gran precisión los parámetros resistentes (Su y Sur) que caracterizan los suelos cohesivos muy blandos de los fondos marinos profundos.

7 REFERENCIAS

[1] Robertson, P.K., Soil Behaviour Type from CPT : an update, 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10, Huntington Beach, CA, 2, 2010, pp:535-542

[2] Mayne, P.W. and Peuchen, J., Evaluation of CPTU N_{kt} cone factor for undrained strength of clays. Procedings of the Cone Penetration Testing 2018. Delft (The Netherlands), pp:423-429

[3] Lunne, T., Randolph, M.F., Chung, S.F., Abdersen K.H and Sjursen, M., Comparison of the cone and T-bar factors in two onshore and one offshore clay sediments. *Frontiers in Offshore Geotechnics*; Proc. Intern. Symp, Perth, 19-21 September 2005. Taylor & Francis, London

[4] Low, H.E., Lunne, T., Andersen, K.H., Sjursen, M.A., Li, X. and Randolph, M.F., Estimation of intact and remoulded undrained shear strength from penetration tests in soft clays. *Geotechnique*, Vol. 60, No.11, pp: 843-859.

[5] Balachowski, L., Miedrlarz, K. and Konkol, J., Strenght parameters of deltaic soils determined with CPTU, DMT abd FVT. Proceedings of the Cone Penetration Testing 2018. Delft (he Netherlands), pp: 117-121.

[6] Devincenzi, M. Pérez, N., Deu, A. and Goemaere, S. Calibration of parameters N for T-bar and CPTu tests in soft soils by laboratory vane tests. Proc. 5th Int. Conf. on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, ISC'5, Australia.

[7] Larsson, R., Ahnberg, H. and Schalin, D., T-bar tests in soft and sensitive Swedish clays, 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, Las Vegas, Nevada, USA 2014, pp:449-458

[8] Randolph, M.F., Martin, C.M. and Hu, Y., Limiting resistance of a spherical penetrometer in cohesive material. *Geotechnique* Vol.50, No. 5, pp: 573-582, 2000

[9] Randolph, M.F., and Andersen, K.H., Numerical Analyisis of t_bar penetration in soft clay. ASCE International Journal of Geomechanics, Vol. 6, No. 6, pp: 411-420. 2006

[10] Veemees, I., Howie, J., Woeller, D.; Sharp, J., Cargill, J. and Greig, J. Improved techniques for the in-situ determination of undrained shear strength in soft clays. Proceedings, 59th Canadian Geotechnical Conference, Sea to Sky Geotechnique, Vancouver, pp: 89-95. 2006

[11] Yafrate, N., DeJong, J., DeGroot, D. and Rabdolph, M.F. Evaluation of remoulded shear strength and sensitivity of soft clay using full-flow penetrometers. SCE Journal og Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 135, No. 10, September 2009, pp: 1179-1189

[12] Devincenzi, M., Pérez, N., Deu, A. Caracterización de arcillas blandas marinas mediante ensayos CPTu y T-bar. X Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica, A Coruña (España). 2016. pp: 379-386

[13] Rosenqvist, I.Th., Considerations on the Sensitivity of Norwegian Quick-Clays. *Geotechnique*, Vol. 3, Nº 5 1953, pp: 195-200.

Mapa estratigráfico con fines geotécnicos de la ciudad de Córdoba

J. J. Clariá, S. Rouzaut, M. Ares, P. A. Eveling

jclaria@unc.edu.ar; Laboratorio de Geotecnia de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba
srouzaut@unc.edu.ar; Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba
mauricioares@hotmail.com; Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba
pablo.eveling@unc.edu.ar Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba

RESUMEN: Los datos aportados por los mapas geotécnicos permiten optimizar la planificación y uso del territorio con fines de creación y mantenimiento de infraestructura civil. La información provista por dichos mapas, permite tanto la evaluación del comportamiento de las construcciones, como la predicción y previsión de posibles inconvenientes de carácter geológico y / o geotécnico. Este trabajo presenta un Mapa Geotécnico de la ciudad de Córdoba construido a partir de la carga de aproximadamente 900 perforaciones exploratorias realizadas por los autores, y tomando como base el mapa desarrollado por Rocca et al. (1995), el cual fue elaborado a partir de en un análisis geológico y geomorfológico de la Ciudad. El mapa confeccionado aquí, amplía el área abarcada por la Carta de Rocca et al. (1995), y se orienta a la definición de la profundidad de fundación más que a la predicción de asentamientos por colapso. Se ilustran datos litológicos y resistencia a la penetración en el ensayo de hinca dinámica con cono Súper Pesado (DPSH, Dynamic Probing Super Heavy). Se presenta un mapa de profundidad de rechazo en la hinca DPSH el cual brinda una estimación de la posible de cota de fundación para estructuras de porte medio. El análisis geoestadístico predictivo y la interpolación de los datos de las perforaciones necesarios para la confección del mapa se realizaron en un Sistema de Información Geográfica. Los resultados de la interpolación hecha por el software se muestran en una interfaz gráfica a color en 2D y 3D de muy simple lectura e interpretación.

Palabras clave: MAPA GEOTÉCNICO, CÓRDOBA, GIS, ESTRATIGRAFÍA, SUELOS

ABSTRACT: The data provided by geotechnical maps allow to optimize the planning and usage of the territory for civil infrastructure construction and maintenance. The information supplied by these maps, permit the evaluation of structures behavior, as well as the prediction and prevention of possible

geological and / or geotechnical problems. This work presents a Geotechnical Map of the city of Córdoba built from the load of approximately 900 exploratory drillings made by the authors, and based on the map previously developed by Rocca et al. (1995), which was constructed from a geological and geomorphological analysis of the city. The map assembled here, expands the area covered by Rocca et al. (1995), and is oriented to the definition of the foundation depth rather than to the prediction of settlements by collapse. Lithological data and penetration resistance on the Super Heavy Cone Dynamic Driving Test (DPSH) are illustrated. A map of rebound depth in the DPSH test is presented, which provides an estimative foundation level for medium size buildings. Predictive geostatistical analysis and interpolation of drillhole data were performed in a Geographic Information System. The results of the software interpolation are showed in a 2D and 3D color graphic interface of very simple and fast reading and comprehension.

Keywords: GEOTHECNICAL MAP, CÓRDOBA, GIS, STRATIGRAPHY, SOILS

1 INTRODUCCIÓN

La planificación y ejecución de obras de ingeniería requieren tener una base geológico- geotécnica sólida para evaluar futuros problema de esta índole. Los mapas geotécnicos aportan información valiosa con fines de planificación y uso del territorio (Ref. [1]).

La ciudad de Córdoba ya cuenta con antecedentes de mapas geotécnicos, entre los que se destacan los de Ref. [2], Ref. [3], Ref. [4] y Ref. [5]. El mapa de Bodenbender Ref. [2] se centralizó en las márgenes del río Suquía, área en la que resultaba factible el empleo de fundaciones directas sobre suelos aluvionales. Luego, con el crecimiento de la ciudad las construcciones avanzaron fuera de la planicie de inundación del río y comenzaron a ocupar terrenos en los que predominaban los loess con características colapsables (Ref. [6], Ref. [7] y Ref. [8]). Ref. [3] publicó por primera vez un mapa geotécnico de la ciudad de Córdoba con el objetivo de que sea utilizado por los ingenieros a la hora de definir los eventuales inconvenientes en la fundación de sus construcciones. Por otro lado, Ref. [4] y Ref. [5], presentaron un mapa que completó y extendió el desarrollado por Ref. [3], en el que se distinguen una serie de perfiles modales de cada unidad de Tipo geotécnico. El mapa de Rocca (Ref. [4]) está orientado fundamentalmente a la predicción de asentamientos en estructuras civiles generados por el fenómeno de colapso frente al humedecimiento que sufren los limos de tipo loéssico tan abundantes en la ciudad de Córdoba. Frente a la ampliación y la creciente urbanización de la ciudad de Córdoba, Ref. [5], Ref. [9] y Ref. [10] presentaron actualizaciones de su mapa con análisis geostadísiticos que estiman asentamientos potenciales máximos en las nuevas zonas anexadas al ejido urbano. Dado que los sectores anexados no estaban mapeados, las estimaciones de asentamientos se basaron en el empleo de información en parte subjetiva y en la experticia de los especialistas (Ref. [10]).

Desde las primeras publicaciones de los mapas de Ref. [2], Ref. [3], Ref. [4] y Ref. [5] hasta hoy, la urbanización de la ciudad de Córdoba ha crecido considerablemente. Entre 2001 y 2010 se crearon 231 nuevas urbanizaciones, lo que representa casi 50.000 nuevos inmuebles y 17,3 millones de metros cuadrados edificados (Ref. [11]). Estas nuevas urbanizaciones se distribuyen principalmente en la zona sur, oeste, y noroeste de la ciudad. Esta creciente demanda de viviendas e infraestructura, combinado con la presencia de loess altamente colapsable, la forma plano-cóncava del ejido urbano, y sumado a los problemas de anegamiento que tiene la ciudad (Ref. [12]), torna vital tener conocimiento del subsuelo para la correcta planificación y ejecución de obras civiles. Es por ello que el presente trabajo tiene como objetivo caracterizar y mapear geotécnicamente los suelos de la ciudad de Córdoba a partir de los datos de aproximadamente 600 estudios de suelos (más de 900 perforaciones), tomando como base las Cartas

geotécnicas de la ciudad de Córdoba elaboradas por Ref. [3] y Ref. [4]. Por otro lado, se busca relacionar las características y propiedades geotécnicas con la geología y geomorfología de la ciudad. El mapeo está orientado fundamentalmente a la descripción de secuencias sedimentológicas tipo en los diferentes sectores de la ciudad, así como a la definición de estratos recomendados para el apoyo de la fundaciones de obras de infraestructura de porte medio.

2 GEOMORFOLOGÍA Y ESTRATIGRAFÍA GENERAL DE LA CIUDAD DE CÓRDOBA

2.1 Geomorfología

Las características de los suelos de la ciudad se encuentran estrechamente vinculados con las formas y topografía del terreno. Desde un punto de vista geomorfológico, el ejido urbano de la ciudad de Córdoba y zona metropolitana, se encuentra ubicado en el piedemonte oriental de la Sierra Chica y en la Llanura Pampeana que se desarrolla inmediatamente al este de la misma. La ciudad de Córdoba se emplaza en una rampa tectónica reactivada, de perfil asimétrico, con su flanco occidental conformado por un abrupto de falla y un flanco oriental tendido, que fue cubierto por un manto de loess que suavizó el relieve hasta perderse en la llanura. El sector proximal está conformado por un glacis de acumulación que apenas se observa ya que el manto loéssico lo tapa. Por otro lado, de manera sincrónica, el río Suquía ha desarrollado su abanico de depósitos aluviales, que se extienden a lo largo y ancho de la ciudad, sumado a paleocauces anastomosados que ponen de manifiesto los diferentes emplazamientos desde comienzos del Cuaternario (Ref. [12]). Esto permite diferenciar cuatro niveles de terrazas asimétricas: a) las más antiguas se elevan 40 a 42 m sobre el nivel del río, b) las intermedias 10 a 12 m, c) las más recientes 3 a 4 m, y finalmente, c) a nivel de cauce existente, los depósitos actuales y primer terraza (Ref. [13]). Otro agente modelador en la ciudad de Córdoba es el Arroyo La Cañada, que nace en la vertiente oriental de la Sierra Chica, y desagua en el río Suquía en el centro de la ciudad. El Arroyo La Cañada, causó innumerables problemas de inundación y anegamientos a lo largo de la historia hasta que en 1939 se realizaron las primeras obras de canalización que definieron la actual fisonomía por el centro de la ciudad (Ref. [14]).

2.2 Secuencia estratigráfica

La secuencia estratigráfica típica y dominante de la ciudad de Córdoba está constituida (de base a techo) por basamento metamórfico (cuya profundidad se estima entre los 200 a 300 m por ejemplo en el Barrio de Alta Córdoba), sobre el cuál se han depositado sedimentos provenientes de las Sierras Chicas y sedimentos fluviales producto de las crecidas históricas del Río Suquía (previo a la construcción del Dique San Roque que actualmente regula su caudal) y el Arroyo la Cañada. Estos depósitos corresponden a la Formación Río Primero de edad aproximada 1,8 – 1,0 Ma (Ref. [15]) y representan los niveles aterrazados del río. Sin embargo, desde el punto de vista geotécnico el sedimento más problemático es el manto de loess que se encuentra a nivel superficial y cubre gran parte de la ciudad a ambas márgenes del Río Suquía. El manto de loess presenta espesores muy variables, del orden de tan solo 5 m en el sector oeste – noroeste (inmediaciones de los Campos del 3er Cuerpo del Ejército, Avda. Ejército Argentino), rondando los 25 m en el extremo sur del ejido municipal, y alcanzando profundidades de más de 80 m en el extremo norte como por ejemplo en Barrio Guiñazú (Ref. [12]).
La principal característica geotécnica de los loess cordobeses es la colapsabilidad, es decir su capacidad de sufrir grandes asentamientos en forma brusca frente a humedecimientos o cambios tensionales (Ref. [7] y Ref. [9]), lo cual permite clasificarlos como suelos metaestables (Ref. [16]). Esta inestabilidad es motivo de numerosos daños y pérdidas en la infraestructura civil. De acuerdo a observaciones realizadas por Ref. [17], el manto de loess, denominado Fm. General Paz (Ref. [15]), está constituido por dos pulsos. Por un lado, el loess más profundo que corresponde a la Fm. Pampeana (Ref. [18]). Este manto está caracterizado por sedimentos loéssicos, loessoides y fluvio-eólicos, con presencia de fragipanes (Ref.

[17]). Desde un punto de vista mecánico la Fm. Pampeana, corresponde a loess secundarios que han sufrido sobreconsolidación por desecación y por lo tanto no resultan susceptibles a sufrir colapso (Ref. [9]). Por otro lado, el loess superior, que se encuentra a profundidades de hasta aproximadamente 10 m, corresponde a la Fm. Cordobense, conformada por limos de color pardo a pardo rojizo, de origen eólico y generalmente edafizados a nivel superficial (Ref. [13]). El comportamiento de estos loess superficiales es altamente colapsable (Ref. [9]).
Desde el punto de vista mineralógico, en el loess se presentan como minerales mayoritarios el cuarzo, el feldespato y la calcita, y a su vez aparecen como trazas, minerales tales como la muscovita, illita y clorita (Ref. [9] y Ref. [19]).

3 MATERIALES Y MÉTODOS

Como punto de partida se construyó una base de datos a partir de 600 informes geotécnicos (cerca de 900 perforaciones). Asimismo, para la construcción del mapa se emplearon imágenes satelitales de Google Earth Pro con 1 m de resolución y SRTM de 30 m de resolución, trabajando con el sistema de referencia Datum WGS84 con una escala aproximada de 1:100.000. El mapeo digital de las unidades geotécnicas se realizó usando softwares de uso gratuito tales como SAGA (System for Automated Geoscientific Analyses), Qgis y Rockworks. Los diferentes mapas de profundidades y las secciones transversales, fueron realizados a partir del modelo de bloques sólidos previamente generado en Rockworks. Los perfiles tipo de cada unidad geotécnica se graficaron empleando herramientas de diseño gráfico. Finalmente, con estas herramientas e información, se procedió a desarrollar un modelo geomorfológico y geotécnico de la ciudad de Córdoba y alrededores, a partir del cual se construyó el mapa geotécnico. Este proceso se ejecutó respetando los lineamientos fundamentales previamente empleados por Ref. [3] y Ref. [4]. El modelo desarrollado divide a la Ciudad en unidades de Tipo Geotécnico siguiendo criterios de uniformidad litológica-mecánicas. En la Fig. 1 se presenta un esquema de la metodología empleada para la confección del mapa.

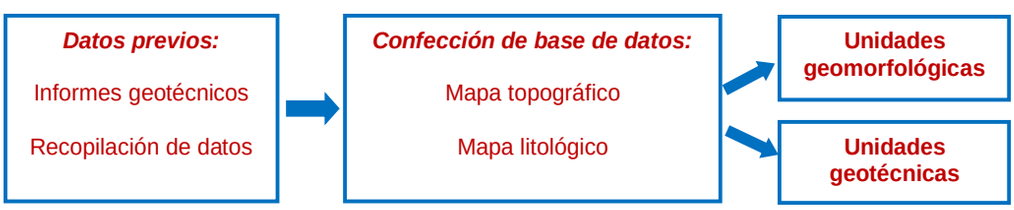


Figura 1. Medotología empleada para la confección del mapa geotécnico de la ciudad de Córdoba y alrededores.

4 RESULTADOS

4.1 Zonificación Geotécnica

Dado que el comportamiento mecánico de los suelos y rocas se encuentra estrechamente relacionado con el paisaje geomorfológico, siguiendo los criterios mencionados, se zonificó al ejido urbano y alrededores de la ciudad de Córdoba de la manera ilustrada en la Fig. 2. Las divisiones geomorfológicas fueron tomadas de Ref. [12].

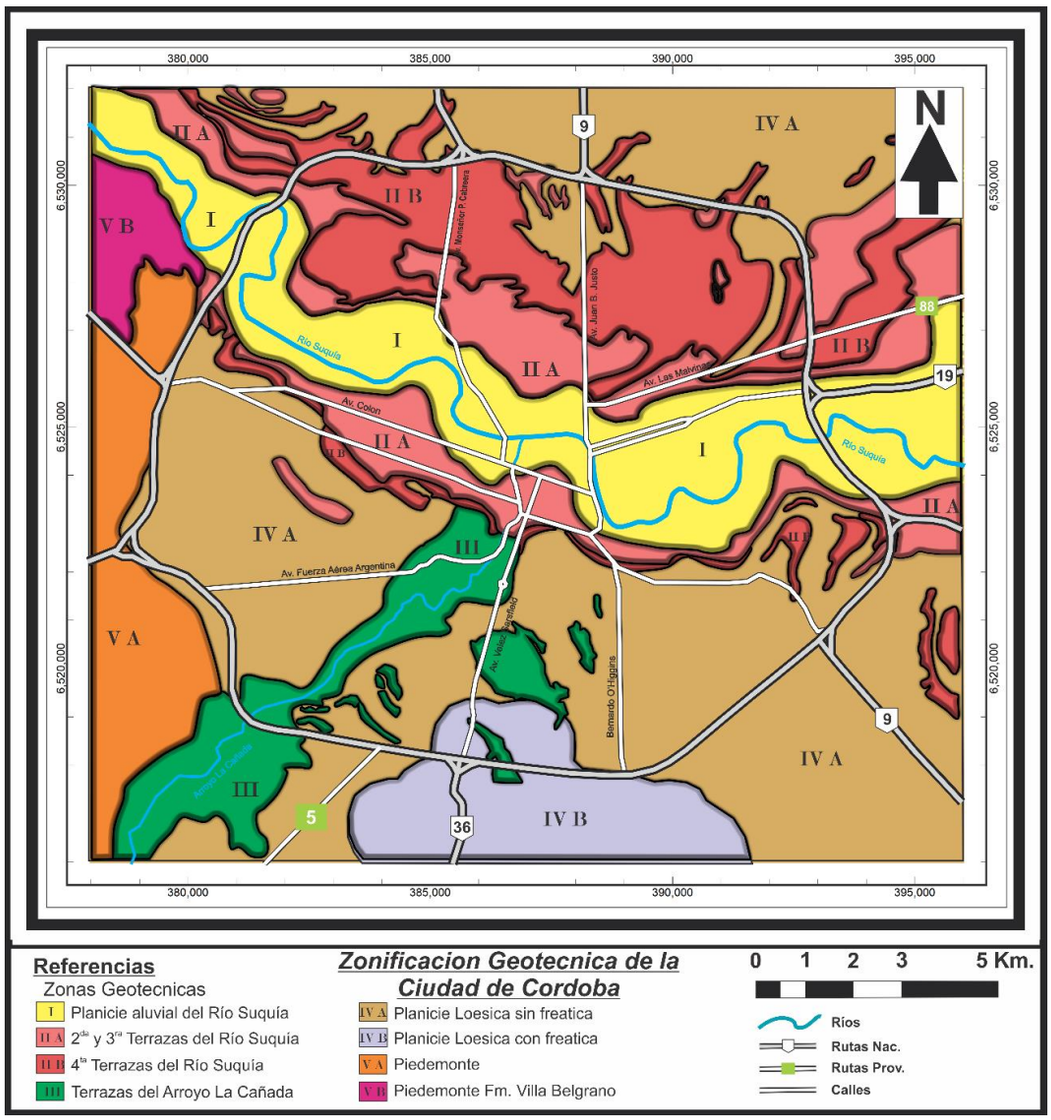


Figura 2. Zonificación geotécnica de la ciudad de Córdoba.

Tabla 1. Zonificación geotécnica de la ciudad de Córdoba, unidades de mapeo

Zona geomorfológica	Perfil Tipo
I. Planicie aluvial Río Suquía	Depósitos actuales y 1er Terraza
II. Terrazas intermedias	a) 2da y 3er Terraza b) 4ta Terraza
III. Terrazas del Arrojo La Cañada	
IV. Planicie loéssica	a) Con freática b) Sin freática
V. Piedemonte Sierras Chicas.	a) Piedemonte proximal b) ¿Formación Villa Belgrano?

La ciudad de Córdoba quedó dividida en cinco unidades de mapeo las cuales se enumeran en la Tabla 1. Las principales características geotécnicas de los diferentes sectores geomorfológicos así como los aspectos más sobresalientes del comportamiento mecánico de los perfiles tipo se resumen en "Fichas Técnicas". Estas fichas técnicas se presentan en las Figs. 3 a 11.
En la zonificación se unieron algunas unidades geomorfológicas para facilitar la lectura del mapa, sin embargo en las fichas técnicas se encuentran desglosadas. Por ejemplo, en la zonificación geotécnica, la 2da y 3er terraza del Río Suquía conforman una misma unidad geomorfológica, sin embargo, en las fichas técnicas se presenta un perfil característico para cada una de las terrazas.

4.2 Aspectos fundamentales de cada zona

4.2.1 Planicie aluvial Río Suquía y 1er terraza

Corresponde al cauce actual del río Suquía. El río Suquía o Primero es un río de carácter antecedente, el cual al salir del piedemonte forma un gran abanico aluvial. La planicie aluvial actual, está compuesta por arenas gruesas a finas, cuya gradación depende de la competencia y capacidad que tuvo el río a lo largo de las fluctuaciones estacionales típicas del clima dentro de su historia geológica.
El perfil tipo de la zona es (de base a techo): SP – ML o ML / CL. Está constituido por alternancia de arenas de diferente granulometría y capas de finos como limos y arcillas. La profundidad y la intercalación de cada uno de estos materiales están sujetas a la dinámica fluvial a lo largo de la ciudad. Este perfil se encuentra representado principalmente en el barrio Centro y todos los barrios que se encuentren en la ribera del río (Fig. 3).

4.2.2 Terrazas intermedias

4.2.2.1 Segunda y tercer terraza

A medida que nos alejamos del cauce actual del río tenemos las distintas terrazas. Éstas corresponden a geoformas que se encuentran a niveles topográficos más elevados que el cauce contemporáneo y que se suavizan hacia el este producto de la erosión ocasionada por el lavado de los sectores superiores. Debido a esto, la alternancia de los materiales, como las profundidades pueden variar ligeramente.
La segunda terraza se encuentra a aproximadamente 4 a 5 m de profundidad con respecto a la superficie actual del terreno. Corresponde a la secuencia (de base a techo): SP - SM - ML o ML / CL y se encuentra en barrios como Alberdi, Providencia, San Martín (Fig. 4).
La tercer terraza se encuentra a los 6 - 8 metros aproximados de profundidad, el perfil tipo es (de base a techo): SP – SM – ML o ML / CL. El perfil se conforma por arenas en general pobremente graduadas en profundidad, luego arenas limosas, y finalmente la cubierta loéssica que reviste a toda la ciudad de Córdoba. Este perfil caracteriza a barrios como Alta Córdoba (Fig. 5).

4.2.2.2 Cuarta terraza

La cuarta terraza se encuentra a aproximadamente 12 metros de profundidad con respecto a la superficie del terreno natural actual. El perfil tipo está compuesto por (de base a techo): SP – SM – ML o ML / CL. Esta terraza se encuentra mayormente desarrollada en el sector norte de la ciudad (Fig. 6) como ser barrios Poeta Lugones y Marqués de Sobremonte.

4.2.3 Terrazas Arroyo La Cañada

Estos depósitos se encuentran en el sector sur - suroeste del Arroyo La Cañada, principalmente en barrios como La Cascada.
El perfil se encuentra representado por una alternancia (de base a techo) de arenas limosas, arenas pobremente graduadas y limos. En este sector, se entremezclan depósitos de piedemonte (las arenas

pobremente gradadas) con arenas limosas pertenecientes al arroyo, recubiertos por mantos loéssicos (Fig. 7).

4.2.4 Planicie loéssica

4.2.4.1 Sin freática

Corresponde a la fracción sureste, algo al suroeste, y norte de la ciudad de Córdoba, sectores actualmente en pleno desarrollo urbanístico. Es el sitio elegido en las últimas dos décadas por numerosos desarrollistas para construir countries y barrios cerrados.
El perfil tipo es ML o bien ML / CL. Si bien, la profundidad estudiada en el presente trabajo llega hasta los 14 m, perforaciones no incluidas aquí indican que la litología loéssica se mantiene sin cambios a profundidades mayores (Fig. 8).

4.2.4.2 Con freática

Ubicada hacia el sur del anillo de Circunvalación, entre las avenidas Armada Argentina y 11 de Setiembre. Esta zona se caracteriza por tener presencia de nivel freático a profundidades variables entre los 2 y 13 m con respecto a la superficie actual del terreno. La presencia de la primer napa a escasa profundidad es consecuencia, en parte de la elevada y descontrolada urbanización combinada con la carencia de obras de cloacas, como así también al drenaje proveniente de las Sierras de Malagueño y Los Cerrillos, por lo que de acuerdo a análisis de DEM (modelo de elevación digital) (Ref. [12]) y trazado de cuencas de drenaje, este sector pertenecería a la cuenca del Río Xanaes.
El perfil tipo se caracteriza por tener 14 m de loess (ML o bien ML / CL) con presencia del nivel freático a profundidades variables entre los 2 y 13 m (Fig. 9). Si bien la profundidad estudiada aquí llega hasta los 14 m, datos de perforaciones no incluidas en el presente trabajo indican profundidades mayores manteniendo la presencia de limos loéssicos.

4.2.5 Piedemonte Sierras Chicas

4.2.5.1 Piedemonte proximal

Si nos desplazamos hacia el oeste, y saliendo del ejido urbano de la ciudad de Córdoba, los suelos en el piedemonte presentan una gran variabilidad espacial y gran heterogeneidad litológica, con lo cual los perfiles tipo aquí presentados pueden encontrarse en áreas puntuales y localizadas, pudiendo hallarse fuera de las mismas columnas sedimentarias levemente diferentes a las descriptas a continuación.
Los suelos encontrados en el piedemonte de las Sierras Chicas se encuentran bien representados en localidades como Villa Allende y Mendiolaza, entre otras. Básicamente están conformados en su base por basamento metamórfico altamente meteorizado, o bien gravas pobremente seleccionadas (GP), o en ocasiones arenas mal graduadas y cementadas en una matriz calcárea. Suprayaciendo a estos materiales suele encontrarse un manto de limos arenosos de tipo loéssico, cuyos espesores pueden variar desde los 50 cm hasta 5 a 6 metros (Fig. 10).

4.2.5.2 ¿Fm. Villa Belgrano?

Constituye todo el sector noroeste de la ciudad, en el límite del ejido urbano. Está representado por el perfil (de base a techo) GP - SW – SM - cubierta loéssica (ML o ML / CL). En zonas puntuales puede hallarse el nivel freático, cuya profundidad resulta variable según la estación del año. Este perfil, se caracteriza por encontrar en numerosos sectores a aproximadamente los 2 a 4 m de profundidad un suelo (o roca débil) color rojizo con elevada resistencia mecánica y capacidad portante, que correspondería a la Fm. Villa Belgrano (Ref. [15]). Vale aclarar que para corroborar de manera fehaciente si efectivamente se trata de la Fm. Villa Belgrano debería realizarse un estudio más exhaustivo que incluya análisis microscópicos y dataciones. Este perfil se puede encontrar en barrios como Villa Warcalde (Fig. 101).

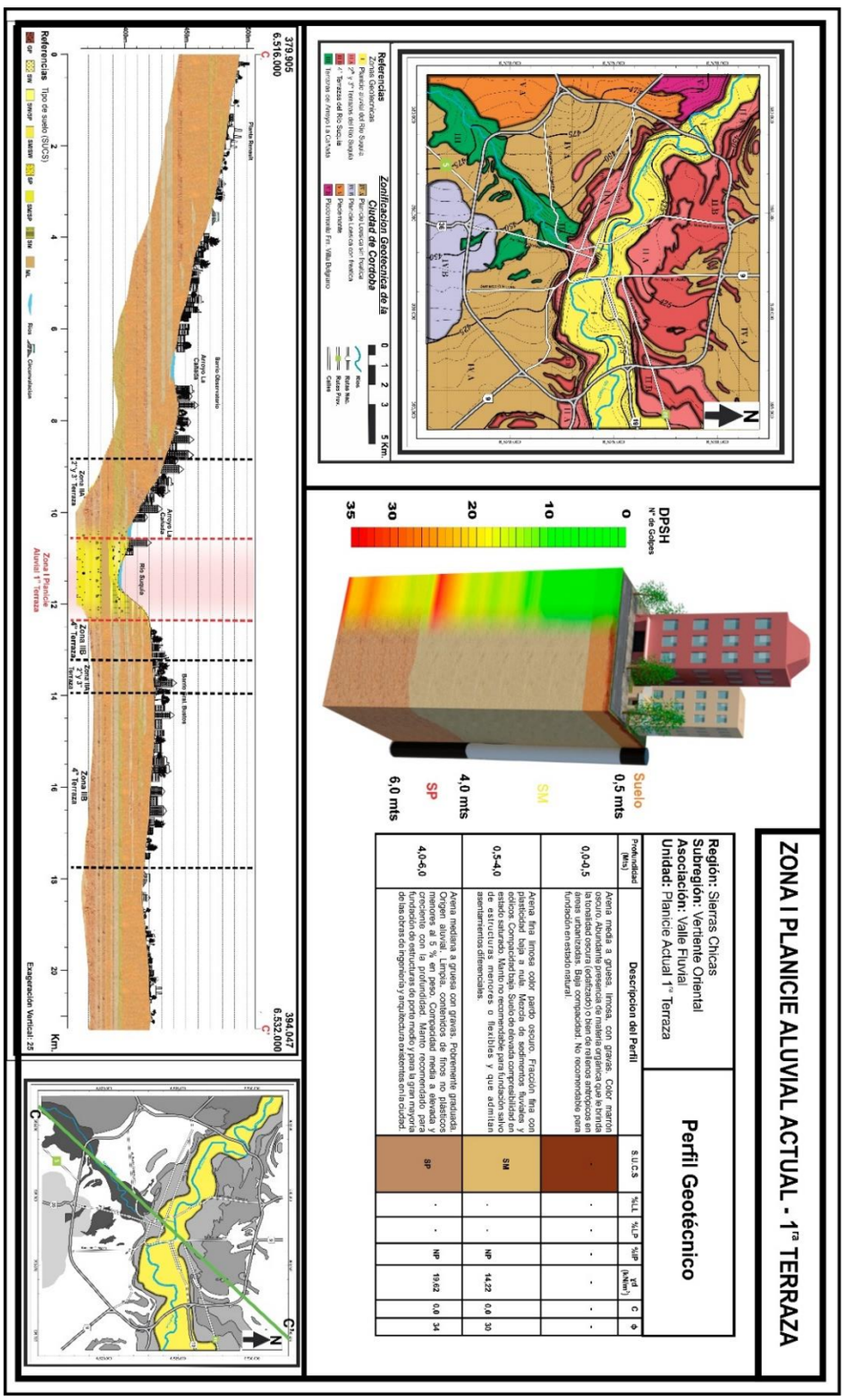
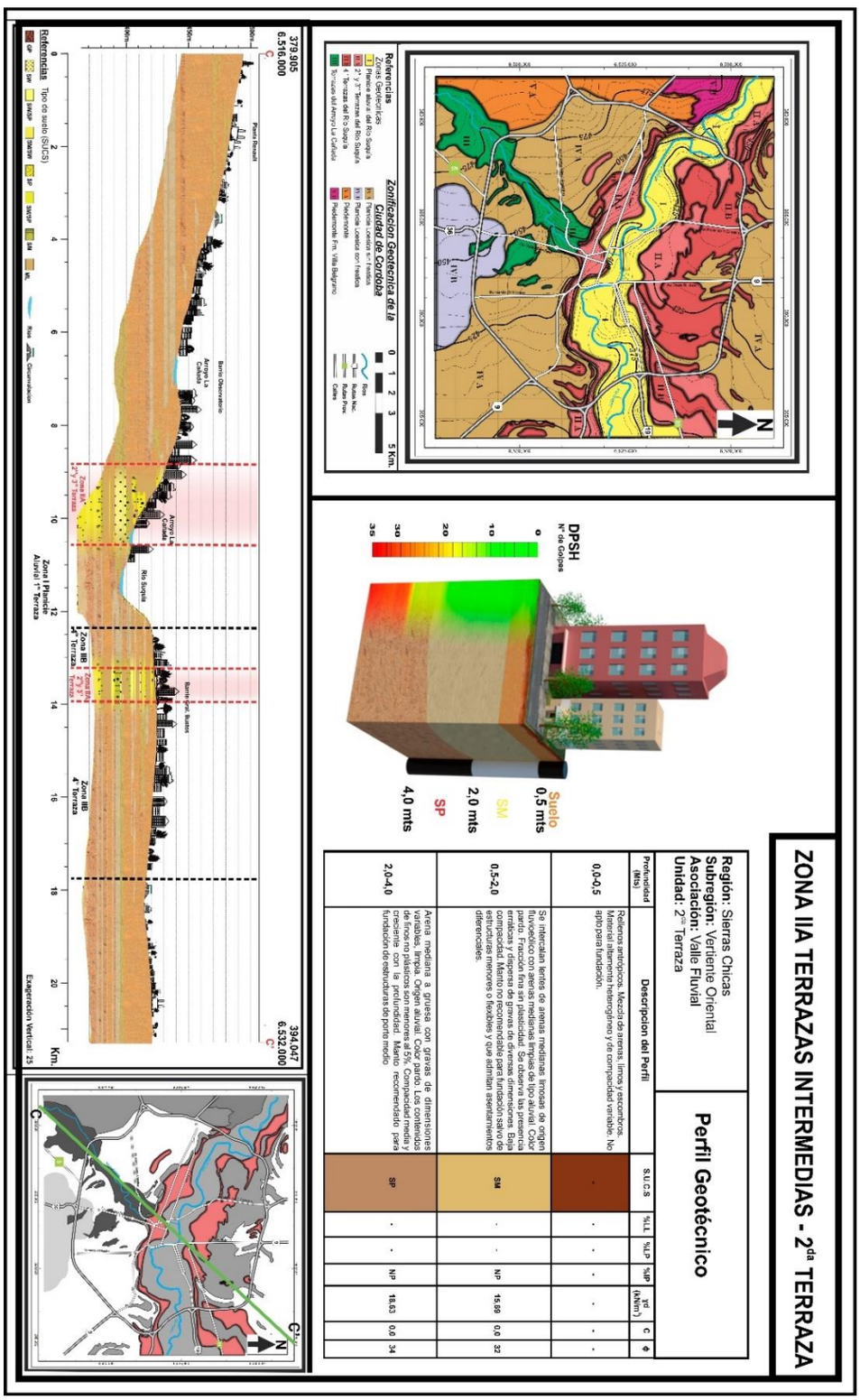


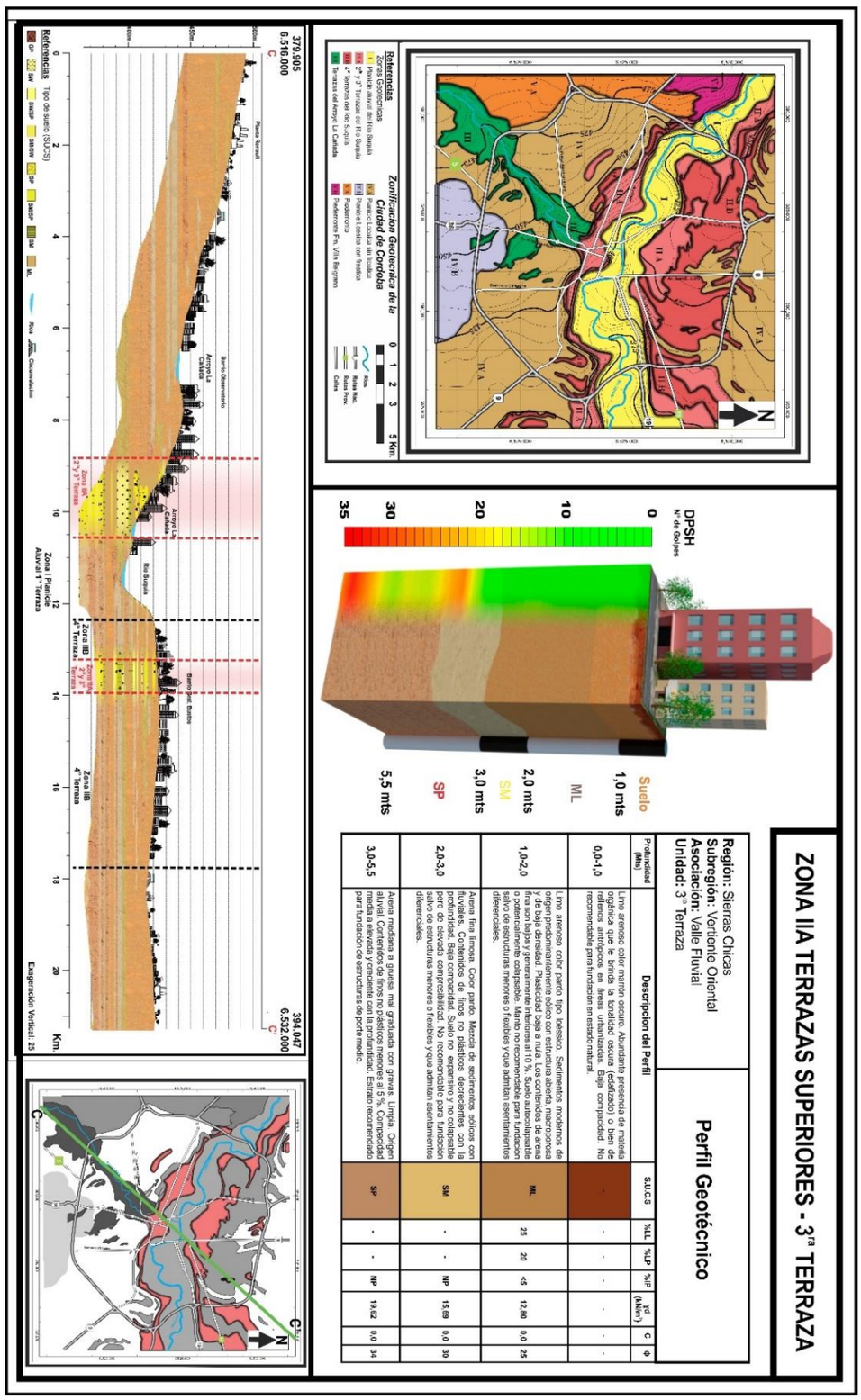
Figura 3. Planicie aluvial actual y 1er terraza del Río Suquía.

Referencias: SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; %LL: Límite líquido; %IP: Índice de Plasticidad; γ_d: peso unitario seco [kN/m^3]; c: cohesión efectiva drenada (medida sobre muestra saturada); ϕ: ángulo de fricción interna efectivo, drenado (medido sobre muestra saturada).



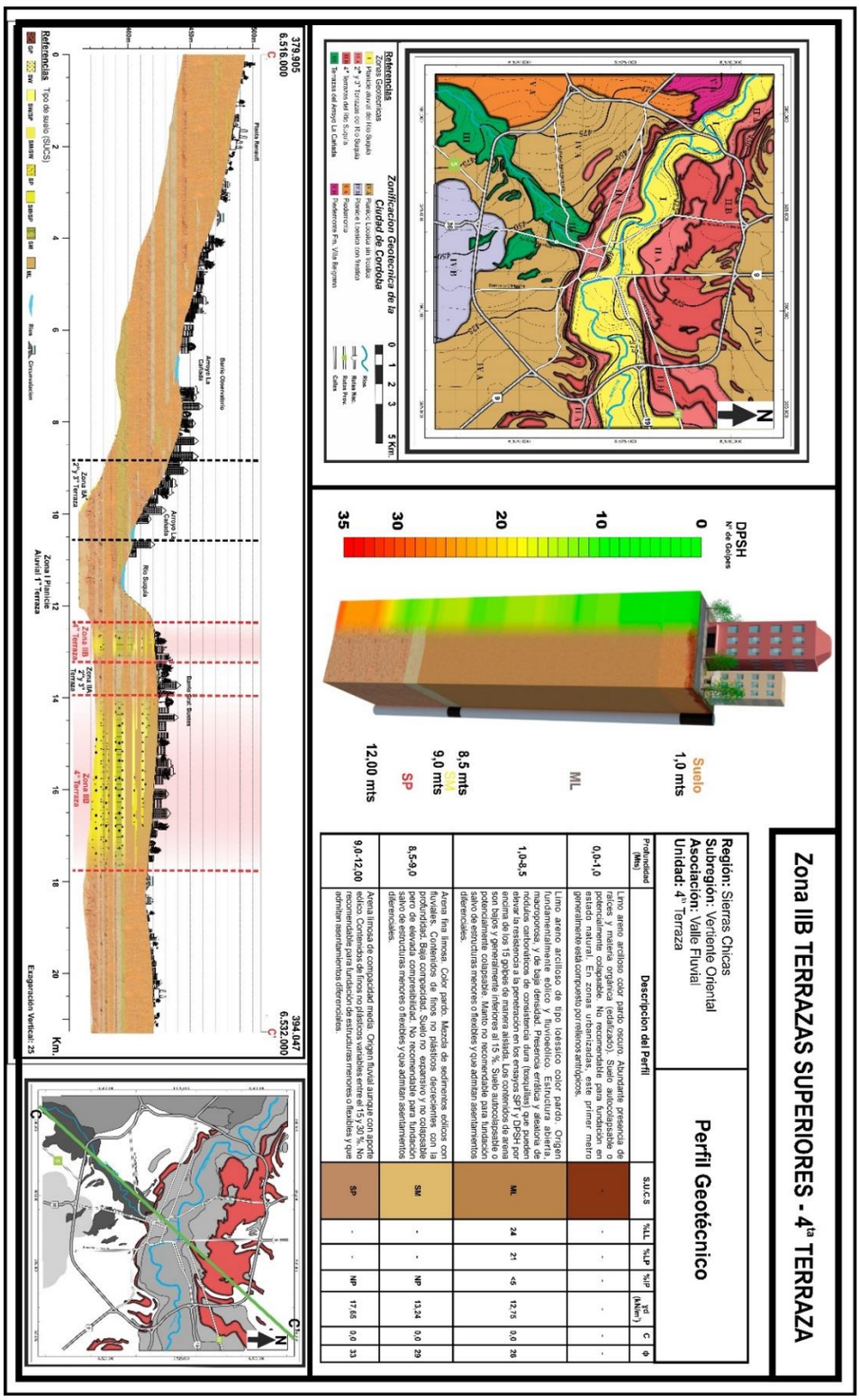
Referencias: SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; %LL: Límite líquido; %IP: Índice de Plasticidad; γ_d: peso unitario seco [kN/m^3]; c: cohesión efectiva drenada (medida sobre muestra saturada); ϕ: ángulo de fricción interna efectivo, drenado (medido sobre muestra saturada).

Figura 4. Terrazas intermedias, 2da terraza del Río Suquía.



Referencias: SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; %LL: Límite líquido; %IP: Índice de Plasticidad; γ_d: peso unitario seco [kN/m^3]; c: cohesión efectiva drenada (medida sobre muestra saturada); ϕ: ángulo de fricción interna efectivo, drenado (medido sobre muestra saturada).

Figura 5. Terrazas intermedias, 3ra terraza del Río Suquía.


Zona IIB TERRAZAS SUPERIORES - 4ta TERRAZA
Región: Sierras Chicas
Subregión: Vertiente Oriental
Asociación: Valle Fluvial
Unidad: 4ta Terraza
Perfil Geotécnico
DPSH
Nº de Golpes
Suelo
1,0 mts
ML
8,5 mts
9,0 mts
SP
12,00 mts
Profundidad (Mts)
Descripción del Perfil
S.U.C.S
%LL
%LP
γd (kN/m³)
C
Φ
0,0-1,0
Limo arenoarcilloso color pardo oscuro. Abundante presencia de raíces y materia orgánica (edafizado). Suelo autocolapsable o potencialmente colapsable. No recomendable para fundación en estado natural. Se recomienda remover el primer metro generalmente está compuesto por rellenos antrópicos.
1,0-8,5
Limo arenoarcilloso de tipo loessico color pardo. Origen fundamentalmente eólico y fluvioeólico. Estructura abierta, macroporosa, y de baja densidad. Presencia ocasional de nódulos calcáreos. Suelo autocolapsable o potencialmente colapsable. Mantos no recomendable para fundación debido a que son bajos y generalmente inferiores al 15 %. Suelo autocolapsable o potencialmente colapsable. Manto

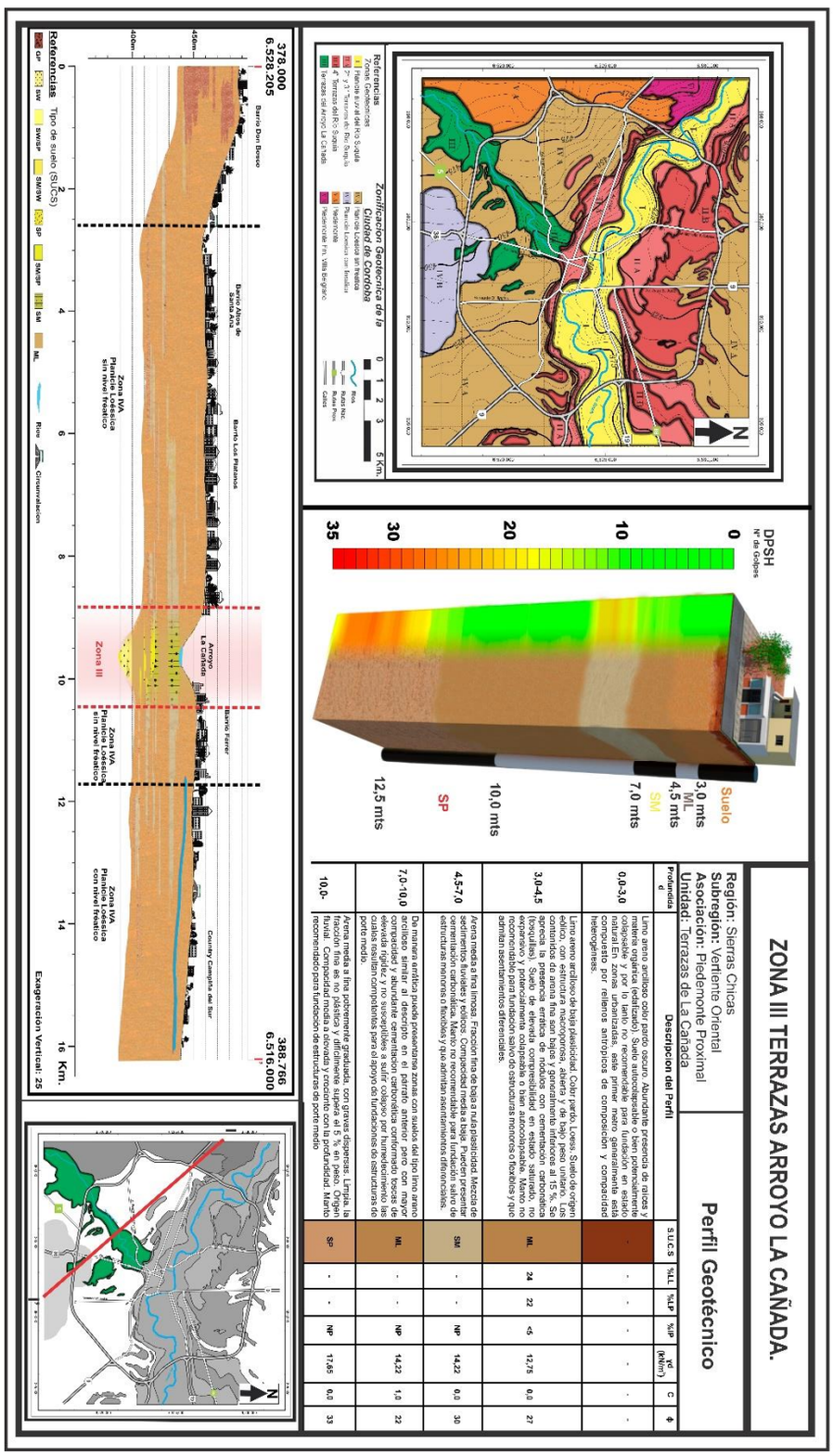
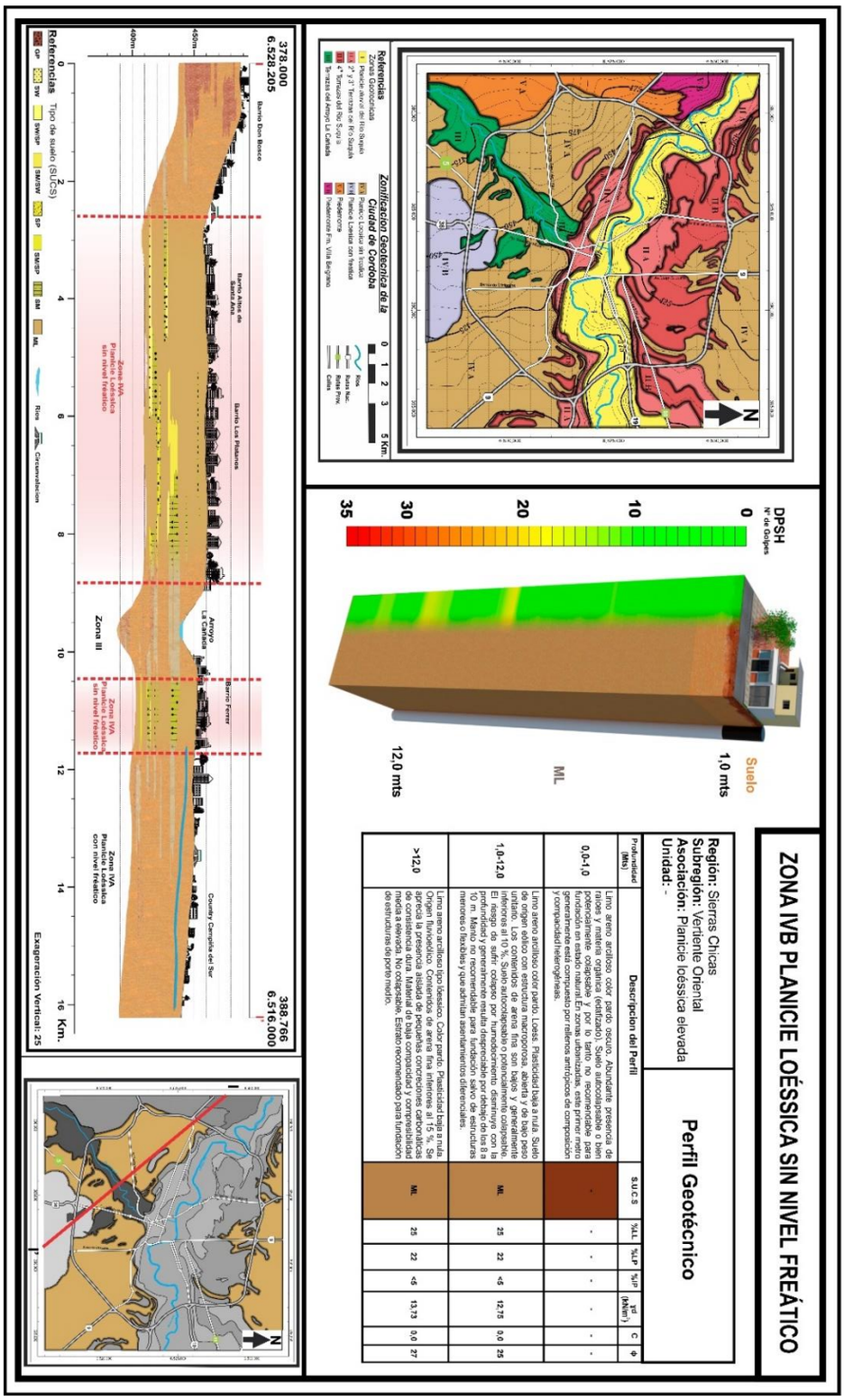


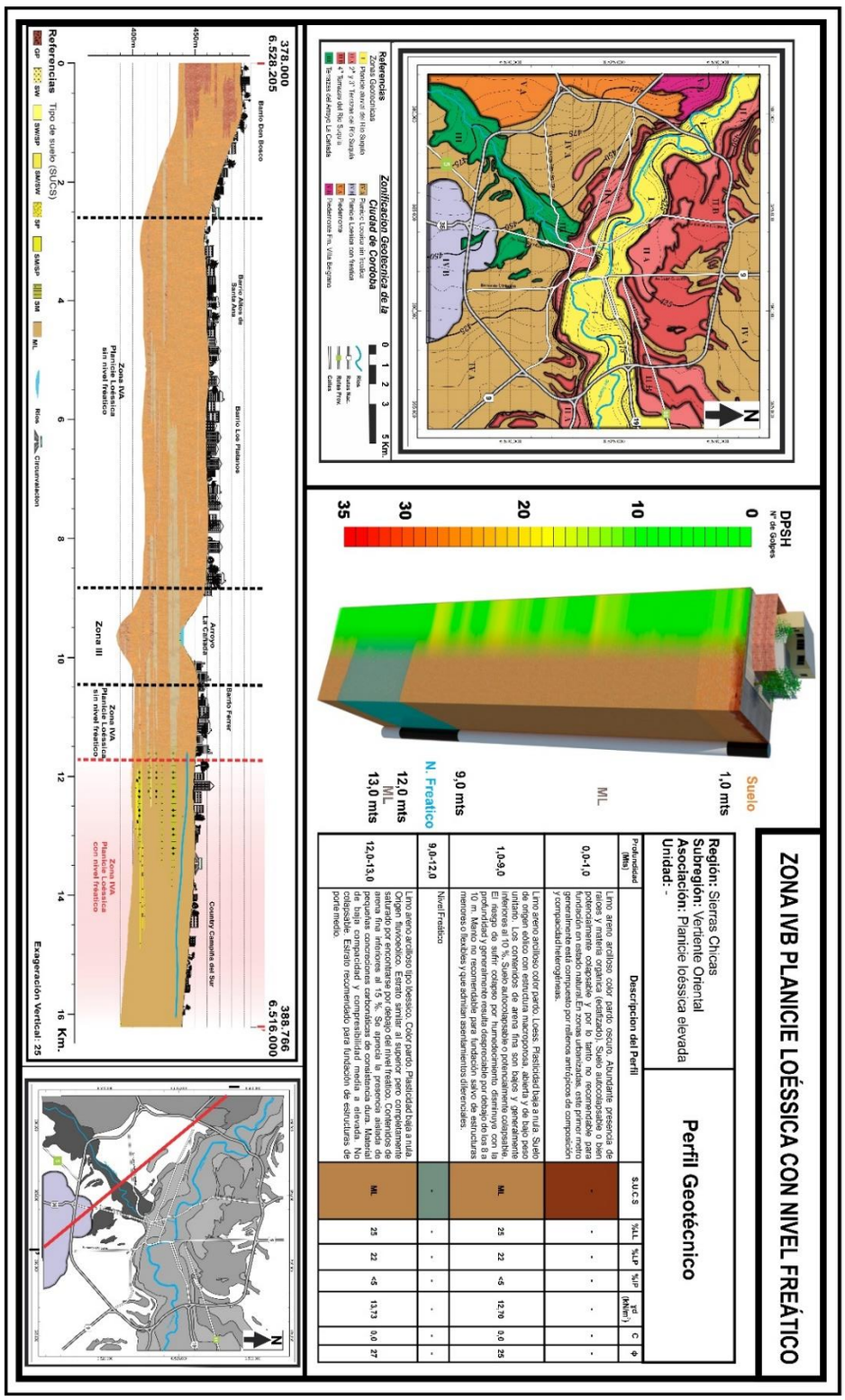
Figura 7. Terrazas Arroyo La Cañada.

Referencias: SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; %LL: Límite líquido; %IP: Índice de Plasticidad; γ_d: peso unitario seco [kN/m^3]; c: cohesión efectiva drenada (medida sobre muestra saturada); ϕ: ángulo de fricción interna efectivo, drenado (medido sobre muestra saturada).



Referencias: SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; %LL: Límite líquido; %IP: Índice de Plasticidad; γ_d: peso unitario seco [kN/m^3]; c: cohesión efectiva drenada (medida sobre muestra saturada); ϕ: ángulo de fricción interna efectivo, drenado (medido sobre muestra saturada).

Figura 8. Planicie Loéssica sin napa freática.



Referencias: SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; %LL: Límite líquido; %IP: Índice de Plasticidad; γ_d: peso unitario seco [kN/m^3]; c: cohesión efectiva drenada (medida sobre muestra saturada); ϕ: ángulo de fricción interna efectivo, drenado (medido sobre muestra saturada).

Figura 9. Planicie Loéssica con napa freática.

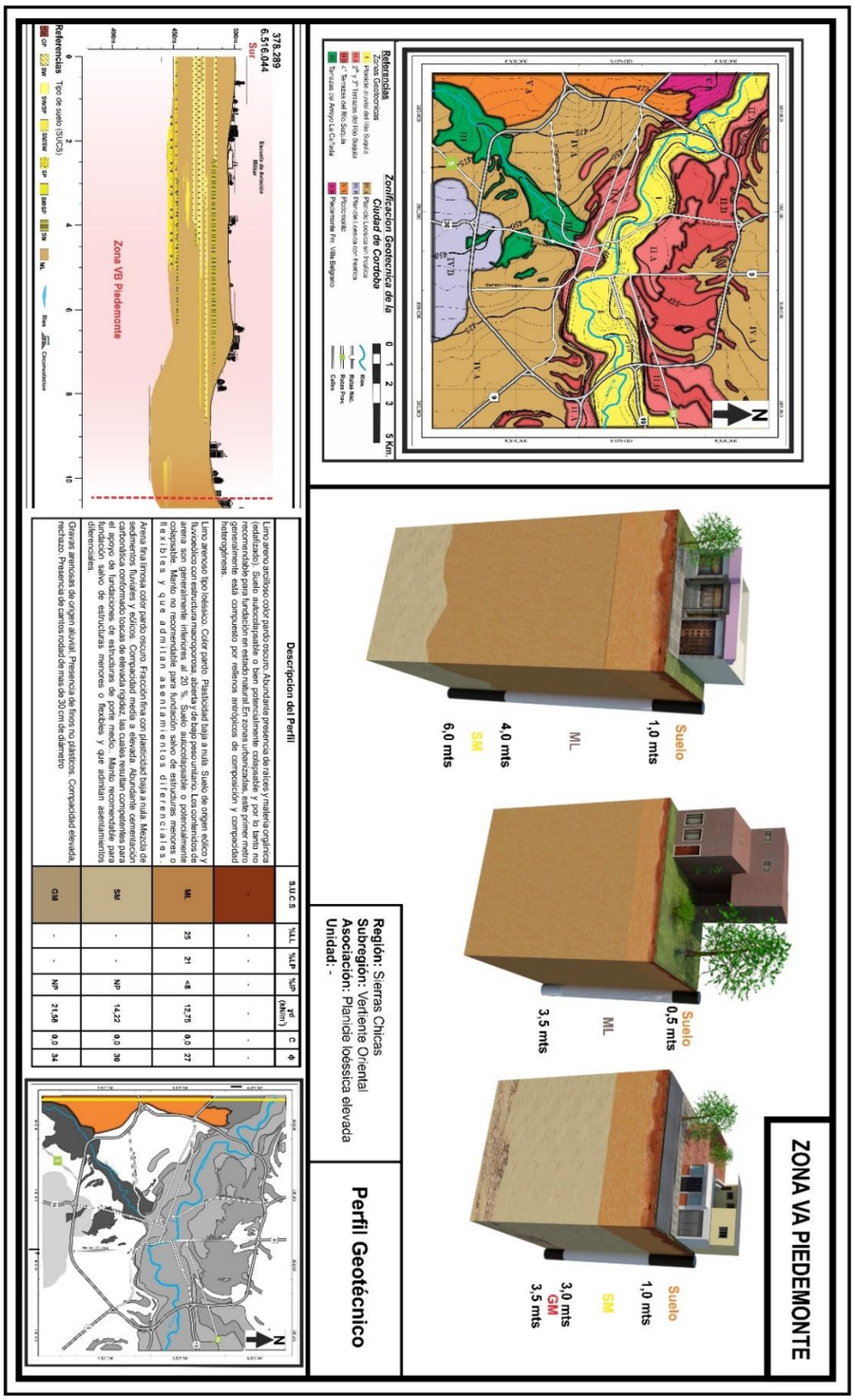


Figura 10. Piedemonte proximal

Referencias: SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; %LL: Límite líquido; %IP: Índice de Plasticidad; γ_d: peso unitario seco [kN/m^3]; c: cohesión efectiva drenada (medida sobre muestra saturada); ϕ: ángulo de fricción interna efectivo, drenado (medido sobre muestra saturada).

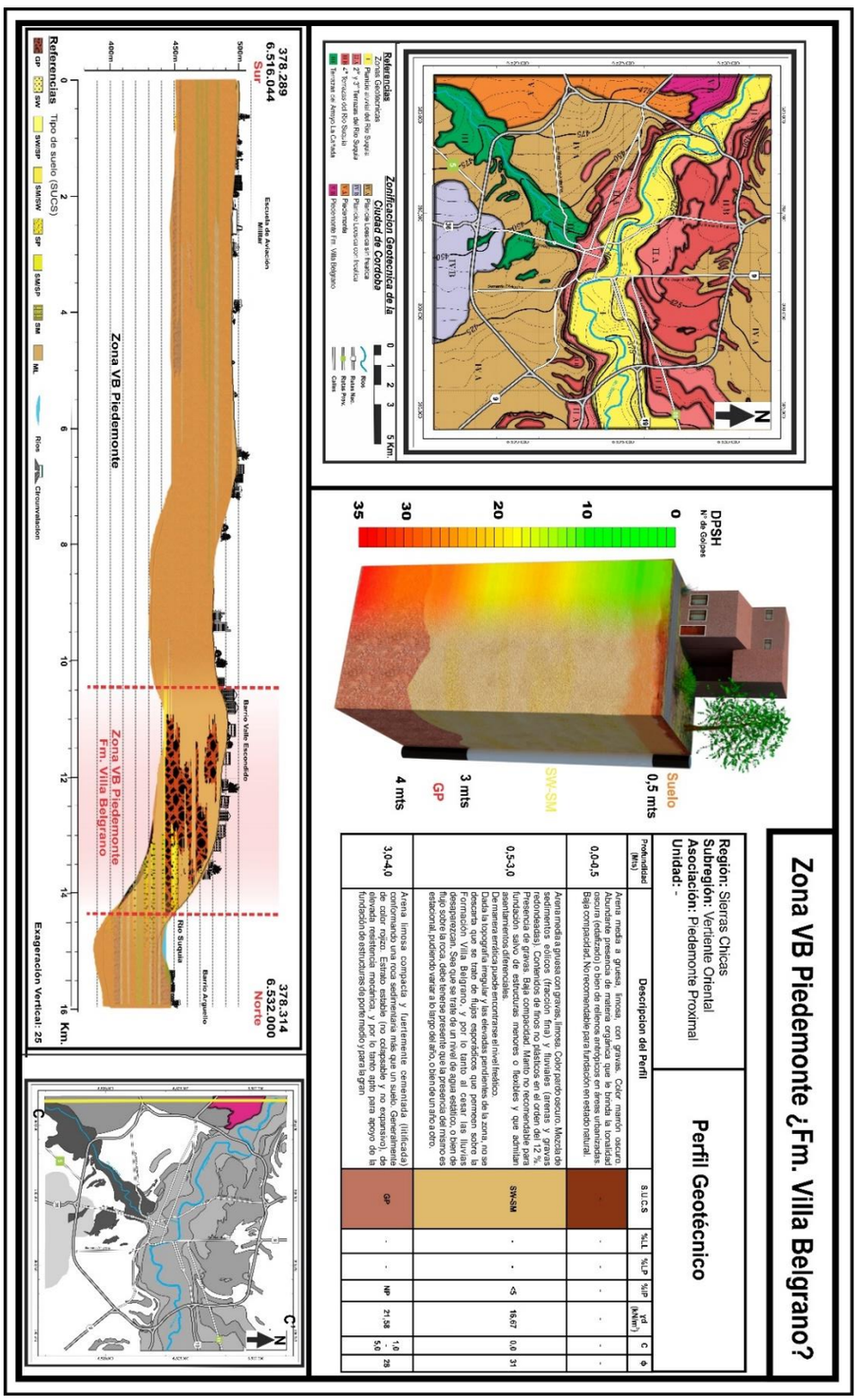


Figura 11. Piedemonte ¿Fm. Villa Belgrano?.

Referencias: SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; %LL: Límite líquido; %IP: Índice de Plasticidad; γ_d: peso unitario seco [kN/m^3]; c: cohesión efectiva drenada (medida sobre muestra saturada); ϕ: ángulo de fricción interna efectivo, drenado (medido sobre muestra saturada).

5 MAPA DE PROFUNDIDAD DE RECHAZO EN EL ENSAYO DE HINCA DINÁMICA SÚPER PESADA (DPSH)

Este mapa se construyó tomando como base el mapa topográfico de la ciudad y una superficie imaginaria constituida por litologías que presentan un número de golpes (N_{DPSH}) mayor a 35 en el ensayo de hinca con cono de tipo DPSH (Dynamic Probing Super Heavy – Hinca Súper Pesada). Los lineamientos para la ejecución del ensayo de hinca dinámica DPSH se encuentran definidos por Ref. [20]. Este ensayo consiste en introducir en el terreno un cono de acero de 51 mm de diámetro y un ángulo de avance de 60 grados, mediante la aplicación de golpes con una masa de 63,5 kg arrojada desde una altura de 76 cm (misma energía de hinca que el SPT), contando la cantidad de golpes necesarios para que el cono penetre una profundidad de 20 cm en el terreno.

El mapa de profundidad de rechazo se presenta en la Fig. 12a. En el mismo se indican con diferentes colores las profundidades a las cuales se produce rechazo (más de 35 golpes para penetrar 20 cm) en el ensayo de hinca DPSH.

Asimismo en la Fig. 12b, se presentan las litologías a las cuales se produce el rechazo en los diferentes sectores de la Ciudad. Puede observarse que en su mayoría las litologías que presentan $N_{DPSH} > 35$ se corresponden con suelos granulares GP, SP, SW, SW, SM, entre otros. Sin embargo, en la Fig. 12b también se observan suelos clasificados como ML o ML / CL, los cuales dan rechazo por presentar cementación con carbonatos (toscas o limos loéssicos con abundantes tosquillas), o bien encontrarse sobreconsolidados por desecación (Ref. [9]).

La profundidad de rechazo ($N_{DPSH} > 35$) ilustrada en la Fig. 12a puede tomarse de una manera tentativa y aproximada como una aproximación a la profundidad que deberían alcanzar las fundaciones, sean superficiales o profundas, de obras de arquitectura de porte medio, como es el caso de viviendas unifamiliares y edificios de hasta 4 plantas.

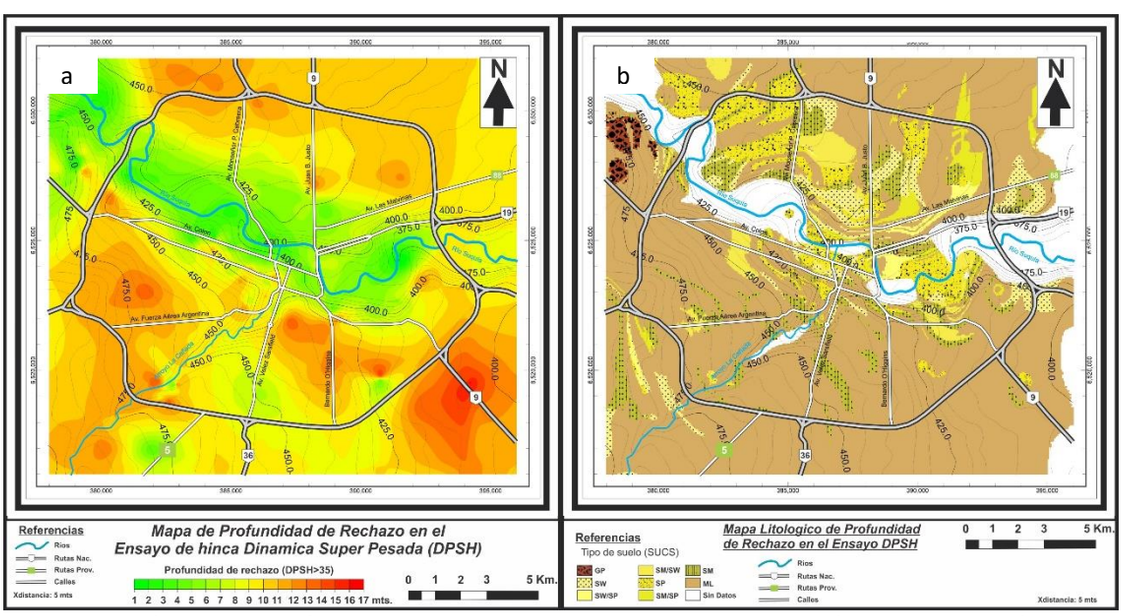


Figura 12. a) Mapa de profundidad de rechazo en la hinca con cono DPSH, b) Mapa de litologías que presentan $N_{DPSH} > 35$ golpes.

6 CONSIDERACIONES FINALES

En el presente trabajo se dividió a la ciudad de Córdoba en 5 zonas geotécnicas. Las mismas se delimitaron sobre la base de las características geomorfológicas dominantes de la ciudad. Dentro del ejido urbano, más precisamente dentro del anillo de Circunvalación, se observa un dominio casi exclusivo de sedimentos modernos de origen eólico (loess) y fluvial (arenas depositadas por el río Suquía y el Arroyo La Cañada).
El sector de piedemonte proximal está conformado en su base por sedimentos gravosos (GP) que afloran principalmente en el sector noroeste de la ciudad, que dadas sus características de roca sedimentaria rojiza, podrían corresponder a la Formación Villa Belgrano. Por otro lado, en los alrededores del ejido urbano, la zona de piedemonte se caracteriza también por presentar basamento metamórfico altamente meteorizado o en ocasiones arenas cementadas, todos mantos aptos para la fundación de estructuras de porte medio. Los espesores y profundidades de las mencionadas capas no son uniformes debido a la variabilidad topográfica que presenta esta unidad geomorfológica.
Hacia el suroeste, también en la asociación piedemonte proximal y en dirección al centro de la ciudad se encuentra las terrazas pertenecientes al Arroyo La Cañada, que mayoritariamente están compuestas por alternancia de capas de arenas limosas (SM) con mantos de limos loéssicos (ML). Los limos loessoides, en ocasiones presentan abundante cantidad de cementación carbonática conformado toscas de elevada rigidez y capacidad portante, y no susceptibles a sufrir colapso por humedecimiento. En este sector no solo hay aporte del arroyo, sino también del piedemonte de las Sierras de Malagueño. En su curso hacia el centro de la ciudad, el Arroyo La Cañada desemboca en el Río Suquía, donde los mantos de arenas se mezclan dando un perfil de arenas bien graduadas (terrazas del río) intercalado con arenas limosas (terrazas del arroyo), conformando el perfil característico del casco céntrico de la ciudad.
El río Suquía, en su paso por la ciudad, presenta cuatro niveles de terrazas asimétricas que se encuentran a distintas profundidades y corresponden a las paleoformas fluviales. Estas paleoformas responden a distintos emplazamientos del cauce producto de acortamiento y estrangulamiento de meandros, como así también a movimientos neotectónicos del río a lo largo de su historia geológica (Ref. [21]). Estos paleocauces y antiguas terrazas se encuentran mejor representadas en el sector norte de la ciudad. Las terrazas que se encuentran a mayor profundidad (del orden de 12 a 14 m) corresponden con las más antiguas, luego siguen las que se encuentran entre los 6 y 8 m, un tercer nivel se encuentra alrededor de los 3 m, y finalmente se presenta el lecho actual con las terrazas recientes que no superan el metro de profundidad y se encuentran en la zona ribereña.
La planicie loéssica, ocupa gran parte del ejido urbano. El material que la constituye es sumamente problemático por su inestabilidad frente al humedecimiento al momento de construir. Esta zona ha sido divida en dos, una conformada por un perfil de loess que supera los 14 metros, y otra con litología similar pero con presencia de la napa freática entre los 2 y 13 m de profundidad. El sector en el cual se encuentra el nivel freático, es acotado y en general se asocia a la presencia de barrios con altas densidades ocupacionales y carentes, hasta hace poco tiempo, de obras de infraestructura cloacal. Por otro lado, este sector tiene el aporte hídrico proveniente de las Sierras de Malagueño y Los Cerrillos y pertenecería a la cuenca del Río Xanaes.
A partir de la zonificación geotécnica y de los datos aportados por los estudios de suelo, se construyó el mapa de profundidad de rechazo y el de la litología que presenta $N_{DPSH} > 35$ golpes. Estos mapas permiten estimar de manera tentativa y aproximada la cota de fundación recomendable para obras civiles de porte medio (viviendas y edificios de hasta 4 plantas). Si bien, las litologías en las que se alcanza el rechazo en la hinca Súper Pesada corresponden mayoritariamente a suelos granulares de compacidad media a elevada, también se puede observar que el rechazo a la hinca se da en un extenso manto de loess que correspondería con la Formación Pampeana. El mismo se trata de un loess secundario que fue sometido a procesos de desecación y que en ocasiones presenta elevados contenidos de cementación carbonática, ambos fenómenos que favorecen su estabilidad frente al humedecimiento y capacidad portante, tornándolos en aptos para el apoyo de fundaciones de obras medianas.
En base a lo expuesto es posible sintetizar las siguientes conclusiones:

El análisis del subsuelo de la ciudad de Córdoba revela una gran heterogeneidad en los depósitos que la componen. Estos contrastes litológicos ponen en evidencia que para cada obra civil se requiere un análisis exhaustivo y pormenorizado realizado por especialistas para determinar las características y rasgos fundamentales del comportamiento del suelo. Si bien la construcción del mapa geotécnico aquí presentado procura dar lineamientos generales y orientar la elección del sistema de fundación para obras civiles de porte chico y medio, de ninguna manera pretende desestimar la necesidad de ejecución de ensayos in-situ para para cada obra y sitio en particular.
Finalmente, el mapa aporta información valiosa para el emplazamiento de futuros emprendimientos urbanísticos y para la ampliación del ejido urbano.

7 AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Secretaría de Ciencia y Tecnología (SECyT) de la Universidad Nacional de Córdoba por el apoyo económico brindado a través del subsidio al proyecto Consolidar (33620180100574CB) y al Laboratorio de Geotecnia de la F.C.E.F. y N. de la U.N.C. por el espacio y equipamiento.

8 REFERENCIAS

[1] González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. Ingeniería geológica. Pearson Educación, 2002.
[2] Bodenbender, G. La cuenca del Valle del Río Primero en Córdoba. Descripción geológica del valle del Río Primero desde la Sierra de Córdoba hasta la Mar Chiquita. Boletín de la Academia Nacional de Ciencias. Córdoba, 1890, 12, pp. 5-55.
[3] Reginatto, A. Propiedades mecánicas de algunos suelos de la ciudad de Córdoba. 2da Reunión Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Córdoba, Argentina, 1970.
[4] Rocca, R. J., Quintana Crespo, E., Abril, E. G., y Goio, M. G.. Carta geotécnica de la ciudad de Córdoba. Asoc. Arg. Geol. Aplicada a la Ingeniería, Publicación Especial, 1995, 3, pp. 322-340.
[5] Rocca, R. J. y Quintana Crespo, E.. Geotechnical zonation of Cordoba city (Argentina) using cluster analysis. Proccedings of the XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz Iguazu, Brasil, 1999, Vol II, pp. 659-666.
[6] Moll, L. y Rocca, R. J.. Properties of Loess in the Center of Argentina. IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 1991, Chile, Vol. 1.
[7] Rinaldi, V. A., Rocca, R. J. y Zeballos, M. E.. Geotechnical characterization and behaviour of Argentinean collapsible loess. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, 2007, pp. 2259-2286.
[8] Francisca F. M., Rocca R. J., Dahbar P. y Verra M. Variabilidad de las propiedades geotécnicas de los limos loéssicos de Córdoba. Memorias del XIX Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (CAMSIG 2008), La Plata, Argentina, 2008.
[9] Rocca R. J. “Confiabilidad de las estimaciones de colapsibilidad de la ciudad de Córdoba”. Memorias del XVIII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (CAMSIG 2006). Vol I, San Juan, Argentina, 2006.
[10] Rocca, R. J., Terzariol, R. E., Zeballos M. E.. Estimaciones, simulaciones y la influencia de la experticia en la predicción de la colapsibilidad de los suelos loessicos de la ciudad de Córdoba. Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente, Buenos Aires, 2013, Nº 30, pp. 67 – 76.
[11] Diario La Voz del Interior, 2012.
[12] Quintana Salvat, F., Barbeito, O. y Menso, R.. Carta de Peligrosidad (Amenaza) de Inundación, Erosión y Anegamiento para las Acciones de Prevención – Ciudad de Córdoba-, Ed. Municipalidad de Córdoba., 2001.

[13] Frenguelli, J.. Geografía de la República Argentina. Neozoico T. II, tercera parte, Sociedad Argentina de Estudios Geográficos. Buenos Aires, 1957.
[14] Foglia, M. E.. Procesos de modernización en Córdoba. Córdoba: Universidad Nacional de Córdoba. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, 1989.
[15] Santa Cruz, J. Geología al Este de la Sierra Chica (Córdoba) Valle del Río Primero. Boletín de la Asociación Geológica de Córdoba , 1972, pp. 1-34.
[16] Aitchinson, G. D.. Structurally Unstable Soils; State of the Art. Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscu, 1973, pp. 161 – 190.
[17] Sanabria, J. A. y Argüello, G.. Aspectos geomorfológicos y estratigráficos en la génesis y evolución de la Depresión Periférica, Córdoba. II Congreso Argentino del Cuaternario y Geomorfología. Actas: 177-184, Tucumán, 2003.
[18] Cantú, M. P. Provincia de Córdoba. El Holoceno de la Argentina: Argentina, Cadinqua I , 1992, 1-16.
[19] Argüello, G. L., Dohrmann, R. y Mansilla, L.. Capítulo I Loess of Córdoba (Argentine) Central Plain, present state of knowledge and new results of research, New York, En Rossi y Miranda (eds.) Educational, Geographical and Cultural Issues, 2012, pp. 1-49.
[20] Report of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE), Technical Committee on Penetration Testing of Soils – TC 16 with Reference Test Procedures CPT – SPT – DP – WST, 1989.
[21] Carignano, C., Kröhling, D., Degiovanni, S. M., Cioccale, M.. Geología de Superficie, Geomorfología. Relatorio del XIX Congreso Geológico Argentino, 2014, pp. 747-821.

Determinación de propiedades geotécnicas de rocas de las Sierras Pampeanas de Córdoba, en relación a la obtención de parámetros de clasificación de macizos rocosos.

Quintana Crespo Enrique, [1,2,3]

[1] *Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Córdoba (UNL), X5016DHK, Av. Armada Argentina 3555, Córdoba, Argentina.*
[2] *Departamento de Construcciones Civiles, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba (UNC), X5016CGA, Av. Vélez Sarsfield 266, Córdoba, Argentina.*
[3] *Dirección Provincial de Vialidad, X5008, Los Pozos 2850. B° La France, Córdoba, Argentina*
Mail de contacto: (equintcr@yahoo.com)

RESUMEN Los parámetros necesarios para el uso de metodologías de clasificación de macizos rocosos, tales como la de Hoek y Brown (GSI, mi; Sigci) pueden ser determinados mediante métodos aproximados de campo, tales como la esclerometría, martillo geológico, etc. Los resultados permiten la estimación con un grado de precisión adecuado para la etapa de trabajo de factibilidad, y pueden ser incluidos en las unidades de mapeo geotécnicos asociadas, tales como los tipos litológicos o tipos geotécnicos. De igual modo los valores regionalizados pueden incluirse en las cartas geológicas, incorporando un nivel de información geotécnica a las mismas. Con motivo de las importantes obras viales de montaña realizadas en los últimos años en las Sierras de Córdoba se ha sistematizado una gran cantidad de información geotécnica, que se incluye en el presente trabajo, con el objetivo de generar una base de datos regional de los macizos rocosos que constituyen estas formaciones geológicas. Toda la cartografía asociada se ha desarrollado mediante el sistema de información georeferenciada, Qgis, de uso libre.

Palabras clave: esclerometría, unidades de mapeo, tipos geotécnicos, sig

1 INTRODUCCIÓN

La Ruta Provincial 34 (Camino de Altas Cumbres), en su tramo Falda del Cañete - Las Jarillas, se llevó a cabo mediante la construcción de viaductos con fundaciones superficiales y profundas, y cortes de ladera de gran altura, necesarios para el cruce de la zona de falla de Sierra Chica.
Esta gran falla regional produjo un resalto topográfico de más de quinientos metros, y una degradación del macizo rocoso, con la formación de micro y macrobrechas tectónicas, cataclasitas y ultramilonitas.
La combinación de elevadas pendientes, con macizos rocosos de muy mala calidad geotécnica, requirió de una cantidad de estudios tendientes a poder generar modelos de ingeniería geológica adecuados a cada etapa: factibilidad y diseño final.
Los primeros estudios consistieron en la zonificación del macizo mediante la definición de unidades de mapeo de ingeniería geológica: Series Litológicas y Complejos Litológicos para la etapa de factibilidad y Tipos Litológicos y Tipos de Ingeniería Geológica (resumidos "Ingeológicos" en este texto), de acuerdo a las pautas de la International Association of Engineering Geology (IAEG 1976, 1981).
Para la zonificación adecuada a la etapa de factibilidad se definió el área de alcance en base a las cuencas hidrográficas interferidas por la traza de montaña con sus grandes movimientos de masas rocosas, ya sea en el drenaje, como en la estabilidad de las laderas naturales.
Las unidades de mapeo definidas para la escala de diseño final se materializaron en los contrataludes rocosos, utilizando metodologías de determinación de calidad del macizo rocoso en base a ensayos de esclerometría sobre bloques; y ensayos de laboratorio sobre testigos rocosos obtenidos de sondeos realizados en correspondencia con las pilas y estribos de viaductos.

2 OBJETIVO

El presente trabajo tiene como objetivo exponer los resultados de los estudios de ingeniería geológica de una obra vial de montaña en relación con las distintas escalas de trabajo, y con la determinación de los parámetros intrínsecos de los macizos rocosos mediante campañas geológicas, ensayos in situ y ensayos de laboratorio.

3 METODOLOGÍA

Para la etapa de factibilidad se utilizaron cartas geológicas y modelos digitales de elevación. Las cartas geológicas producidas por el Instituto de Geología y Recursos Minerales del SEGEMAR (Servicio Geológico Minero Argentino) fueron las siguientes: Carta Geológica Los Gigantes- 3166-30 (1:100.000); Córdoba-3163 III (1:250.000); Valle de Calamuchita- 3166-36 (1:100.000), y Pampa de Olaen- 3166-24 (1:100.000).
La Carta Geológica Córdoba y Valle de Calamuchita, presentan una versión impresa del año 2006; la Carta Geológica Los Gigantes del año 2007 y la Carta Pampa de Olaen del año 2010. Todas están realizadas en Proyección Gauss – Krugger, con un Datum altimétrico (vertical) P.A.R.N. referido al nivel del mar como horizonte hipsométrico adoptado en el año 1924 para Mar del Plata; y un Datum Geodésico (horizontal) Campo Inchauspe, 1969.
El geoposicionamiento de los sitios de estudio se llevó a cabo mediante la utilización del software View Ranger, que permite contar con un GPS (sistema de posicionamiento global) con una precisión del orden de los tres metros en escala horizontal, considerada adecuada para el relevamiento de las unidades cartográficas. El trabajo de georreferenciación cartográfica se realizó mediante el software Qgis, en Coordenadas Geográficas (Grados, Minutos y Segundos), con Elipsoide de referencia WGS84 y en Sistema de Representación de Coordenadas (SRC) Posgar 98 Argentina 4, en metros.

Para la calificación de macizos rocosos se utilizó el método de Hoek y Brown (1980), modificado por Hoek et al., (2002), que ha sido utilizado para la obtención de los parámetros intrínsecos de los macizos rocosos. Se trata de un criterio de falla no lineal, empírico, que permite valorar la rotura de un macizo rocoso y estimar la resistencia pico de los mismos. El criterio es válido para macizos rocosos compuestos por bloques angulares intertrabados en los que el proceso de falla está dominado por el deslizamiento y rotación del bloque, sin fallas significativas de la roca intacta bajo tensiones de confinamiento bajas a moderadas.

El análisis geomorfológico se llevó a cabo mediante los Modelos Digitales de Elevación MDE-Ar-v2.0-30m, (disponibles en https://www.ign.gob.ar) producidos por el IGN (Instituto Geográfico Nacional) que cubre la totalidad del territorio continental nacional, y cuya referencia vertical coincide con el Sistema de Referencia Vertical Nacional (SRVN16), con una resolución espacial de 30 metros y una precisión vertical de aproximadamente dos metros.

Las cuencas hídricas se delimitaron utilizando el Módulo Grass de Qgis (Quantum Gis). Para ello se utilizaron los MDE del IGN, correspondientes a la zona de estudio: 3166-36-1-a/c y 3166-35-2-d/b.

Para la etapa de diseño final, se utilizaron los MDE que produce el IGN, con una resolución espacial de cinco metros y una precisión vertical submétrica.

El relevamiento geológico – geotécnico en taludes rocosos, se efectuó en campo con imágenes de dron DJi - Spark 4 -que permite tomas subverticales (85°) - desde 50 m de altura, apropiado para el análisis de laderas; y tomas horizontales a 3,00 m de la pared rocosa para el estudio de los contrataludes rocosos generados por la obra vial. A partir de las imágenes subverticales de dron, se obtuvieron MDE con escala de detalle mediante el software de uso libre Webodm.

La determinación de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta se obtuvo mediante el uso del Martillo de Schmidt o Esclerómetro. El modelo de Esclerómetro utilizado fue el WM-250, de James Instruments, con 0.9 kg de peso y 267 mm de largo (con el vástago replegado). El modelo corresponde al tipo N, con una energía de impacto de 2,207 Nm, recomendado por la International Society of Rock Mechanics (ISRM) a partir del año 2009, por ser menos sensible a las irregularidades de las superficies ensayadas y más adecuado para el uso en macizos rocosos (Aydin, 2009), que los martillo tipo L (de menor energía de impacto) utilizados hasta ese momento. Los ensayos de esclerometría se efectuaron sobre discontinuidades rocosas, en zona de taludes, y sobre testigos rocosos de los sondeos efectuados para las fundaciones de los viaductos.

4 ETAPA DE FACTIBILIDAD

El análisis de ingeniería geológica para un trazado de montaña, tiene como principal objetivo la delimitación de unidades cartográficas en las cuales se pueda considerar un comportamiento homogéneo en las propiedades físicas y mecánicas de los macizos rocosos. De esa manera un dato de un ensayo de campo o de laboratorio puede ser generalizado a toda un área. Para la etapa de factibilidad, la zonificación se lleva a cabo mediante las unidades de mapeo adecuadas a la escala de trabajo: Series Litológicas y Complejos Litológicos.

En el caso de la RP34, el primer análisis se efectuó en base a la información obtenida del SIG del SEGEMAR, (https://sigam.segemar.gov.ar/visor/), que muestra la distribución regional de los grandes cuerpos metamórficos (NPgP) e ígneos (Dcy) en la zona de estudio. Estas unidades litoestratigráficas, en Escala 1:2.500.000, constituyeron la base para la definición de las Series Litológicas. Figura 1.

Las Cartas Geológicas Córdoba-3163 III, y 3166-30 Los Gigantes presentan la división de la Serie Litológica NPgP, en dos complejos litológicos, formados por macizos rocosos metamórficos de grado medio a alto: gneises y metatexitas.

La información provista por las cartas geológicas presenta una escala adecuada para la definición de Complejos Litológicos, no obstante, el área de estudio se restringió a la zona de influencia de la RP34 E para construir un marco de referencia para los datos recolectados en los taludes rocosos.

El CL - Complejo Metamórfico La Falda, se encuentra identificado en la Carta Geológica Córdoba-3163 III, y definido como: paragneis (gneis derivado de sedimentos clásticos) feldespático, cuarzo biotítico muscovítico, bandeado intercalado con ortogneis (gneis derivado de magmatitas ácidas a intermedias) leucotonalítico; escasos mármoles y rocas calcosilicáticas. Paleozoico (Cámbrico Inferior). Figura 2.

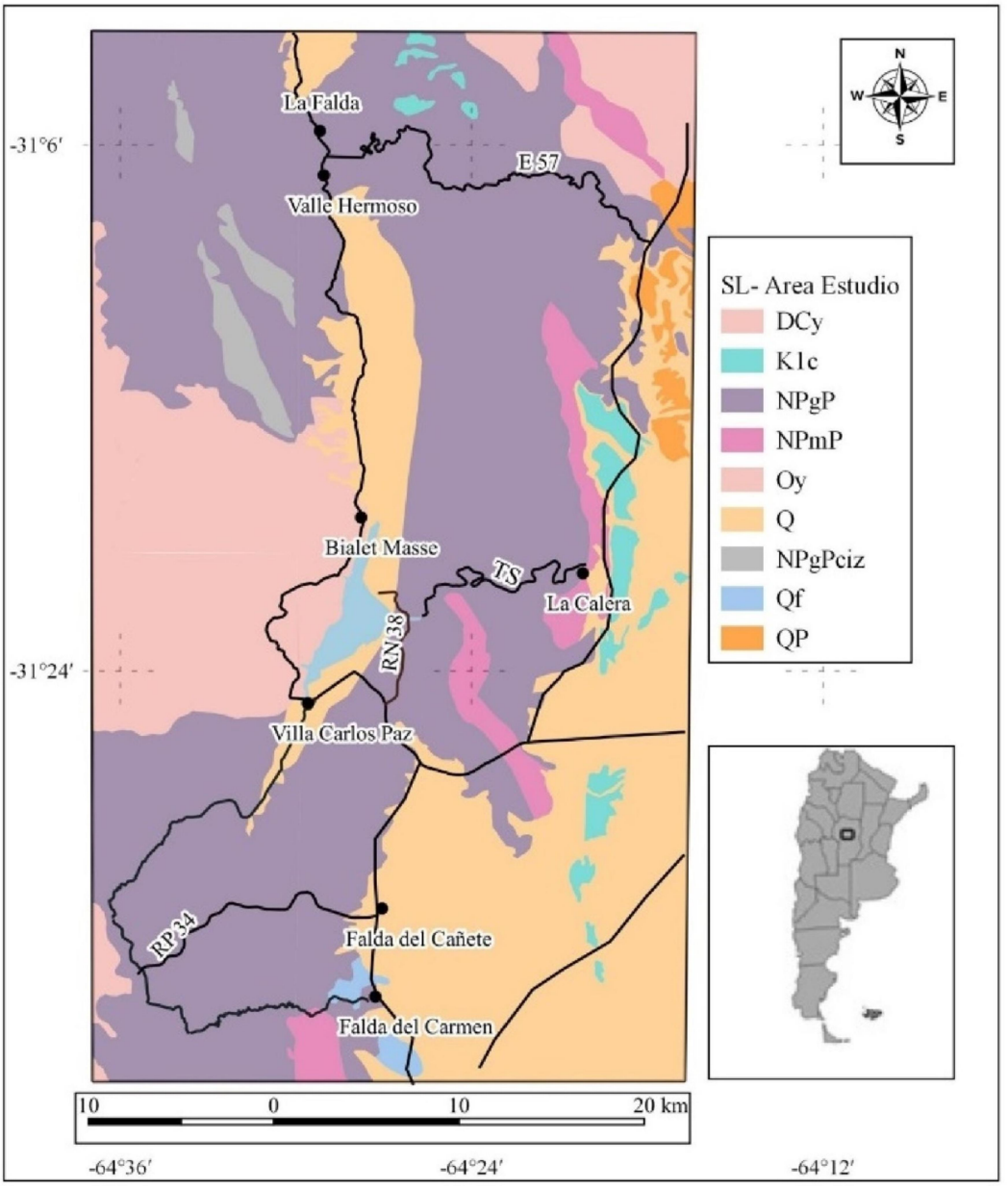


Figura 1. Series litológicas presentes en la zona de estudio. NPgP: Metamorfitas de grado medio a alto; NPmP: Mármoles Pampeanos; N2c: Sedimentitas continentales; Oy: Granitoides Famatinianos; K1c: Sedimentitas continentales; DCy: Granitoides achalianos; Q: Sedimentos Cuaternarios. Coordenadas Geográficas WGS 84.

El CL - Complejo Metamórfico Sierra Chica se presenta en la Carta Geológica 3166-30 Los Gigantes corresponde a gneises biotíticos, granatíferos y metatexitas granatíferas cordieríticas del Paleozoico (Cámbrico Inferior a medio).

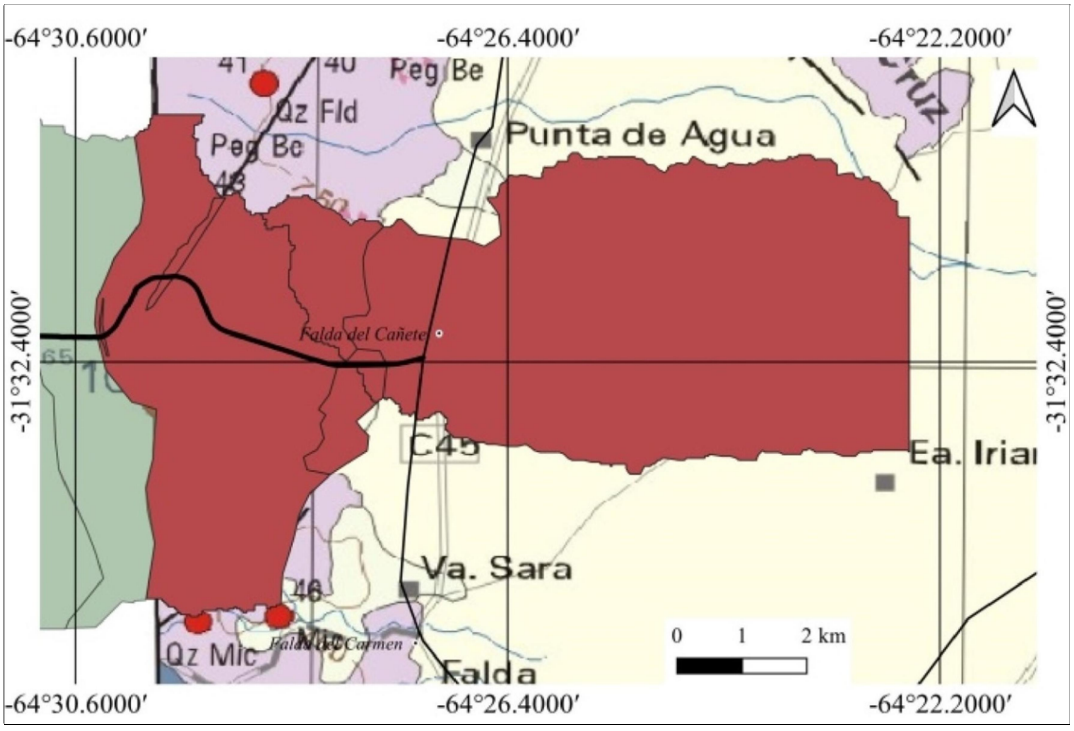


Figura 2. CL La Falda, (en color bordó) sobre Carta Geológica Córdoba 3163 III. Coordenadas Geográficas WGS 84.

Una vez definidas las unidades de mapeo acordes a la etapa de factibilidad y conocidos los principales macizos rocosos presentes en la zona de influencia de la traza, mediante el análisis de las cartas geológicas, se establecieron las relaciones con las unidades geomorfológicas. Mediante los MDE se determinaron los parámetros geomorfológicos tales como la altura sobre el nivel del mar, las pendientes de las laderas naturales, y un modelo conceptual de la formación del cordón de Sierra Chica, en relación a la principal falla que lo afecta y que lleva su mismo nombre.

El MDE utilizado para todo el sector de Sierra Chica, es el 3166-30 del IGN, con resolución de 30 pixeles. Mediante las curvas de nivel se puede delimitar geográficamente el cuerpo serrano y los piedemontes. Figura 3. La zona oriental corresponde a la Llanura Pampeana, entre los 670 y 720 m.snm, donde el subsuelo se encuentra formado por una cubierta de loes cuaternario, de hasta 15 metros de espesor (Serie Litológica Q). El piedemonte oriental asciende suavemente entre los 720 m y 750 m.snm., con lomadas suaves formadas por material coluvional grueso a fino, e intercalaciones de loes. A partir de los 750 m de altitud y hasta los 1170 m.snm, la zona serrana propiamente dicha presenta pendientes moderadas hacia el este y empinadas al oeste, en coincidencia estas últimas, con el abrupto de la falla de Sierra Chica. Los macizos rocosos metamórficos afloran en todo el sector. Hacia el oeste son parcialmente cubiertos por el piedemonte occidental, hundiéndose bajo los sedimentos cuaternarios del Valle de Punilla, a 760 m. de altura sobre el nivel del mar.

Del Valle de Punilla hacia el oeste, se produce un paulatino ascenso por las primeras estribaciones de las Sierras Grandes. El mapa de pendientes (Figura 4) muestra la principal problemática analizada en la factibilidad del trazado que es el cruce de la falla de Sierra Chica, donde se produce la combinación de pendientes de las laderas superiores al 50% y macizos rocosos de muy mala calidad.

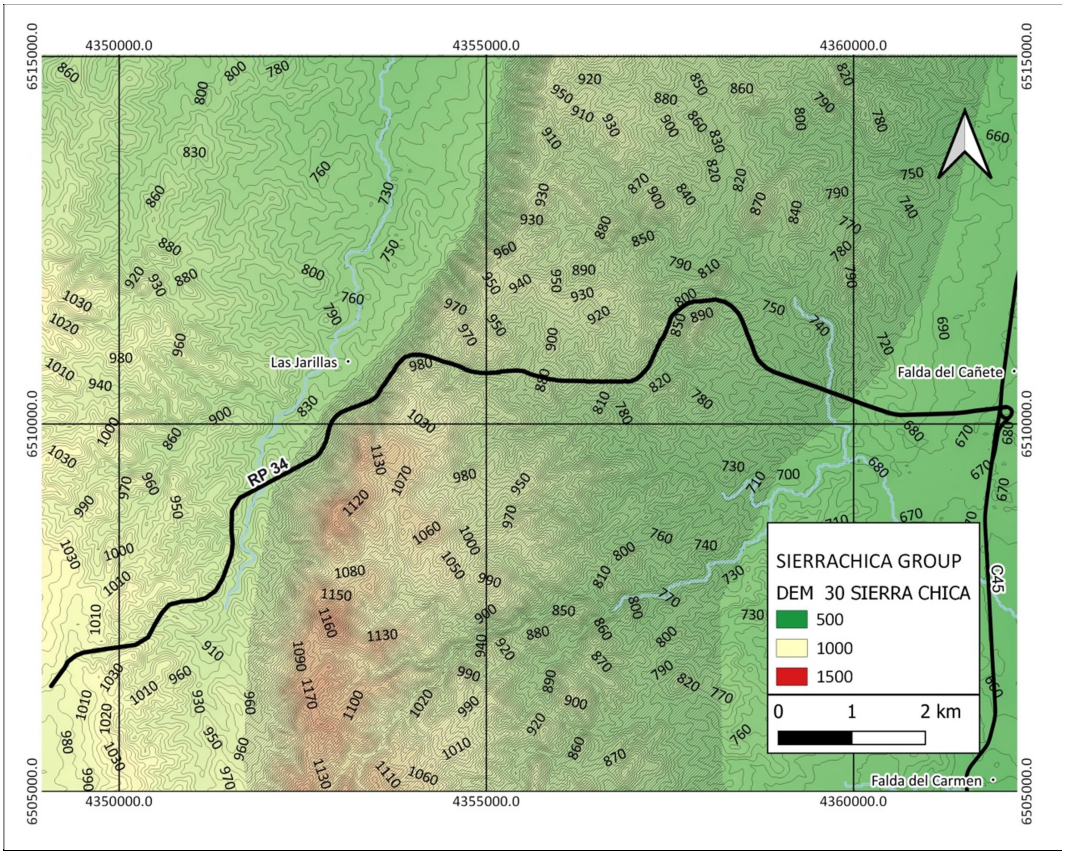


Figura 3. Altitudes del sector de Sierra Chica en la zona del trazado de la RP 34. SRC: Posgar 98 Argentina 4

Las principales cuencas hidrográficas atravesadas por el trazado vial corresponden en la vertiente oriental, a los Arroyos Almacuna, (0,15 km^2 de extensión); Los Manantiales (0,17 km^2), y La Lagunilla (0,43 km^2); y en la vertiente occidental a la cuenca del A° San Antonio con 0,40 km^2 de extensión, en la zona de estudio. Figura 5.

La cuenca de La Lagunilla es de vital importancia, ya que desagua en el A° La Cañada, principal afluente del rio Suquía, que atraviesa la ciudad de Córdoba. La traza de la RP34, la toca en las nacientes, en el piedemonte oriental, donde los cortes muestran sedimentos loésicos muy susceptibles a la erosión hídrica, razón por la cual se proyectaron y se ejecutaron hidrosiembra de pasturas y la colocación de más de doscientos ejemplares de algarrobos y otras especies autóctonas.

Otra de las cuencas que presenta una situación delicada es la del Arroyo San Antonio en la vertiente occidental, ya que de esa cuenca se obtiene agua para la localidad de Las Jarillas.

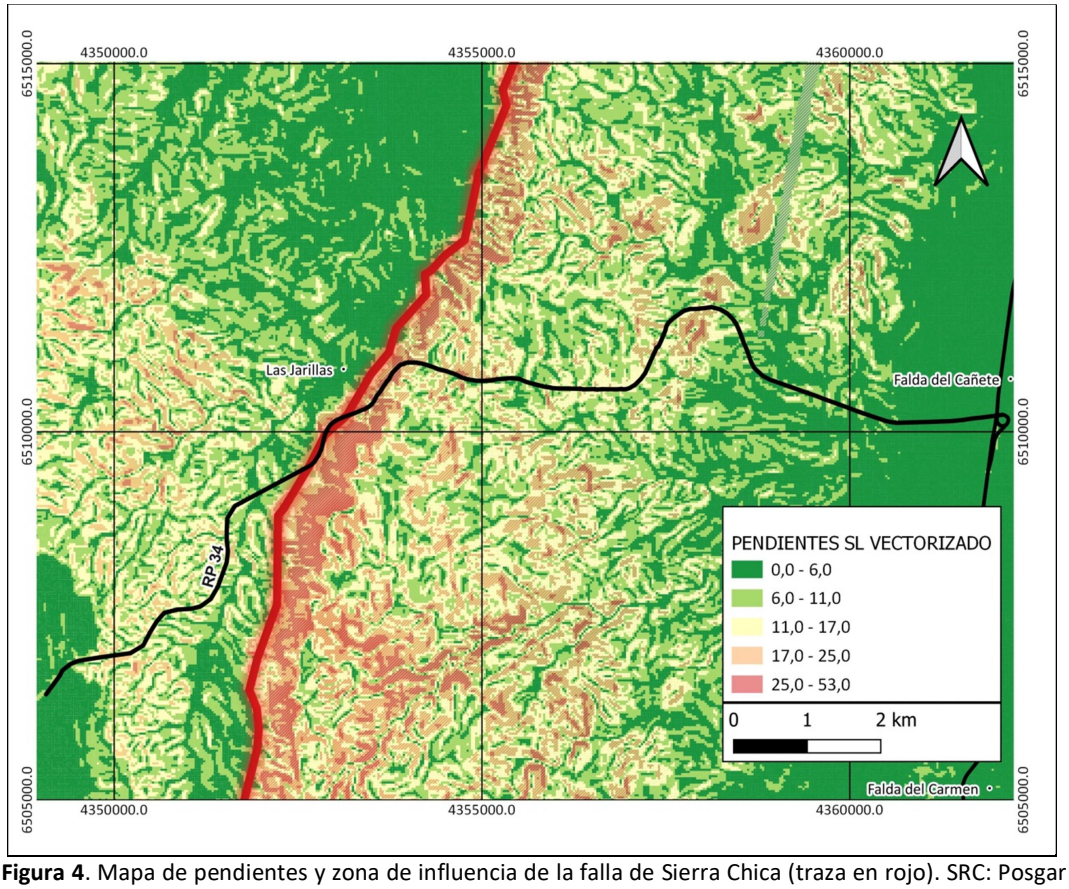


Figura 4. Mapa de pendientes y zona de influencia de la falla de Sierra Chica (traza en rojo). SRC: Posgar 98 Argentina 4

Los estudios de factibilidad permitieron establecer la principal problemática del trazado en relación al descenso por la zona de falla en la vertiente occidental de Sierra Chica. En base a los estudios de Lencinas, (1971) quien describió un perfil transversal O-E de la ladera occidental de Sierras Chicas, en la localidad de Cosquín, provincia de Córdoba, se elaboró un modelo conceptual de la zona de falla. Figura 6. Según los estudios de Lencinas, existe una microbrecha de 2 a 4 m. de espesor, constituida por harina de roca verdosa a rojiza, y una macrobrecha de 10 a 30 m. de espesor. Hacia el este los efectos de la tectónica se traducen en una faja de 200 a 400 m. de ancho de gneis cataclástico con pronunciada cloritización, clivaje de fractura y fallas menores. La falla sobrepone tectónicamente el basamento a los depósitos sedimentarios, que constituyen en el pie fracturado una faja o escalón marginal. Figura 6.
En la traza de la RP34, tramo: Falda del Cañete – Las Jarillas, la microbrecha se localizó en un pequeño corte, en cota 863 m. snm. (Figura 7) a partir de la cual se reconstruyó el perfil de la ladera tomando como base el modelo geológico de Lencinas (1971).
Los estudios de factibilidad permitieron concluir en la necesidad de generar alternativas para los cortes de media ladera en el sector afectado por la falla de Sierra Chica, de manera tal de evitar la desestabilización de los macizos rocosos conformados por micro y macrobrechas y gneises cataclásticos. La opción seleccionada fue la construcción de cuatro viaductos de hormigón con vigas lanzadas, para los cuales se diseñó una campaña de sondeos con extracción de testigos rocosos.

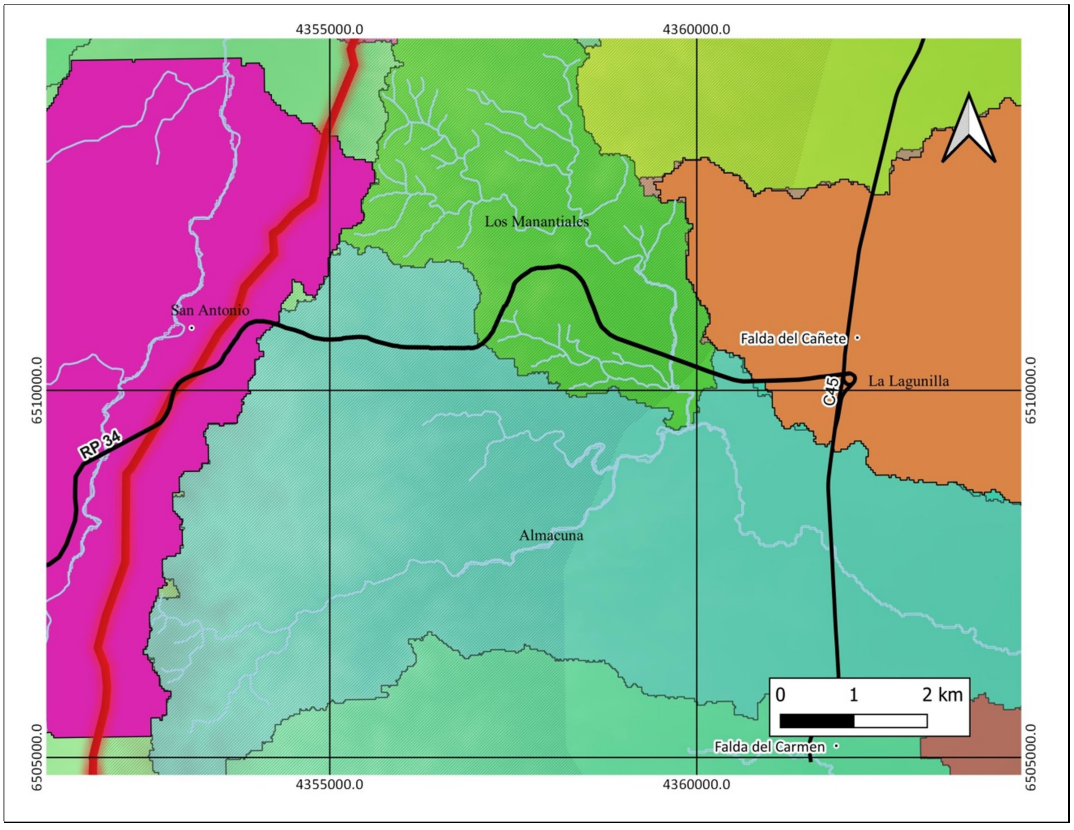


Figura 5. Principales cuencas hidrográficas intervenidas por el trazado de la RP 34. SRC: Posgar 98 Argentina 4

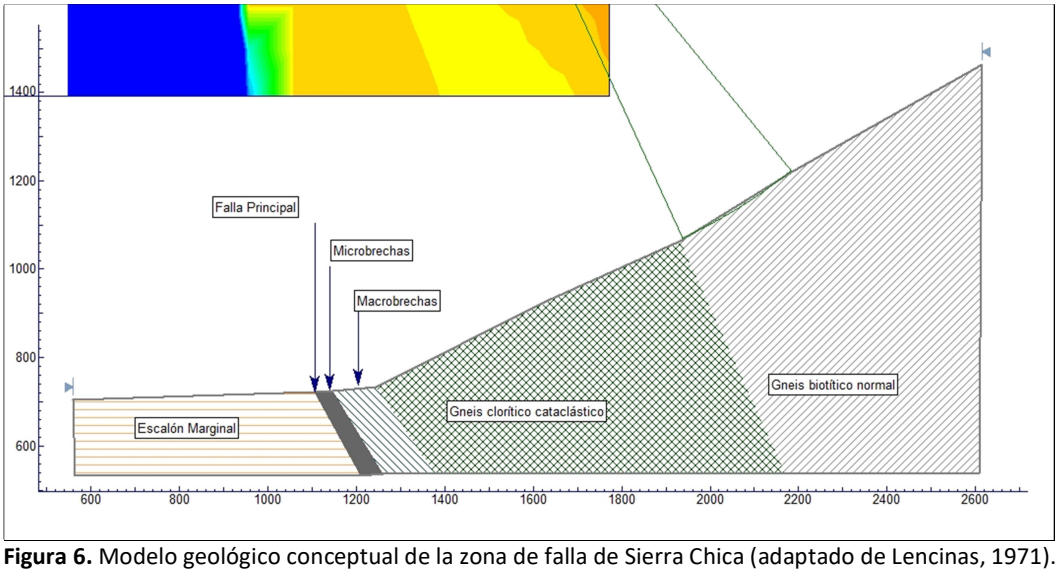


Figura 6. Modelo geológico conceptual de la zona de falla de Sierra Chica (adaptado de Lencinas, 1971).

Figura 7. Microbrecha de falla de Sierra Chica. Altura del corte 8,00 mts. Ubicación: 64°32,96'O – 31°32,50'S. Fotografía del autor.

5 ETAPA DE DISEÑO FINAL

Las unidades de mapeo apropiadas para esta etapa de estudios son los Tipos Litológicos (TL) y los Tipos de Ingeniería Geológica (Engineering Geological Type, IAEG, 1976), abreviados TIg: Tipos Ingeológicos en esta publicación. Para la definición de los mismos se llevaron a cabo estudios geotécnicos (EG) en las zonas de generación de cortes cuya estabilidad global se había analizado en la etapa de factibilidad. Figura 8.

El estudio se restringió a los TL y TIg con características rocosas, donde los cortes precisaban del uso de explosivos, dejando de lado aquellos formados por sedimentos no consolidados.

Para cada TIg se definieron los parámetros necesarios para la calificación de macizos rocosos de Hoek y Brown (1980). La resistencia a la compresión simple de la roca intacta σci, se realizó en campaña mediante esclerometría, y en laboratorio con ensayos de los testigos rocosos obtenidos de las perforaciones ejecutadas para los viaductos .Para la definición del GSI, se utilizaron ortofotografías obtenidas mediante el software Webodm, a partir de imágenes de dron. Las imágenes fueron tratadas mediante el software libre Imagej, a fin de definir los patrones de identificación de los diferentes juegos de discontinuidades, determinar tamaño de bloque, etc.

5.1 Determinación de σci por Esclerometría de discontinuidades rocosas.

Se realizaron más de 600 determinaciones sobre planos de discontinuidades en las paredes rocosas de taludes identificados por los estudios geotécnicos EG11 a EG30 (Figura 8). A fin de obtener la resistencia del material rocoso intacto, se ensayaron planos de discontinuidades muy lisos, sin presencia de material alterado, preparando la superficie de aplicación del impacto con piedra de pulir. En la Figura 9 se muestran las distribuciones normales de σ_{ci} para cada TIg. En la leyenda del gráfico se muestran los valores promedios de cada TIg. Se observa que la presencia de esquistosidades en los gneises de los CL 3 y 5 disminuye significativamente los valores de σ_{ci}. (Quintana Crespo y Soffietti, 2020).

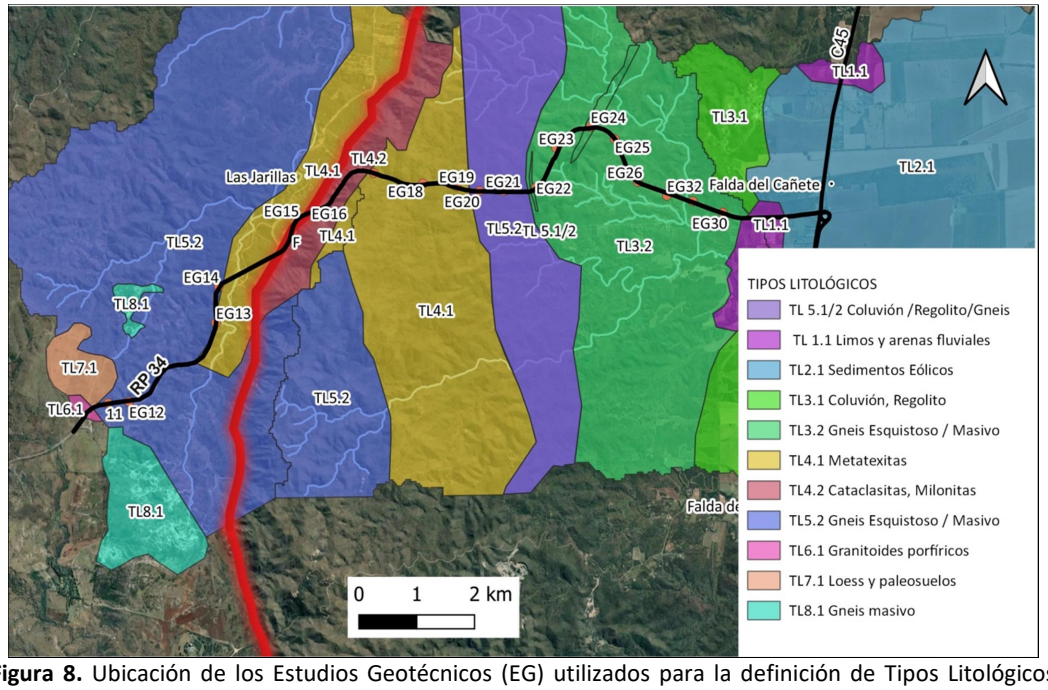


Figura 8. Ubicación de los Estudios Geotécnicos (EG) utilizados para la definición de Tipos Litológicos (TL).

La resistencia a la compresión simple promedio del TIg 3.2.1 (gneis esquistoso) es 2.68 veces menor que el gneis masivo del TIg. 3.2.2. La misma relación entre los TIg. 5.2.1 y 5.2.2 es de 2.16.
La metodología propuesta por Deere y Miller para obtener σ_{ci} a partir del número de rebotes presenta mayor dispersión de resultados mientras más resistente es la roca. Esta tendencia puede verse en la Figura 9, donde en términos generales se observa que, a menor σ_{ci} más angosta es la campana de distribución.

5.2 Determinación de σci por Esclerometría y por Compresión Simple de testigos rocosos

5.2.1 Preparación de los testigos de perforación

Para la preparación de los testigos de perforación y la determinación de las tolerancias de forma y dimensiones, se siguieron los procedimientos de la norma ASTM D4543 – 85. Conforme a dicha norma los testigos a ensayar deben tener una relación Longitud / Diámetro (L/D) de 2 a 2,5 y el diámetro no ser inferior a 47 mm. Para testigos de roca con valores L/D pequeños, es probable que no se puedan formar los planos de corte en la muestra sin atravesar el plano formado por la base de la muestra y el plato de la prensa. Así pues el rozamiento entre la muestra y la prensa produce un efecto de confinamiento que aumenta la resistencia obtenida (Stagg, Zienkiewicz, 1970).

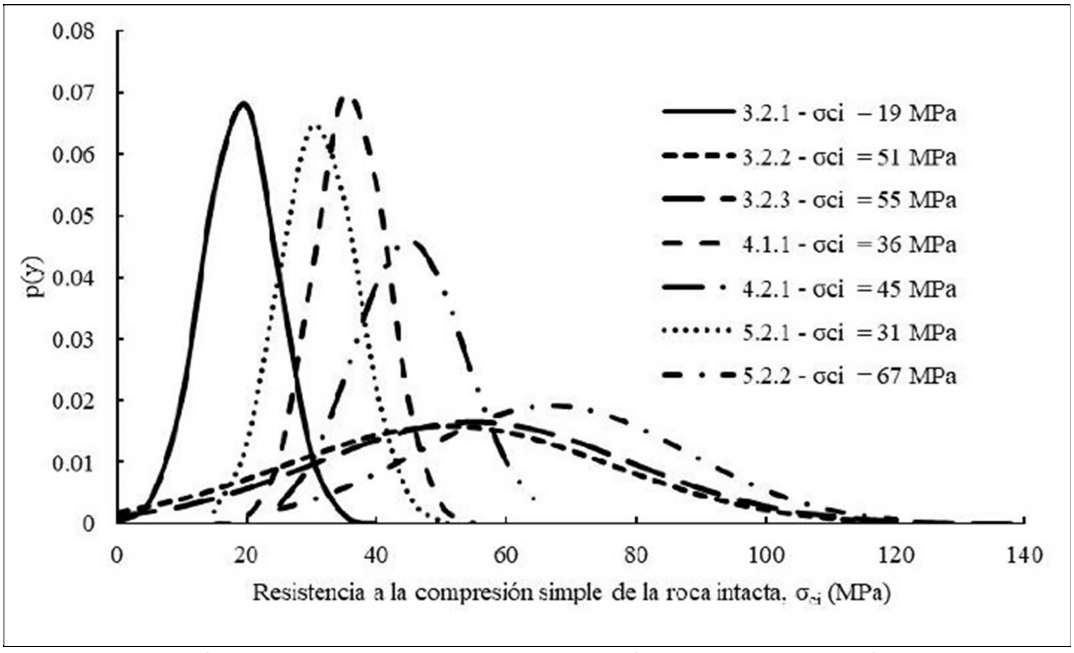


Figura 9: Distribución normal de la resistencia a la compresión simple de cada TIg. (Quintana Crespo y Soffietti, 2020)

Para aquellos testigos con relación L/D menor que 2, los resultados se corrigieron con la siguiente expresión:
C = Cm / (0.88 + (0.24 d/h))
Dónde:
C = resistencia a la compresión simple de un testigo con L/D = 2
Cm = resistencia medida en el testigo ensayado
d = diámetro del testigo ensayado
h = altura del testigo ensayado

Los ensayos se llevaron a cabo de acuerdo a la Norma ASTM D2938-86: La carga se aplicó en forma continua para producir una velocidad de carga o deformación tal que la falla ocurra dentro de los 5 a 15 minutos.
Los ensayos esclerométricos sobre testigos se realizaron con un Esclerómetro tipo N. Para correlacionar el valor de RN con el de RL, y poder utilizar el gráfico de Miller (1965) para la obtención de la resistencia a la compresión simple en rocas, se utilizó la correlación recomendada por la ISRM (1978c), entre los números de rebotes de ambos martillos:

RN = 7,124 + 1,249 RL (r2 = 0.882)

Siendo:
RN = número de rebotes proporcionado por un martillo tipo N
RL = número de rebotes proporcionado por un martillo tipo L
r2 = el coeficiente de determinación lineal

5.2.2 Ubicación de los sondeos para diseño de fundaciones de los viaductos

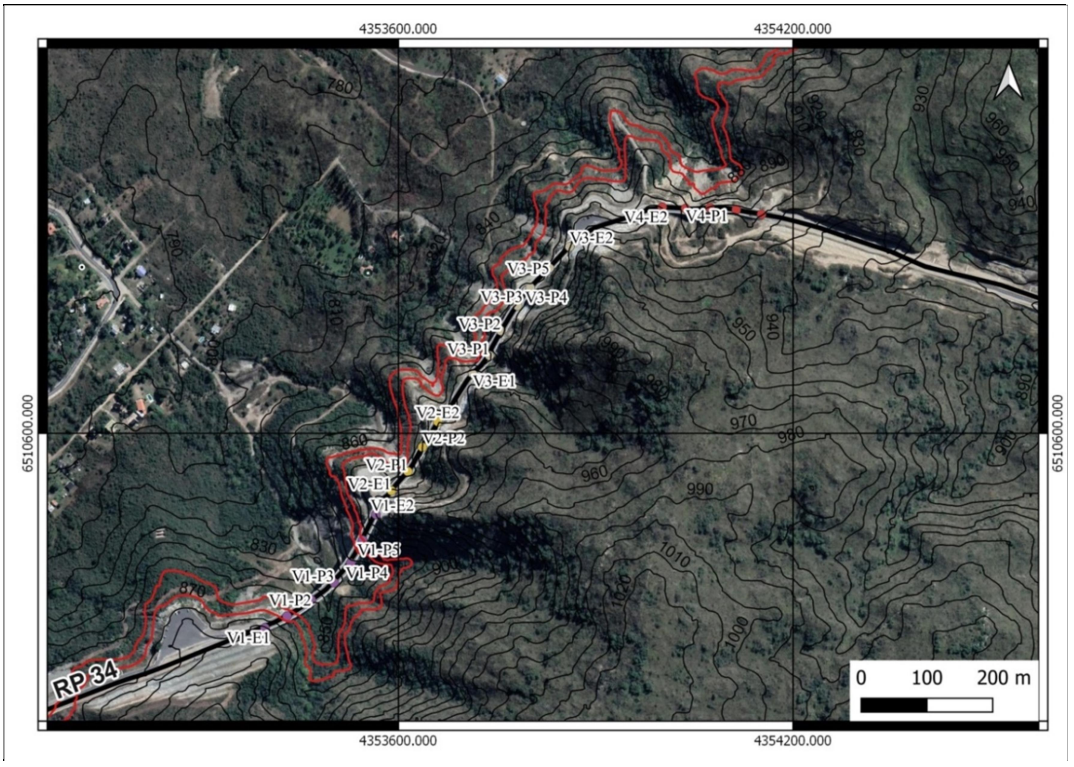


Figura 10: Ubicación de los sondeos realizados para las fundaciones de los viaductos de la RP 34. SRC: Posgar 98 Argentina 4

5.2.1 Análisis de los resultados

Sobre los testigos rocosos recuperados de las perforaciones realizadas para los estudios geotécnicos de los viaductos (V1, V2, V3, V4), se efectuaron una gran cantidad de ensayos de resistencia a la compresión simple (Tablas 1, 2, 3 y 4) que pueden ser considerados correspondientes al material rocoso intacto (**σ**ci, en el método de Hoek y Brown).
Los resultados obtenidos por esclerometría son en todos los casos superiores a los correspondientes a los ensayos de resistencia a la compresión simple en prensa.

Los valores promedios discriminados según la litología son los siguientes:

	Viaducto 1	Viaducto 2	Viaducto 3	Viaducto 4	Promedio
Paragneis	24,4 MPa		34,5 MPa	36,0 MPa	31,6 MPa
Ortogneis:		55,5 MPa		41,0 MPa	48,0 MPa
Protomilonita:			42,0 MPa	41,0 MPa	41,5 MPa

En cuanto a los valores de resistencia obtenidos por esclerometría, los resultados son los siguientes:

	Viaducto 1	Viaducto 2	Viaducto 3	Viaducto 4	Promedio
Paragneis	54 MPa	-	43 MPa	69 MPa	55 MPa
Ortogneis:	81 MPa	67	73 MPa	90 MPa	77 MPa
Protomilonita:	43 MPa	66	58 MPa	61 MPa	57 MPa

Tabla 1. Resultados de RCs por Esclerometría y RCS (**σci**) sobre testigos de perforación. Viaducto 1

V 1	Espesor (m)	Material Geológico	Densidad Seca (kN/m3)	RCs (Miller) MPa	σci Mpa
E1 (883m)	3,4	Paragneis	27,8	50	
	14,4		27,0	56	
	1,1	Protomilonita	28,1	43	
	1,5	Paragneis	27,1	52	
P1 (865m)	25,0		25,0	82	
P2(826m)	13,6		26,7	40	26
	1,6	Pegmatita			
	14,8	Paragneis	27,4	69	
P3 (826m)	30,0		27,4	67	
P4 (831m)	6,0		28,0	38	17
	1,3	Ortogneis			
	23,7	Paragneis	29,0	54	
P5 (857m)	3,2	Ortogneis			18
	21,8	Paragneis	27,8	32	
E2 (903 m)	3,2	Ortogneis	27,7	78	
	6,0	Paragneis			
	1,6	Ortogneis	26,5	70	
	1,9	Paragneis			
	6,3	Ortogneis	27,8	94	
	2,0	Paragneis			
PROMEDIO PARAGNEIS				54	
PROMEDIO PROTOMILONITA				43	
PROMEDIO ORTOGNEIS				81	

Tabla 2. Resultados de RCs por Esclerometría y RCS (σci) sobre testigos de perforación. Viaducto 2

Viaducto 2	Espesor (m)	Material Geológico	Densidad Seca (kN/m3)	RCs (Miller)	σci Mpa
Estribo 1	18,50	Protomilonita	26,9	54	17
	1,50	Ortogneis	28,4	70	64
Pila 1	25,0	Protomilonita	27,0	68	43
Pila 2	20,0	Protomilonita	27,0	76	43
Pila 3					59
Estribo 2	7,30	Ortogneis	28,0	69	47
	1,10	Protomilonita			
	10,0	Ortogneis	28,0	63	
	1,60	Protomilonita			
PROMEDIO PROTOMILONITA				66	
PROMEDIO ORTOGNEIS				67	

Tabla 3. Resultados de RCs por esclerometría y RCS (σci) sobre testigos de perforación. Viaducto 3

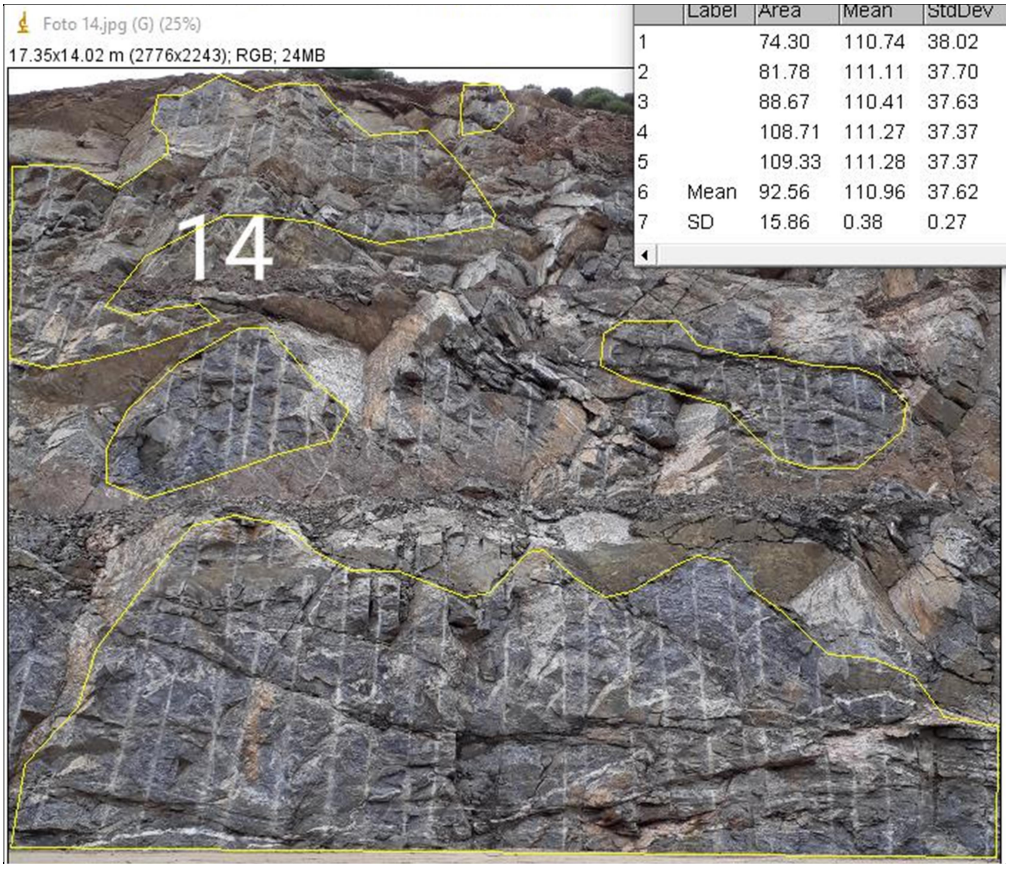
Viaducto 3	Espesor (m)	Material Geológico	Densidad Seca (kN/m3)	RCs (Miller)	σci (MPa)
Estribo 1	23	Protomilonita	27	52	43
Pila 1	25	Protomilonita	27	63	48
Pila 2	20	Protomilonita		s/d	s/d
Pila 3	6,6	Paragneis			22
	13,4	Protomilonita	27	70	24
Pila 4	15	Paragneis			
	10	Ortogneis	28	72	
Pila 5	14,2	Paragneis		27	21
	4,6	Protomilonita			
	7	Paragneis			
Estribo 2	1,9	Protomilonita		56	s/d
	1,3	Ortogneiss			
	4,5	Protomilonita	27	50	54
	1,3	Ortogneis			
	7,2	Protomilonita			
	1,6	Paragneis	27	60	48
	2,2	Protomilonita			
PROMEDIO PARAGNEIS				43,5	
PROMEDIO PROTOMILONITA				58,2	
PROMEDIO ORTOGNEIS				72	

Tabla 4. Resultados de RCs por esclerometría y (σci) sobre testigos de perforación. Viaducto 4

Viaducto 4	Espesor (m)	Material Geológico	Densidad Seca (kN/m3)	RCs (Miller)	σci (MPa)
Estribo 1	4,4	Paragneis	27	82	33
	8	Ortogneis		86	38
	20	Paragneis		58	59
Pila 1	9,5	Paragneis	27	57	30
	7,5	Ortogneis		78	36
	2	Protomilonita		73	55
	5,8	Ortogneis		74	60
Pila 2	6,3	Paragneis	27	92	
	18,7	Ortogneis	28	76	49
Pila 3	6,1	Paragneis	27	28	
	12,6	Protomilonita	27	49	
	1,3	Paragneis	28	98	
Estribo 2		Paragneis	27	54	32
		Ortogneis	28	60	30
		Paragneis	27	80	
		Ortogneis	29	165	33
PROMEDIO PARAGNEIS		69			
PROMEDIO PROTOMILONITA		61			
PROMEDIO ORTOGNEIS		90			

5.2.2 Obtención del Geological Strength Index (GSI)

El valor de GSI de los macizos rocosos, tiene en cuenta la existencia de uno o más juegos de discontinuidades y las características superficiales de las mismas. Los gráficos del método de Hoek y Brown (1980) permiten obtener un valor de GSI, que será más preciso y ajustado al macizo, en la medida que los relevamientos de campaña permitan estimar la verdadera condición de las discontinuidades.
Las fotografías georeferenciadas de dron son una herramienta adecuada, ya se trate de imágenes verticales de la superficie del macizo, que permiten definir los rumbos de las discontinuidades y el ángulo de intersección con la cara del talud, u horizontales para definir los buzamientos de las discontinuidades sobre la cara del talud generado. El tratamiento de las fotografías mediante el software ImageJ, permite la cuantificación del tamaño de bloques y de los espesores de fallas y discontinuidades, como así también el área de influencia de las mismas. Figura 11.



	Label	Area	Mean	StdDev
1		74.30	110.74	38.02
2		81.78	111.11	37.70
3		88.67	110.41	37.63
4		108.71	111.27	37.37
5		109.33	111.28	37.37
6	Mean	92.56	110.96	37.62
7	SD	15.86	0.38	0.27

Figura 11: Determinación de tamaño de bloques separados por juegos de discontinuidades. ImageJ.

6 UNIDADES DE MAPEO PARA DISEÑO FINAL

6.1 Complejo Litológico CL3 (Complejo metamórfico La Falda)

Se realizó la siguiente clasificación:
TL 3.1 - Material regolítico caracterizado por fragmentos rocosos del basamento cristalino, con grado de meteorización muy elevado. Se encuentra en la parte superior de los taludes que son generalmente trabajados con un perfil 1V:1H y excavados mediante maquinaria, sin explosivos.
Tlg 3.1.1: Corresponde a la fracción limosa de los sedimentos coluvionales donde se manifiesta también un aporte eólico.
Tlg 3.1.2: Corresponde a la fracción más gruesa de los sedimentos coluvionales, con una matriz limosa, pero presencia de fragmentos rocosos.
Tlg 3.1.3: Está formado por material regolítico con presencia de una matriz de roca fina y fragmentos rocosos gnéisicos.
TL 3.2 - Gneises masivos y esquistosos con meteorización superficial y alteración asociada a intrusiones de cuerpos pegmatíticos. Suelen presentar un grado de deformación elevado, produciéndose variaciones laterales entre ambos tipos de gneises. Están afectados por fallas pequeñas o medianas que producen la fragmentación elevada del material y alteración en los planos de falla. Con la profundidad, el confinamiento produce menor apertura de los planos de esquistosidad.

TIg 3.2.1: Gneises esquistosos afectados por lineamientos tectónicos afines a la esquistosidad, con grado de fracturación elevado, lo cual permite la acción de la meteorización en todo el macizo rocoso.
TIg 3.2.2: Gneises masivos, con fracturación discontinua, bloques grandes, bajo grado de meteorización. Con intrusivos pegmatíticos o aplíticos en condición similar de fracturación. Se descartó el valor de cohesión y fricción de aquellas zonas del macizo afectadas por fallas, que fueron consideradas independientemente. Un resumen de los resultados de los TIg 3.2.1 y 3.2.2 se muestra en la Tabla 5.

Tabla 5. Valores medios de cohesión y fricción para los TIg 3.2.1 – 3.2.2.

TIg	c (MPa)		ϕ (°)	
	Promedio	Desv. Est.	Promedio	Desv. Est.
3.2.1	0,16	0,56	47	13,18
3.2.2	0,74	0,53	65	2,12

6.2 Complejo Litológico CL4 (Complejo metamórfico Sierra Chica)

Este CL está compuesto por Metatexitas Granatíferas Cordieríticas. Paleozoico (Cámbrico Inferior a medio).
TL 4.1 - Metatexitas masivas. Macizo rocoso de muy buena calidad, con bloques grandes, inalterados.
TIg 4.1.1: Metatexitas masivas. Rocas homogéneas, masivas, con elevado grado de metamorfismo. Hacia el oeste se comienza a notar la influencia de la falla de Sierra Chica. Tabla 6.

Tabla 6: Parámetros de clasificación de Hoek y Brown para el TIg 4.1.1

EG	ϕ (°)	c (MPa)
17	61	0,41
	57	0,25
	64	0,77
18	57	0,25
	61	0,41
	64	0,77
19	64	0,77
	64	0,77
	64	0,77
	64	0,77
	64	0,77
	64	0,77
	64	0,77
Promedio	**62**	**0,63**
Desv. Est.	**2,47**	**0,20**

TL4.2 - Corresponde a la faja de deformación cataclástica producida por la Falla de Sierra Chica que genera el resalto topográfico de la ladera occidental de esa cadena orográfica. Las cataclasitas originadas por la deformación de la roca presentan fractura, rotación y fragmentación de los granos minerales originales, con intensidad variable en función de las tensiones actuantes.
El TIg 4.2.1 ha sido identificado como brechas tectónicas y cataclasitas de grano grueso, con bloques angulares de resistencia friccional elevada. Los bloques rocosos insertados dentro de la masa presentan zonas donde predominan con respecto a la masa y otros en los que ocurre a la inversa. Los valores de resistencia a la compresión simple, GSI y mi, fueron determinados en sitios representativos de cada

sector, arribándose de acuerdo de la metodología de Hoek y Brown a valores de fricción y cohesión del macizo similares. Tabla 7.

TIg 4.2.2 En el sector de fundación de los viaductos la roca encontrada en profundidad corresponde a milonitas y gneis, generados por el intenso metamorfismo dinámico desarrollado en coincidencia con el pie de la Falla de Sierra Chica.

Tabla 7: Calificación de los TIg 4.2.1 conforme a los parámetros de Hoek y Brown.

E.G.	ϕ (°)	c (MPa)
15 – I	43	0.27
15 – II	35	0.16
16 – I	43	0.27
16 – II	35	0.16

6.3 Complejo Litológico CL5

Este CL está compuesto por Gneises biotíticos, granatíferos, sillimaníticos, cordieríticos. Paleozoico (Cámbrico Inferior a Medio).

TL 5.1 - Presenta las mismas características que el TL 3.1, formado por material regolítico con presencia de una matriz de roca fina y fragmentos rocosos gnéisicos. Constituyen la parte superior de los cortes y son excavados mediante maquinaria pesada, con perfil 1V:1H.

TL5.2 - presenta las mismas características que el TL 3.2, y se encuentra presente tanto en la cuenca del A° Almacuna (vertiente oriental de Sierra Chica) como en la del A° San Antonio (vertiente occidental de Sierra Chica).

En la cuenca del A° Almacuna se encuentran presente los TIg 5.2.1 y 5.2.2 en los EG 20 y 21, determinándose los siguientes parámetros (Tabla 8).

Tabla 8: Calificación de los TG 5.2.1 y 5.2.2 conforme a los parámetros de Hoek y Brown. Cuenca del Arroyo Almacuna.

EG	TIg	ϕ (°)	c (MPa)
20	5.2.1	47	0,19
	5.2.2	62	0,4
	5.2.1	47	0,19
	5.2.2	62	0,4
	5.2.1	47	0,19
	5.2.2	62	0,4
21	5.2.2	66	1,5
	5.2.2	68	0,33
	5.2.2	66	1,5
	5.2.2	66	1,5
	5.2.2	56	0,35
	5.2.2	68	0,33
	5.2.2	68	0,33
Promedio (5.2.1)		47	0,19

Tabla 8 (continuación): Calificación de los TG 5.2.1 y 5.2.2 conforme a los parámetros de Hoek y Brown. Cuenca del Arroyo Almacuna.

Desv. Est. (5.2.1)		0	0
Promedio (5.2.2)		62	0,58
Desv. Est.(5.2.2)		3,7	0,52

En la cuenca del A° San Antonio se encuentran presente los Tlg 5.2.1 y 5.2.2 en los EG 12, 13 y 14, determinándose los siguientes parámetros (Tabla 9).

Tabla 9: Calificación de los TG 5.2.1 y 5.2.2 conforme a los parámetros de Hoek y Brown. Cuenca del Arroyo San Antonio.

EG	Tlg	ϕ (°)	c' (MPa)
12 – 1	(5.2.2)	66	0,75
12 – 2	(5.2.2)	63	0,88
12 – 3	(5.2.2)	63	0,88
12 – 4	(5.2.3)	63	1,32
12 – 5	(5.2.2)	64	0,91
13 – 1	(5.2.2)	68	0,77
13 – 2	(5.2.1)	56	0,52
13 – 3	(5.2.2)	68	1,24
14 – 1	(5.2.1)	56	0,52
14 – 2	(5.2.2)	68	1,24
Promedio	(5.2.1)	56	0,52
Desv. Est.	(5.2.1)	0	0
Promedio	(5.2.2)	66	0,98
Desv. Est.	(5.2.2)	2,2	0,19

7 CONCLUSIONES

La Ruta Provincial 34 – Camino de las Altas Cumbres – significó un gran desafío para la ingeniería geológica, el cual debió ser resuelto en diferentes etapas de estudio.
El cruce de la zona de falla de Sierra Chica, con la combinación de elevadas pendientes y un macizo rocoso de muy mala calidad, presentó grandes restricciones al proyecto que fueron analizadas para determinar la factibilidad de la obra.
Las principales cuencas hídricas afectadas por el trazado, requirieron de medidas de prevención de procesos erosivos en taludes de terraplenes y contrataludes rocosos, determinadas a través de mapas de pendientes, de relieve, e hidrográficos, obtenidos mediante modelos digitales de elevación.
Los estudios de ingeniería geológica realizados en esa etapa inicial permitieron delimitar unidades de mapeo adecuadas a esa etapa: las Series Litológicas de metamorfitas –NgPg- y cuerpos graníticos –DCy- y los Complejos Litológicos La Falda y Sierra Chica.
Como conclusión de la etapa de factibilidad se estableció la necesidad de la realización de viaductos en la vertiente occidental de Sierra Chica, a fin de evitar inestabilidades en las laderas rocosas.

Para el diseño final se delimitaron unidades de mapeo del orden de los Tipos Litológicos: gneises masivos y estratificados, metatexitas, cataclasitas y ultramilonitas; y Tipos Ingeológicos cuyas propiedades se obtuvieron mediante una campaña de sondeos con extracción de testigos; y con ensayos de campo, fundamentalmente esclerometrías.
La resistencia a la compresión simple obtenida mediante correlaciones con los datos escleromètricos resultaron en todos los casos superiores a la resistencia a la compresión simple realizada en prensa.
Los parámetros intrínsecos de los macizos rocosos (cohesión y fricción) obtenidos mediante la metodología de Hoek y Brown, se verificaron en campo y laboratorio, obteniéndose los valores de GSI y **σ**ci para cada unidad de mapeo ingeológico.
El estudio por etapas permitió prever condiciones geotécnicas complejas y llegar a un diseño final sustentable y adecuado, logrando una situación de estabilidad presente y futura para esta importante obra vial de montaña.

8 AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Dirección Provincial de Vialidad de Córdoba por la autorización para la difusión de los datos geotécnicos obtenidos durante el proyecto y construcción de la RP 34.
Se agradece a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba, por el otorgamiento de un subsidio para la investigación de parámetros físico-mecánicos en las Sierras de Córdoba.

9 REFERENCIAS

[1] Ayday C, Goktan RM. *Correlations between L and N-type Schmidt hammer rebound values obtained during field testing*. Proc. of the Int. Symp. on Rock Characterization, EUROCK'92, 1992, Chester, UK. P. 47–50.
[2] Aydin A (2009). *ISRM suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: revised version*. Int J Rock Mech Min Sci 46:627–634.
[3] Carta Geológica Córdoba-3163 III. 1:250.000 (2006) Instituto de Geología y Recursos Minerales. Segemar.
[4] Hoek, E. y Brown, E.T. (1980). *Empirical strength criterion for rock masses.* J. Geotech. Engng Div., ASCE 106 (GT9), 1013-1035.
[5] Lencinas A., (1971). Geología del Valle de Punilla entre Bialet Massé y La Cumbre, Provincia de Córdoba. Boletín de la Asociación Geológica de Córdoba. Tomo I. N° 2.
[6] IAEG International Association of Engineering Geology. Commission on Engineering Geological Maps. 1976. *Engineering geological maps; a guide to their preparation.*79 pages. ISBN:92-3-101243-6
[7] IAEG International Association of Engineering Geology. *Rock and soil description for engineering geological mapping*. 1981. Bull. Int. Ass. Engng Geol. 24, 227 – 234.
[8] Quintana Crespo, E., y Soffietti, F. P. (2020). Una Zonificación Geotécnica Aplicada a Taludes Rocosos en el Cordón de Sierra Chica, Provincia de Córdoba, Argentina. Revista De La Facultad De Ciencias Exactas, Físicas Y Naturales, 7(2), 27–43. Recuperado a partir de https://revistas.unc.edu.ar/index.php/FCEFyN/article/view/29363

Suelos loéssicos mejorados con cal, efecto de la reacción puzolánica en el comportamiento mecánico

J. J. Clariá, S. L. Sánchez y P. V. Vettorelo

jclaria@unc.edu.ar; sanchezsofialorena@gmail.com; paulavettorelo@unc.edu.ar

Laboratorio de Geotecnia de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba

RESUMEN: El efecto positivo que la adición de cal produce en suelos cohesivos es un hecho comprobado. La cantidad de arcilla, mineralogía y cristalinidad de los minerales que conforman la fracción arcillosa del suelo determinan el comportamiento del suelo - cal. Los efectos de la adición de cal radican esencialmente en la disminución de la plasticidad y en el aumento de la rigidez y resistencia de los suelos estabilizados, consecuencia de que el hidróxido de calcio ayuda a disminuir el espesor de la doble capa difusa que rodea a las partículas de arcilla, al tiempo que se genera una matriz carbonática que actúa como cementante entre los flóculos de arcilla. En el caso del loess, la experimentación ha demostrado que estas mejoras también se presentan. No obstante, el beneficio que produce la cal en estos suelos se debe no solo a un efecto de floculación y carbonatación, sino también a la generación de nuevos productos del tipo silicatos que actúan como cementantes en la matriz intergranular, consecuencia de la ocurrencia de reacciones del tipo puzolánicas. El presente trabajo muestra los resultados de un estudio experimental desarrollado en laboratorio tendiente a caracterizar las mejoras mecánicas desarrolladas por un loess al ser compactado y mezclado con cal y puzolanas. Se discute cuánto de las mejoras mecánicas se deben a la carbonatación, y cuánto a la generación de nuevos silicatos identificados como reacciones puzolánicas.

Palabras clave: SUELO CAL - LOESS - REACCIÓN PUZOLÁNICA

ABSTRACT: The improvement that lime stabilization produces on cohesive soils is a proven fact. The behavior of the stabilized soil depends on the amount of clay, mineralogy and crystallinity of the clay fraction. The main effects of lime addition are the plasticity decrease and the strength and stiffness increase, since calcium hydroxide makes the double layer thickness of the clay fraction to shrink as well as a carbonatic matrix which links and cements the clay flocs is created. Experience has shown that these improvements are also developed on loessial soils. However, the benefits that lime stabilization produces on loess are not only due to carbonation and flocculation effects, but also to the formation of new silicate products that act as a cementing agent along the intergranular matrix. These silicate products are the result of pozzolanic reactions occurrence. This work presents an experimental laboratory study aimed to characterize the mechanical improvement achieved by a loess by means of compaction and lime and pozzolanas addition. The proportion of the improvement that is accomplished by carbonation and by new silicates generation because of pozzolanic reactions is discussed.

Keywords: LIME STABILIZATION - LOESS – POZZOLANIC REACTION

1 INTRODUCCIÓN

Gran parte de la ciudad de Córdoba se encuentra cubierta, en sus primeros 10 a 20 metros de profundidad, por suelos de tipo limos areno arcillosos loéssicos. Debido a la elevada compresibilidad e inestabilidad de estos suelos frente al ingreso de agua (susceptibilidad al colapso), estos son responsables de grandes pérdidas económicas generadas por daños en edificaciones e infraestructura civil. El comportamiento de estos suelos ha sido ampliamente estudiado por numerosos investigadores entre los que se destacan Ref. [1], Ref. [2], Ref. [3], Ref. [4], Ref. [5].

Frente a esta situación, surgen distintas alternativas para mejorar el comportamiento de los loess cordobeses, entre las que se distingue la compactación en conjunto con la adición de aglomerantes como la cal. Las mejoras producto de la adición de cal radican esencialmente en la disminución de la plasticidad y en el aumento de la resistencia y la rigidez de los suelos estabilizados. Estos efectos han sido observados en suelos fundamentalmente arcillosos, donde el hidróxido de calcio ($Ca(OH)_2$) disminuye el espesor de la doble capa difusa que rodea a las partículas de arcilla, facilitando la floculación entre las mismas, al tiempo que se genera una matriz carbonática producto de la reacción de hidróxido de calcio con el dióxido de carbono (CO_2) que actúa como cementante entre los flóculos de arcilla.

En el caso de los suelos loéssicos, la práctica ha demostrado que aunque el contenido de arcilla no es predominante (ronda el 10 %), estas mejoras también se presentan. Sin embargo, el beneficio que produce la cal en los loess se debe, no solo a un efecto de floculación y carbonatación, sino también a la generación de nuevos productos del tipo silicatos que actúan como cementantes en la matriz intergranular consecuencia de la ocurrencia de reacciones puzolánicas.

El presente trabajo muestra los resultados de un estudio experimental desarrollado en laboratorio tendiente a caracterizar las mejoras mecánicas desarrolladas por un loess al ser compactado y mezclado con cal y puzolanas. El objetivo principal se orienta a discutir cuánto de las mejoras mecánicas se deben a los fenómenos de carbonatación y floculación, y cuánto a la generación de nuevos silicatos identificados como productos de reacciones puzolánicas.

2 ESTADO DEL ARTE

2.1 Loess Pampeano

El origen, estructura, mineralogía y principales propiedades de los loess pampeanos han sido analizados y estudiados por numerosos autores del medio local como ser Ref. [2], Ref. [6], Ref. [4] y Ref. [7], entre otros muchos, y más recientemente resumidas por Ref. [5].

Los principales fenómenos que influyeron en la formación del loess pampeano son la actividad volcánica explosiva andina y la acción eólica sobre las Sierras Pampeanas (Ref. [8]). Según Ref. [9], las partículas de origen volcánico producidas en los Andes Centrales y en la Patagonia fueron transportadas por agentes erosivos y fluviales al norte de esta última. Luego, la acción del viento las arrastró hacia la región central del país. Asimismo, se encuentran en el loess algunos minerales que provienen de la erosión de las Sierras de Córdoba.

Otra fuente del loess sudamericano son las lluvias de cenizas. Las alteraciones de esas cenizas generan reacciones de tipo puzolánica con la formación de capas cementadas, denominadas toscas (Ref. [10]).

Por su origen, en la composición mineralógica del loess predominan silicatos como el cuarzo, feldespatos, micas y cenizas volcánicas, motivo por el cual, los sedimentos loéssicos presentan elevados porcentajes de sílice y alúmina.

En cuanto a la granulometría, predominan las partículas limosas y, en menores cantidades según distancias de transporte y fenómenos postdeposicionales, arena fina y arcilla. La primera fracción está compuesta principalmente por plagioclasas, cuarzo, ortoclasas, cristales volcánicos, labradorita, feldespatos alterados, fragmentos de rocas volcánicas y ópalos orgánicos. La fracción limosa difiere de la arenosa principalmente por la angulosidad de sus partículas y el incremento en la proporción de vidrio volcánico. La fracción arcillosa está compuesta por montmorillonita, illita y pequeñas cantidades de cuarzo y feldespatos. Estos componentes son los principales responsables del comportamiento del suelo loéssico.

2.2 Cal

La cal es un producto largamente utilizado para el tratamiento de suelos, pudiendo tratarse tanto de cal viva (óxido de calcio - CaO), cal hidratada (hidróxido de calcio - $Ca(OH)_2$) o una lechada de cal. Generalmente, se utiliza cal alta en calcio, que contiene un máximo de 5% de óxido o hidróxido de magnesio, aunque en algunos casos se utiliza la cal dolomítica con un 35 a 46% de óxido o hidróxido de magnesio.
El proceso de producción de la cal consiste en la extracción de la materia prima a partir de la roca caliza y la posterior calcinación en hornos a 800 y 900 ºC. En este proceso se pierde cerca de la mitad de peso por la descarbonatación o pérdida del dióxido de carbono de la caliza original. Durante la calcinación, la caliza se transforma en cal viva con desprendimiento de dióxido de carbono mediante la siguiente reacción:

$$CaCO_3 + calor \rightarrow CaO + CO_2 \qquad (1)$$

2.3 Puzolanas

Las puzolanas son materiales silíceos o sílico-aluminosos que por sí mismos poseen poco o ningún valor cementante, pero lo tendrán si se encuentran finamente divididos y en presencia de humedad, reaccionando químicamente con el hidróxido de calcio a temperaturas normales y formando compuestos que sí poseen propiedades cementantes.
Se clasifican en puzolanas naturales y artificiales. Las primeras son aquellas que pueden ser utilizadas tal como se encuentran en la naturaleza, sin transformaciones químicas ni mineralógicas. Pueden tener origen puramente mineral o bien orgánico (Ref. [8]), destacándose los materiales sedimentarios clásticos (minerales arcillosos como la caolinita, la illita, la montmorillonita), los materiales volcánicos (minerales en estado amorfo debido al brusco enfriamiento del magma, como el vidrio volcánico) y los materiales piroclásticos (minerales en estado amorfo formados a partir del enfriamiento de partículas y cenizas volcánicas).
Por el contrario, las puzolanas artificiales necesitan para su formación algún tratamiento térmico adecuado. Dentro de esta condición cabe distinguir dos grupos: el formado por materiales de naturaleza arcillosa, que adquieren el carácter puzolánico por sometimiento a procesos térmicos, y el constituido por subproductos de determinadas operaciones industriales que, en virtud de su naturaleza y de las transformaciones sufridas en las mismas, adquieren las propiedades puzolánicas. Entre las puzolanas artificiales se distinguen (Ref. [8]) las cenizas volantes (producto de la combustión del carbón en las usinas termoeléctricas), las escorias de alto horno (surgen del proceso de reducción del mineral de hierro), los humos de sílice (subproducto de las industrias que elaboran metales silíceos o aleaciones ferro-silíceas), las cenizas de cáscaras de arroz (obtenidas durante la industrialización del arroz), y las arcillas termo-activadas (con temperaturas entre 600º y 1000º se produce la descomposición del mineral arcilloso en sílico-aluminatos de estructura amorfa).

2.4 La reacción puzolánica

La reacción puzolánica es una reacción por la que se producen compuestos con propiedades cementantes. Se produce entre el hidróxido de calcio y una puzolana en presencia de agua. El ambiente altamente alcalino creado por la solubilidad del hidróxido de calcio, promueve la solubilización de los compuestos de sílice y alúmina de la puzolana, y da lugar a la formación de compuestos insolubles y estables con propiedades cementantes. Esta reacción está compuesta por un conjunto de reacciones químicas del tipo ácido-base irreversibles (Ref. [8]).
Entre los factores que controlan la reacción puzolánica, se destacan el pH de la solución y el grado de cristalinidad y tamaño de las partículas. A mayor alcalinidad y menor cristalinidad, mayor es la solubilidad de la sílice y, por lo tanto, más elevada la actividad puzolánica. El concepto de Contenido Óptimo de Cal, introducido por Ref. [11], hace referencia a la cantidad de cal que se necesita para satisfacer la demanda de adsorción y para que se desarrolle la reacción puzolánica.
Los productos de la reacción puzolánica generalmente son silicatos de calcio hidratados y/o aluminatos de calcio hidratados (Ref. [12]). Estos elementos suelen ser poco cristalinos y por lo tanto difíciles de detectar.

2.5 Suelos estabilizados con cal

Una de las técnicas más utilizadas para la mejora de suelos finos y cohesivos, es la estabilización de los mismos mediante la adición de cal. Las mejoras logradas con la adición de cal dependen fundamentalmente de la mineralogía, granulometría y capacidad de intercambio catiónico de las partículas, de la naturaleza química de los iones presentes en el agua del suelo, del contenido de cal adicionado y de las condiciones y tiempo de curado (Ref. [13]).
Con la adición de cal se producen mejoras a corto y a largo plazo en el suelo. En una primera etapa, se producen variaciones fundamentalmente en la plasticidad, permeabilidad y granulometría. Luego, en forma paulatina, se genera un incremento de la resistencia mecánica del suelo cal (Ref. [14], Ref. [12], Ref. [15], Ref. [16], Ref. [17], Ref. [18]).
En el corto plazo, se producen dos reacciones en la mezcla suelo-cal (Ref. [19] y Ref. [20]): el intercambio catiónico y la floculación de partículas. Ref. [21] observaron que con la adición de cal, el hidróxido de calcio es adsorbido en la superficie de las partículas de arcilla muy rápidamente en los primeros minutos, adsorción que luego decae a un ritmo más lento aunque constante. El intercambio catiónico depende tanto del tipo de arcilla presente en el suelo como así también de la naturaleza de los cationes originalmente adsorbidos en la doble capa. Ref. [22] concluyen que la disolución de iones oxidrilo del $Ca(OH)_2$ eleva el *pH*, lo que promueve una mayor adsorción de iones de calcio. Estos iones en pH elevado promueven tanto las uniones entre la alúmina y la sílice de las arcillas, como la formación de flóculos. La floculación de partículas se da por el efecto modificador de los electrolitos sobre la extensión de la doble capa difusa. El electrolito reprime la doble capa, reduciendo las fuerzas electrostáticas repulsivas entre las partículas de arcilla. Esto conduce a la atracción entre las caras cargadas negativa y positivamente, desarrollándose la estructura tipo castillo de naipes (floculada).
A largo plazo existen dos fenómenos que contribuyen a aumentar la resistencia del suelo-cal (Ref. [23] y Ref. [12]): la carbonatación y la reacción puzolánica.
En contacto con el aire, parte de la cal reacciona con el dióxido de carbono formando carbonato de calcio:

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O \qquad (2)$$

Existe amplia evidencia de la presencia de carbonato de calcio en el suelo estabilizado con cal (Ref. [23], Ref. [13], Ref. [16]). Como resultado de esta reacción, se obtiene un material cementante de baja resistencia.

Respecto de la reacción puzolánica, Ref. [24] demostró que la cal reacciona casi instantáneamente con alúmina hidratada de gran superficie específica, produciendo aluminato tetracálcico, de características cementantes. Ref. [12] sostienen que en los sistemas cal - arcilla se produce una reacción similar inmediata entre los bordes de apoyo de la alúmina de las partículas de arcilla y la cal adsorbida. Por lo que se forma un producto cementante en pequeñas cantidades en los puntos de contacto, suficiente para estabilizar los flóculos y enlazar las partículas, contribuyendo a reducir la plasticidad e inhibir la tendencia a la contracción o hinchamiento del suelo.
Por otro lado, Ref. [23] concluyen que la reacción puzolánica se produce en el suelo-cal gracias a que el elevado *pH* de la solución, producto de la adición de $Ca(OH)_2$, permite la disolución de la sílice que reacciona con el hidróxido de calcio. El ambiente altamente alcalino promueve la disolución lenta de alúmino-silicatos que precipitan como productos de la reacción puzolánica, contribuyendo a cementar las partículas y/o flóculos entre sí (Ref. [15]). Esta reacción se produce de forma lenta y sostenida en el tiempo.
De lo antedicho se desprende que en la reacción puzolánica que se da en el suelo-cal pueden identificarse dos fases:

- Una fase temprana, que se caracteriza por producirse en la superficie de las partículas, especialmente en los bordes y en el contacto borde-cara de las arcillas. Esta reacción permite la formación de flóculos estables.
- Una fase tardía, donde la reacción se produce en forma lenta y progresiva por la disolución de la sílice. El producto de esta reacción actúa como cementante que une los flóculos, aumentando así la resistencia del suelo-cal con el tiempo.

3 MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Materiales

Se utilizó un suelo de tipo loéssico extraído dentro del área de Ciudad Universitaria de la Ciudad de Córdoba. Dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos el mismo se clasifica como un limo areno arcilloso de baja plasticidad (ML). En la Tabla 1 se resumen las principales propiedades del suelo empleado.

Tabla 1. Propiedades del suelo limo loéssico empleado.

S.U.C.S.	%PT#200	L.L.	L.P.	I.P.	Gs	PH
ML	91,9	24,5	23,6	0,9	2,65	8

S.U.C.S.: sistema unificado de clasificación de suelos; %PT#200: porcentaje pasante del Tamiz IRAM N° 200 (75 μm); L.L.: límite líquido; L.P.: límite plástico; I.P.: índice de plasticidad; Gs: gravedad específica, PH: potencial de hidrogeniones.

Para la estabilización del suelo se empleó cal hidratada, conocida comúnmente como cal apagada, adquirida en bolsas de 3 kg. Se procuró tener especial cuidado en su guardado, evitando que la misma entrara en contacto con la humedad ambiente.
A los fines de darle mayor puzolanicidad al suelo, a algunas muestras se le incorporó también cenizas volantes. Las mismas se obtuvieron de la Central Térmica de San Nicolás, en la provincia de Buenos Aires. Se trata de una planta de generación térmica, a base de carbón, fuel oil y gas natural. Como residuo del proceso de combustión, se producen cenizas que son transportadas por los sistemas de salida de gases y son recogidas por los filtros.
En la Tabla 2 se presenta la composición química de las cenizas que se utilizaron en este estudio.

Tabla 2. Composición química de las cenizas volantes utilizadas.

Compuesto	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	TiO_2
%	51,5	21,2	13,2	8,8	2,1	0,1	1,6	1,6

A los fines de lograr la máxima finura posible, las cenizas se sometieron a un proceso de doble molienda verificándose su granulometría mediante el método del hidrómetro (Ref. [25]) observándose que cerca del 90% en peso de las cenizas volantes se compone por partículas de tamaño de limo (entre 2 y 75 µm), mientras que el 10% restante corresponde a partículas de tamaño de arena (mayor a 75 µm).

3.2 Programa experimental

El programa experimental consistió en la ejecución de una serie de ensayos de laboratorio, a saber:

- Ensayos de compactación Proctor Estándar (Ref. [26]) sobre muestras de loess con diferentes porcentajes de cal y cenizas volantes.
- Determinación del contenido de cal óptimo (Ref. [27]) del loess solo y con cenizas volantes.
- Caracterización de la actividad puzolánica (Ref. [28]) del loess solo y con cenizas volantes.
- Ensayos de compresión simple (Ref. [29]) y de medición de velocidad de propagación de ondas de corte - ondas S (Ref. [30]) sobre probetas de suelo compactadas, estabilizadas con diferentes contenidos de cal y cenizas volantes, y bajo dos modalidades diferentes de curado (sistema abierto y cerrado).
- Difracción de rayos X (XRD) sobre mezclas de suelo – cal – cenizas.
- Imágenes obtenidas con microscopio confocal sobre mezclas de suelo – cal – cenizas (amplificación hasta 17.000 veces).
- Imágenes con microscopio de barrido electrónico (SEM) sobre mezclas de suelo – cal – cenizas (magnificación hasta 100.000 veces).

Los ensayos se ejecutaron sobre probetas de suelo compactadas, estabilizadas con diferentes contenidos de cal y cenizas volantes, y bajo dos modalidades diferentes de curado.

Se adicionaron contenidos de cal de 2; 4, 6 y 8 % respecto al peso del suelo seco. Los porcentajes de cal fueron seleccionados en base a la experiencia existente en el uso de cal para estabilizar este tipo de suelos y a los estudios existentes en la literatura del tema. Asimismo, a algunas muestras también se les incorporó cenizas volantes en pesos del 10 y 20 %.

La medición de la resistencia a la compresión simple y velocidad de propagación de ondas se ejecutaron para diferentes tiempos de curado y hasta un máximo de 240 días.

Todas las probetas ensayadas fueron preparadas con el peso unitario seco máximo y el contenido de humedad óptimo del ensayo Proctor Estándar.

Para la realización de los ensayos de compresión simple, se prepararon probetas cilíndricas con una altura promedio de 100 mm y un diámetro de 50 mm respetando la relación 2:1. Para cada conjunto de muestras se ensayaron dos probetas de idénticas características a los fines de obtener un promedio y confirmar que los resultados de ambos ensayos mostraran un comportamiento coherente y representativo. Las probetas se confeccionaron por compactación dinámica en un molde tripartido de acero inoxidable. Se utilizó una metodología de preparación rigurosa para obtener probetas uniformes, verificando siempre las medidas, el peso unitario seco y el contenido de humedad.

Por último, la medición de velocidad de propagación de ondas S se llevó a cabo en estado de compresión confinada dentro de un aro edométrico modificado mediante la incorporación de piezocristales (bender elements) en sus cabezales superior e inferior (Ref. [30]). Estos ensayos se ejecutaron con el propósito de determinar la rigidez a bajas deformaciones dada por el módulo de corte máximo (G_{max}). Las probetas para medición de ondas S se prepararon con una altura promedio de 32 mm y un diámetro de 63 mm, medidas del aro edométrico. La metodología empleada fue idéntica a la preparación de probetas para compresión simple pero adaptada al molde del aro edométrico y ejecutando la compactación en dos

capas. A partir de la velocidad de ondas S (V_S), se determinó el módulo de corte máximo (G_{max}) mediante la expresión:

$$G_{max} = V_S^2 \cdot \rho \qquad (3)$$

siendo ρ densidad del suelo.

A partir de los ensayos de difracción de rayos X, se procedió a la identificación de las fases minerales presentes tanto en el suelo solo, como en el suelo estabilizado con cal.

3.2.1 Modalidades de curado

El ingreso de aire (dióxido de carbono) a las probetas que contienen cal permite el desarrollo del proceso de carbonatación de la cal, mientras que la restricción del ingreso de aire lo limita. Por tal motivo, y a los fines de evaluar el efecto de la carbonatación en las muestras con cal, se curaron probetas bajo dos modalidades de curado:

- Sistema abierto: las probetas de suelo cal se curan con libre acceso al aire, promoviendo así la reacción del dióxido de carbono con el hidróxido de calcio para formar calcita (carbonatación).
- Sistema cerrado: las probetas se sellan herméticamente dentro de film, previa extracción del aire con una bomba de vacíos, de manera que no se permite el ingreso de aire, limitando la carbonatación de la cal.

3.2.2 Condiciones de humedad durante el ensayo.

Los ensayos de compresión simple se ejecutaron en dos condiciones de humedad:

- Con la humedad óptima del ensayo Proctor Estándar.
- En condición cercana a la saturación, lograda mediante inmersión de la probeta en agua durante 24 horas luego de haber sido compactada con la humedad óptima del Proctor.

Más detalles sobre los procedimientos de ensayo pueden verse en Ref. [31].

4 RESULTADOS

4.1 Caracterización química

4.1.1 Contenido óptimo de cal

El contenido óptimo de cal se determinó a los fines de detectar el contenido de cal a partir del cual se puede desarrollar la reacción puzolánica. Se ejecutaron dos ensayos:

- Loess solo.
- Loess más un 10% en peso de cenizas volantes.

En la Fig. 1 se presentan los niveles de pH de las soluciones de suelo y suelo-cenizas volantes con diferentes contenidos de cal. El contenido de cal para el cual la solución alcanza un pH igual a 12,4 se define como el contenido óptimo de cal. En este punto, se alcanzan las condiciones que favorecen la disolución de sílice y alúmina presente en la fracción arcillosa que reaccionará con el calcio en solución, formando nuevos productos de características cementantes.

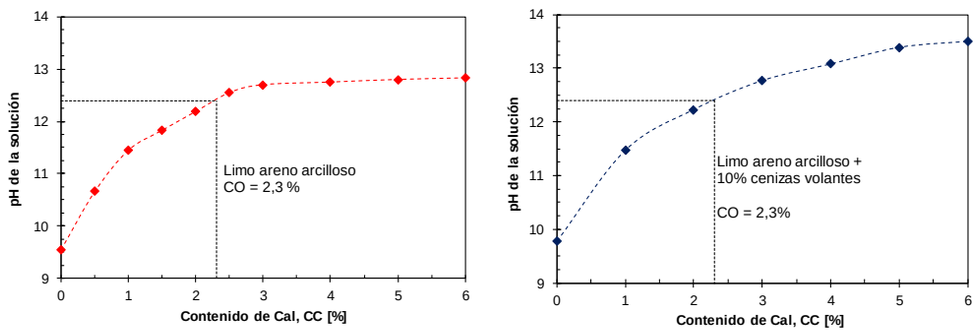


Figura 1

Figura 1. Variación del pH con el contenido de cal para la determinación del contenido óptimo de cal a) en el loess bajo estudio, b) con el agregado de 10 % en peso de cenizas volantes.

Se aprecia que el contenido óptimo de cal toma un valor de 2,3% tanto para el loess solo como con la incorporación de 10 % de cenizas volantes. Asimismo, se observa que la adición de cenizas volantes produce un leve aumento en el pH inicial del suelo pasando de un valor de 9,5 a 9,8; aunque este cambio no afecta el contenido óptimo de cal.
Se concluye entonces que la adición de cenizas volantes no produce cambios en la cantidad de cal que se requiere para que se inicie la reacción puzolánica.

4.1.2 Índice de Actividad Puzolánica

Se procedió a determinar el índice de actividad puzolánica del limo areno arcilloso loéssico bajo estudio y del mismo suelo con adición de 10% de cenizas volantes a través del método propuesto por Ref. [28]. Se midió la caída de la conductividad eléctrica con el tiempo, en una solución saturada de hidróxido de calcio, luego de adicionar cada material. Los resultados de estas mediciones se aprecian en la Fig. 2.

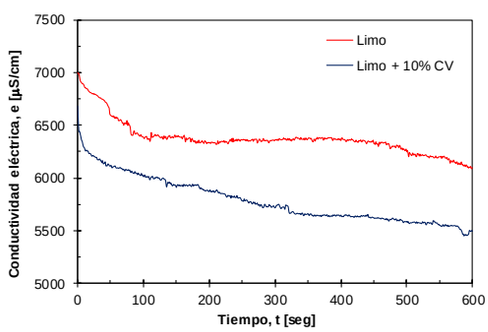


Figura 2. Variación de la conductividad eléctrica con el tiempo en soluciones saturadas de hidróxido de calcio con adición del suelo bajo estudio (Limo), y con adición del suelo con cenizas volantes (Limo + 10% CV).

El índice de actividad puzolánica, definido como la caída en la conductividad luego de un tiempo de 2 minutos, fue de 0,60 mS/cm para el suelo limo areno arcilloso, y de 0,99 mS/cm para el suelo con adición de 10 % cenizas volantes. De acuerdo a la escala establecida por Ref. [28], ambos materiales son medianamente puzolánicos.

Los resultados obtenidos de contenido óptimo de cal y de actividad puzolánica estarían indicando que,tanto en el limo loéssico solo como con el agregado de 10 % de cenizas volantes, se debería producir reacción puzolánica al adicionar un contenido de cal superior a 2,3%, el cual corresponde al contenido óptimo de cal.

4.2 Efectos de la adición de cal y cenizas volantes en el peso unitario máximo

En la Fig. 3 se presentan las curvas Proctor Estándar obtenidas de los ensayos de compactación realizados sobre el limo loéssico bajo estudio, y sus variantes con adición de cal y cenizas volantes.
Se observa que al adicionar tanto cal como cenizas volantes, el peso unitario máximo disminuye levemente al mismo tiempo que aumenta la humedad óptima. Este decaimiento en el peso unitario se explica por el menor peso específico de las partículas de cal y cenizas en comparación a las partículas de limo, mientras que el aumento en el contenido de humedad óptimo se debe a la mayor avidez de la cal a la absorción de agua.
Asimismo, la caída en el peso unitario máximo al adicionar cenizas volantes se puede deber a la morfología y finura de las cenizas, la cual podría afectar la formación de una estructura floculada en el suelo.

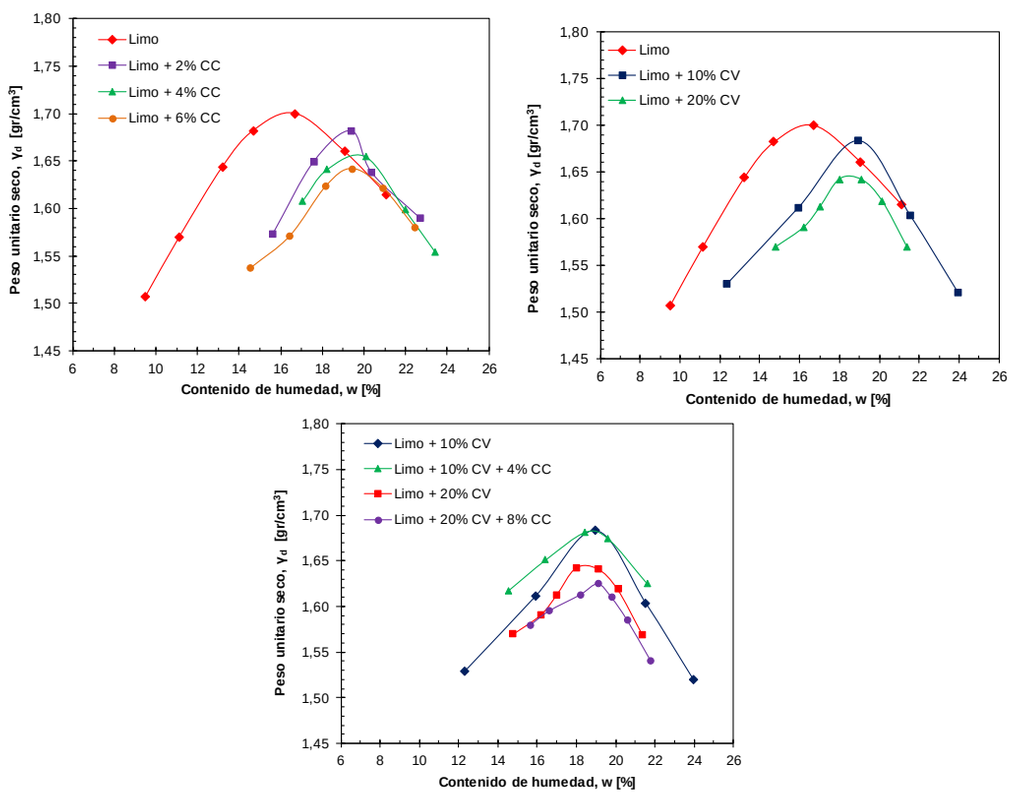


Figura 3. Curvas Proctor Estándar de variación del peso unitario seco (γ_d) con el contenido de humedad (w) correspondientes al suelo bajo estudio con contenidos de cal (CC) de 0; 2; 4 y 6 y 8% y cenizas volantes (CV) del 10 y 20 %.

4.3 Comportamiento Mecánico

Clariá y Vettorelo 2018 mostraron los efectos de la adición de cal y tiempo de curado en el comportamiento mecánico a niveles bajos, medios y elevados de deformación del loess mezclado con cal y compactado. Estos autores observaron cómo el incremento de cal y del tiempo de curado favorecen la resistencia a grandes deformaciones y rigidez a pequeñas deformaciones (rango elástico) del limo loéssico estabilizado y compactado.

En este trabajo se analiza el efecto que ejerce el tipo de curado sobre el comportamiento mecánico del suelo-cal. Con tal finalidad, se midió la variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) y del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado en el suelo estabilizado con 2; 4, 6% y 8 % de cal respectivamente, tanto "sin" como "con" el agregado de cenizas volantes en contenidos del 10 y 20 %, bajo las dos modalidades de curado descriptas en el apartado 3.2.1.

4.3.1 Efecto de la forma de curado en el comportamiento mecánico

4.3.1.1 Niveles de deformación medios a elevados

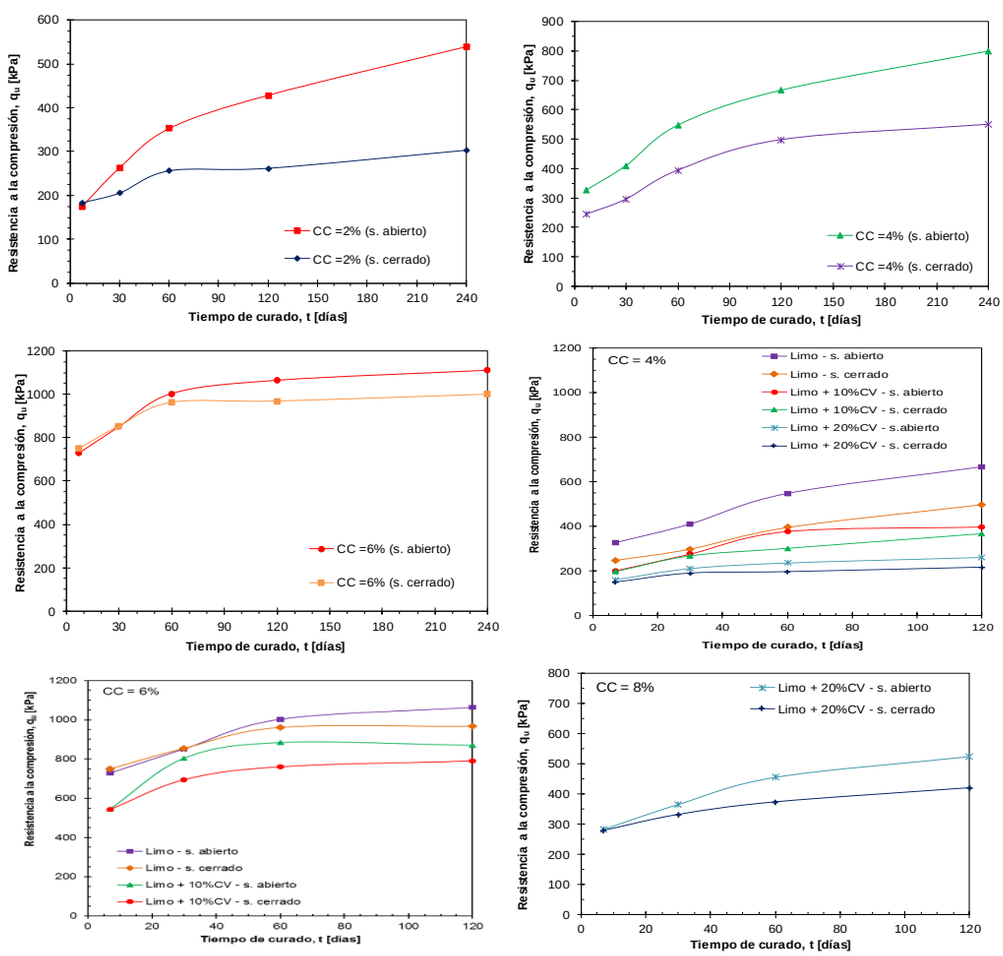


Figura 4. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado (t) en probetas de suelo con diferentes contenidos de cal (CC) y cenizas volantes (CV) curadas mediante sistemas abierto y cerrado.

En las Fig. 4 se grafican las variaciones de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado (t) en el suelo estabilizado con diferentes contenidos de cal y cenizas volantes. Se observa que, para todos los contenidos de cal y cenizas estudiados, las probetas curadas en sistema cerrado exhiben una menor resistencia a la compresión simple que las probetas curadas en sistema abierto. Sin embargo, en ambos sistemas la resistencia a la compresión simple aumenta con el tiempo de curado.
Estos resultados permiten arribar a dos importantes conclusiones:

- La carbonatación es un fenómeno químico que contribuye a la resistencia del suelo estabilizado, de manera que el producto formado (carbonato de calcio o calcita), actúa como cementante entre los granos de suelo.
- Existen otros fenómenos que generan un aumento de resistencia y que se producen de manera sostenida en el tiempo, incluso en períodos de curado prolongados.

Se presume que dentro del segundo grupo predomina la denominada reacción puzolánica, que da lugar a productos cementantes y que se caracteriza por ser una reacción a largo plazo. Esta hipótesis se sostiene al analizar las diferencias entre las curvas de sistema cerrado entre el suelo estabilizado con 2 y 4% de cal. El aumento de resistencia es más notorio en el suelo con 4% de cal, en donde hay un mayor contenido de cal disponible para generar las condiciones para que se desarrolle la reacción puzolánica.

4.3.1.2 Niveles de deformación bajos

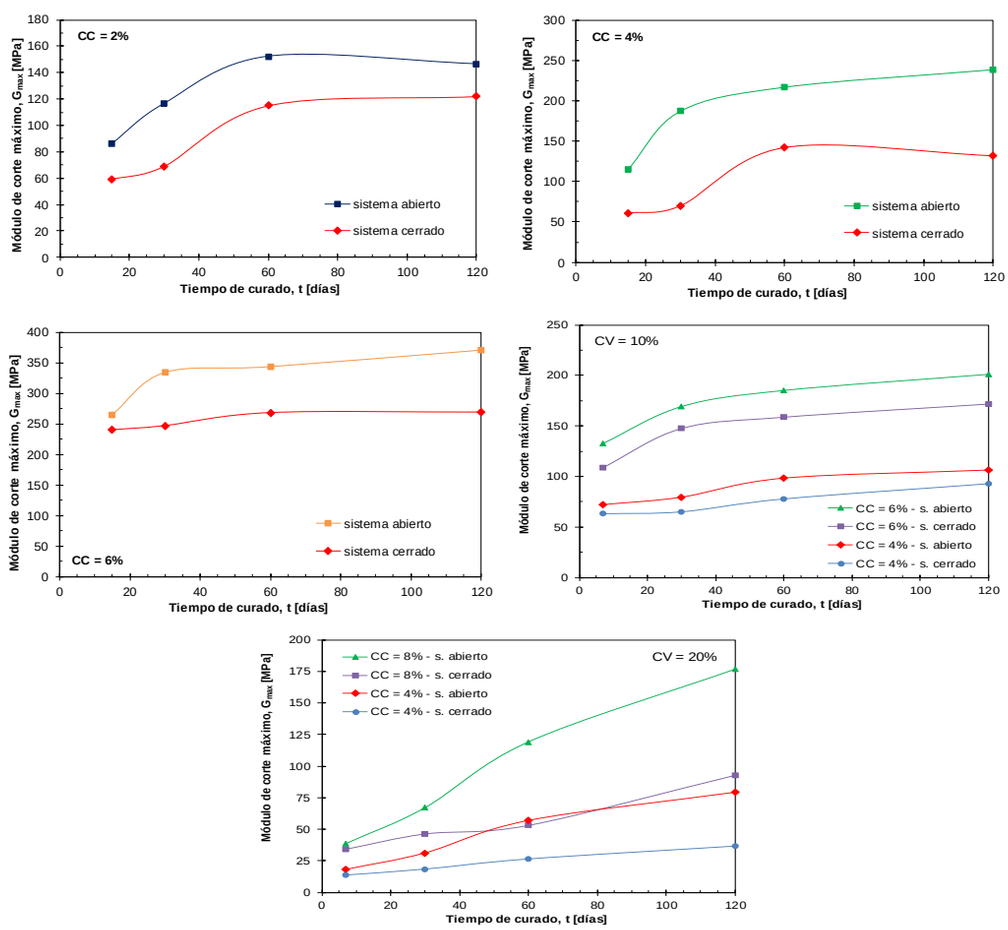


Figura 5. Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con el tiempo de curado (t) en probetas con diferentes contenidos de cal (CC) y cenizas volantes (CV) curadas mediante sistema abierto y cerrado.

De manera equivalente a los ensayos de compresión simple, se analizan los resultados de las mediciones de velocidad de ondas S en probetas curadas bajos las modalidades de sistema abierto y cerrado, a partir de las cuales se obtiene el módulo de corte máximo (G_{max}). Los resultados obtenidos se presentan en las Fig. 5.

De manera similar a los resultados obtenidos de los ensayos de compresión simple, se aprecia que en las probetas curadas bajo sistema cerrado la rigidez a bajas deformaciones resulta menor a la obtenida en probetas curadas bajo sistema abierto. Esta tendencia se aprecia para los dos contenidos de cenizas volantes y para todos los contenidos de cal adicionados.

De estas mediciones se puede concluir que el fenómeno de carbonatación contribuye, no sólo a un aumento en la resistencia a la compresión simple, sino también en la rigidez a bajas deformaciones del suelo estabilizado. Asimismo, se aprecia que además de la reacción de carbonatación se encuentran presentes otros fenómenos que también aportan al incremento de la rigidez con el tiempo del suelo estabilizado, entre los cuales predominan la floculación de la fracción arcillosa y la reacción puzolánica.

4.3.2 Influencia del contenido de humedad al momento del ensayo

A los fines de separar la influencia del fenómeno de succión capilar en la resistencia del suelo estabilizado, se realizaron ensayos de compresión simple bajo dos condiciones de humedad diferentes, las cuales fueron explicitadas en el apartado 3.2.2. Al ensayar el suelo estabilizado en condición de humedad sumergida, la cual se aproxima a la humedad de saturación, desaparece el efecto de la succión en la matriz del suelo, por lo que la resistencia a la compresión simple depende en estas condiciones únicamente de la presencia de cementación en los contactos entre partículas de suelo.

En la Fig. 6 se presenta la variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado (t) para las dos condiciones de humedad descriptas, en el suelo con un 20% de cenizas volantes y contenidos de cal del 4% y 8%. Se presentan resultados para probetas curadas bajo las modalidades de sistema abierto y sistema cerrado.

Al ensayar el suelo en condición sumergida, se observa que la resistencia a la compresión resulta menor a la del mismo suelo ensayado en condición de humedad natural (humedad óptima del Proctor). Esta reducción de resistencia se debe principalmente a la supresión de los efectos de succión capilar en los poros de suelo, aunque también puede deberse a la disolución de ciertos compuestos cementantes presentes en el suelo cal.

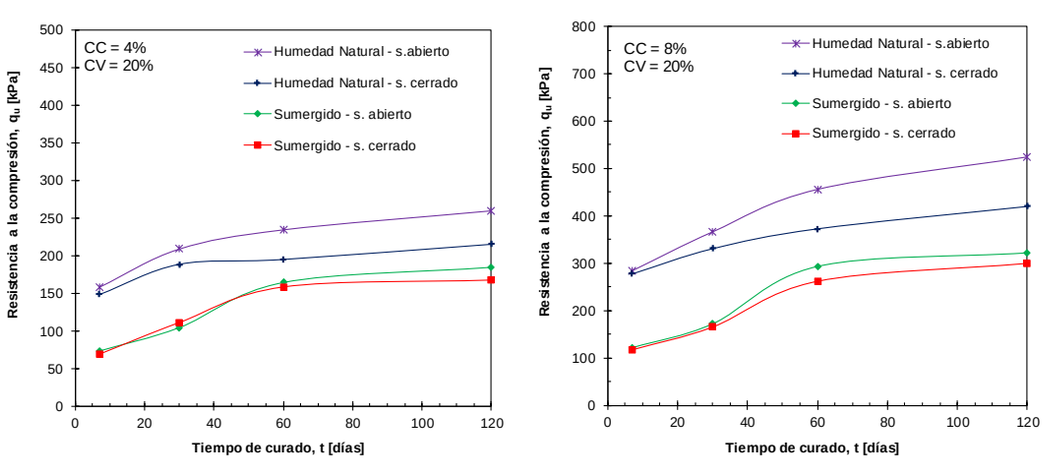


Figura 6. Variación de la resistencia a la compresión simple (q_u) con el tiempo de curado (t) y el contenido de humedad al momento del ensayo, en probetas de suelo con cenizas volantes (CV = 20%) estabilizadas con 4% y 8% de cal (CC), para la configuración de sistema abierto y cerrado.

Si bien la resistencia disminuye en condición sumergida, se sigue observando un incremento de la resistencia con el tiempo de curado, lo cual indica que el suelo estabilizado presenta estabilidad incluso bajo agua y que en el mismo se desarrollan compuestos que aportan a su resistencia en el tiempo.
Por último, en la Fig. 6 se observa que para las probetas en condición sumergida, la resistencia a la compresión simple no se ve afectada de forma apreciable por la forma de curado, presentando prácticamente la misma resistencia las probetas curadas bajo sistema abierto y bajo sistema cerrado. Esta particularidad puede deberse a que gran parte de los componentes cementantes que se generan por efecto de la carbonatación son solubles en agua, y por lo tanto al ensayar las probetas en condición sumergida, se suprime no solo el efecto de la succión sino también el de la carbonatación. Esta hipótesis podría corroborarse ejecutando ensayos de solubilidad de carbonato de calcio en agua, los cuales no fueron desarrollados en el presente trabajo.

4.4 Difracción de Rayos X

En la Fig. 7 se ilustran los difractogramas de rayos X obtenidos para el suelo con diferentes contenidos de cal y cenizas volantes. Para la muestra de limo areno arcilloso solo, las principales señales observadas en el patrón corresponden a cuarzo, albita, feldespato potásico, muscovita y calcita. Al adicionar cal al suelo, se identifican nuevas reflexiones asociadas a la presencia de hidróxido de calcio y moganita (Fig. 7 a). Asimismo, se aprecia que el pico correspondiente a la fase de calcita aumenta, lo que demuestra formación de este producto al adicionar cal al suelo. La moganita es un silicato que pertenece a la familia del cuarzo, y se caracteriza por una estructura poco cristalina. Su presencia en el suelo estabilizado con cal es un posible producto de la reacción entre el hidróxido de calcio y la fracción puzolánica del suelo bajo estudio. Por su parte, la presencia de hidróxido de calcio es indicativo de que parte de la cal agregada al suelo no ha reaccionado todavía.
En el difractograma de la muestra con 6% de cal (Fig. 7 b), se observa un incremento en el contenido de calcita, lo cual indica que la carbonatación de la cal se encuentra presente y que aumenta a mayor contenido de cal. Por otro lado, se detecta menor presencia de hidróxido de calcio en la muestra de suelo con 6% de cal respecto a la muestra con un contenido de cal de 2%. Esta menor presencia es indicativa que el hidróxido de calcio se ha consumido formando nuevos productos, los cuales no están siendo detectados en la difracción de rayos X, probablemente porque se trate de productos con estructura amorfa o de bajo grado de cristalinidad. Esta característica es usual en productos de la reacción puzolánica, como es el caso del cemento portland, los cuales no son detectados a través de ensayos de difracción de rayos X debido a su estructura vítrea.
En la Fig. 7 c, se observa una disminución del contenido de cuarzo y muscovita en relación a la muestra sin cal ni cenizas. En este caso, de forma llamativa, no se lograron detectar productos de la reacción de la cal. Una hipótesis que podría justificar este fenómeno, es que la presencia de cenizas volantes pueda estar limitando la carbonatación de la cal, la cual se consume en otro tipo de reacciones formando productos de estructura vítrea no visibles en el DRX. La menor formación de carbonato de calcio en el suelo, que actúa como cementante, limitaría la ganancia de rigidez y resistencia en el mismo, lo que se observa en los resultados de los ensayos realizados sobre el suelo con cenizas volantes.

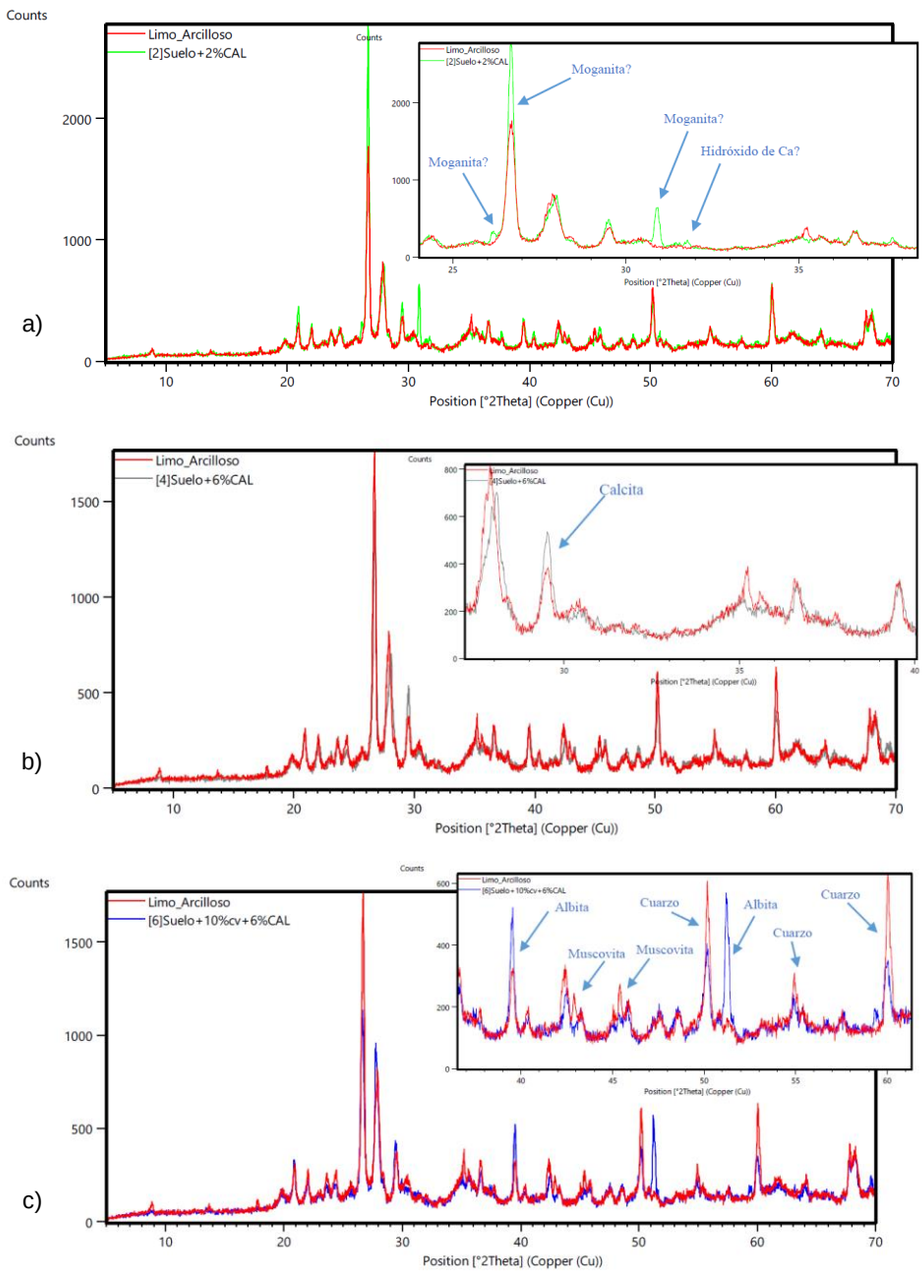


Figura 7. Detección de diferencias de fases entre la muestra de limo areno arcilloso solo y el limo areno arcilloso estabilizado con a) 2% de cal, b) 6 % de cal y c) 6 % de cal más 10 % de cenizas volantes.

4.5 Microscopio Confocal

La Fig. 8 muestra una de las muchas imágenes obtenidas con el microscopio confocal, en este caso particular sobre el limo con un agregado de 6% de cal. En esta fotografía se observan zonas de color

blanquecino de hasta aproximadamente 0,1 mm, las cuales podrían corresponder a la formación de carbonatos del tipo calcretes dentro de la matriz del suelo.
Por otro lado, en esta fotografía no se aprecia la presencia de macroporos consecuencia del proceso de compactación. Finalmente, no se logran ver en fotografías con esta escala signos ni vestigios de productos de la reacción puzolánica.

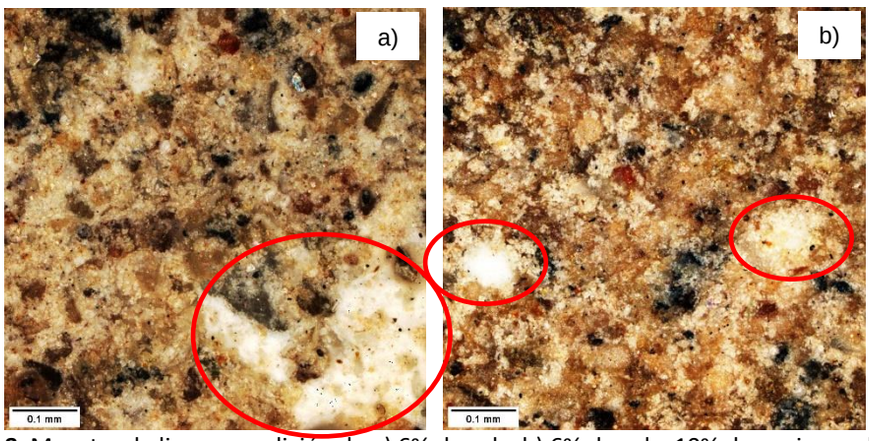


Figura 8. Muestra de limo con adición de a) 6% de cal y b) 6% de cal y 10% de cenizas volantes. Magnificación 428X. Se observan posibles calcretes marcados con elipses rojas.

4.6 Microscopio de barrido electrónico

En las Figs. 9 y 10 se presentan imágenes obtenidas a partir del microscopio de barrido electrónico (SEM) en muestras de suelo – cal y suelo – cenizas volantes – cal.
En la Fig. 9 se puede ver la presencia de partículas de calcita en el suelo estabilizado con cal. Si bien estas imágenes no permiten concluir si la calcita detectada corresponde a la cal que ha reaccionado o se trata de material parental del loess, los resultados de los ensayos mecánicos y de DRX permiten afirmar que existe carbonatación de la cal y que la misma aporta resistencia al suelo estabilizado. Por otro lado, en la Fig. 9 se aprecian también elementos con forma de fibras que conectan las partículas de suelo. Estos bastones por su forma y características podrían tratarse de productos silicatados generados por la reacción puzolánica.
En la Fig. 10 se presentan imágenes del suelo loéssico con adición de cenizas volantes y cal. Se detecta claramente la presencia de las cenizas que se caracterizan por su forma perfectamente esférica. Asimismo, se observa la existencia de partículas de calcita, aunque con estas fotografías no es posible concluir si se trata de material parental o neoformado. En las imágenes se observa un arreglo de las partículas de la fracción arcillosa con orientación totalmente aleatoria, lo cual evidencia la formación de una estructura de tipo floculenta en el suelo compactado. Esto es consecuencia de que la adición de cal afecta el espesor de la doble capa y como consecuencia, las fuerzas de atracción entre partículas predominan sobre las de repulsión.

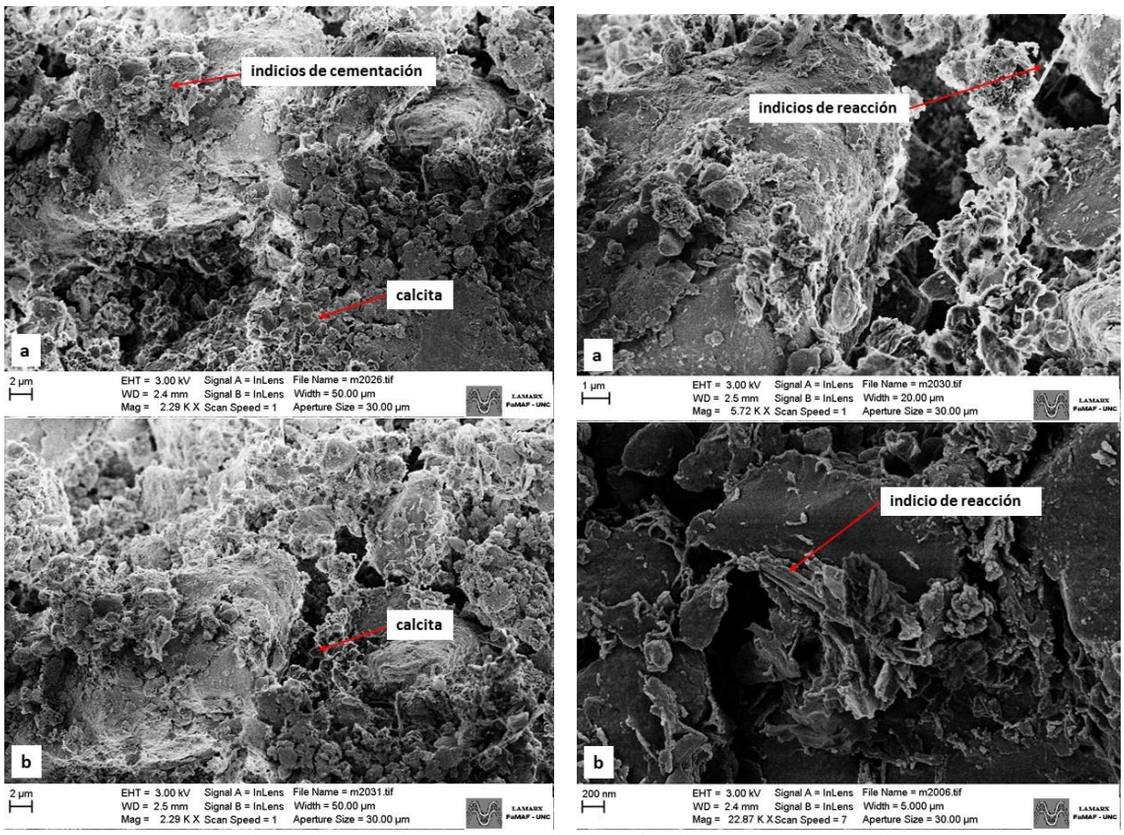


Figura 9. Imágenes obtenidas con el microscopio de barrido electrónico (SEM) sobre una muestra del limo areno arcilloso bajo estudio con 6% de cal.

De la observación directa de la microestructuras vía fotografías de SEM y considerando los resultados mecánicos que evidencian una pérdida de resistencia y rigidez del suelo al incrementar la cantidad de cenizas volantes, podemos concluir que dada la forma esférica y actividad eléctrica inerte de las cenizas volantes, es posible que las mismas atenúen los efectos de la floculación de la fracción arcillosa del suelo, afectando así a la resistencia y rigidez adquirida por los fenómenos eléctricos y a nivel de doble capa. Sumado a este fenómeno de interacción electroquímica de la fracción arcillosa, se observó asimismo una pérdida de densidad al incorporar cenizas volantes al suelo, que seguramente también afecta al comportamiento mecánico.

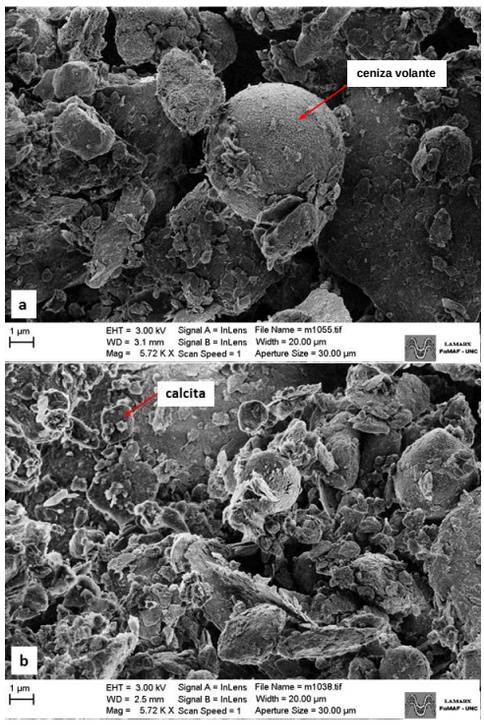


Figura 10. Imágenes obtenidas con el microscopio de barrido electrónico (SEM) sobre una muestra del limo areno arcilloso bajo estudio con 10% de cenizas volantes y 6% de cal.

5 CONCLUSIONES

Las principales conclusiones a las que permitió arribar el presente estudio pueden resumirse en las siguientes:

Los índices de actividad puzolánica obtenidos por el método propuesto por Ref. [28] ubican al limo areno arcilloso de tipo loéssico ensayado, tanto solo como con la adición de cenizas volantes, como materiales medianamente puzolánicos y por lo tanto suelos en los que la reacción puzolánica es posible. Por otro lado, se detectó un contenido óptimo de cal de 2,3%, por lo que en las probetas ensayadas con contenidos de cal superiores a este valor se dieron las condiciones para el desarrollo de la reacción puzolánica.

La adición tanto de cal como de cenizas volantes produce una disminución del peso unitario máximo alcanzado con el ensayo de compactación Proctor y, al mismo tiempo, un incremento en el contenido de humedad óptimo. La caída en el peso unitario se explica por el menor peso específico de las partículas de cal y cenizas en comparación a las partículas de limo, mientras que el aumento en la humedad se debe a la mayor avidez de la cal a la absorción de agua producto de su mayor superficie específica. En el caso de adicionar cenizas volantes, la morfología de las mismas, esferas eléctricamente inertes, podría afectar los fenómenos de floculación de la fracción arcillosa del suelo, generando una matriz con menor densidad.

Tanto la resistencia medida a elevados niveles de deformación (q_u) como la rigidez a pequeñas deformaciones y dentro del rango elástico del comportamiento de los suelos (G_{max}), desarrollan un notorio incremento con la adición de cal tanto en el limo areno arcilloso solo, como con la adición de cenizas volantes.

El aumento de resistencia y rigidez se produce de manera sostenida en el tiempo, de manera tal que incluso luego de 240 días de curado el suelo sigue presentando mejoras para todos los contenidos de cal estudiados, tanto "con" como "sin" el agregado de cenizas volantes.
Para un contenido de cal y un tiempo de curado dados, q_u y G_{max} resultan mayores en aquellas probetas curadas bajo la modalidad de "sistema abierto" con respecto a las curadas en el "sistema cerrado". Esto se da tanto en el suelo-cal como en el suelo-cal con el agregado de cenizas volantes. Esta diferencia se atribuye al fenómeno de carbonatación de la cal, donde el producto resultante (carbonato de calcio) actúa como cementante entre los granos de suelo.
Las probetas de suelo cal curadas bajo la modalidad de "sistema cerrado" también exhiben un aumento de resistencia y rigidez con el tiempo de curado y el contenido de cal, a pesar de que la carbonatación se encuentra limitada y restringida. Esto indica que además de la carbonatación, existen otros fenómenos que contribuyen al aumento de q_u y G_{max} con el tiempo, entre los cuales se presume que predomina la reacción puzolánica.
El incremento de G_{max} con el contenido de cal y con el tiempo de curado en las probetas que tienen acceso a CO_2, y por lo tanto pueden carbonatar libremente, es en promedio un 50% mayor respecto al desarrollado por las probetas que no pueden hacerlo. Esta conclusión ilustra la importancia relativa de los procesos de cementación dados por la carbonatación con respecto a la reacción puzolánica.
La resistencia a la compresión disminuye cuando el suelo con cal y cenizas volantes es ensayado en condición sumergida. Esta reducción de resistencia se debe principalmente a la supresión de los efectos de la succión capilar en los poros del suelo, aunque también puede deberse a la disolución de ciertos compuestos cementantes presentes. Si bien la resistencia disminuye en condición sumergida, se observa un aumento de resistencia con el tiempo de curado incluso en esta condición, lo que refleja que el grado de cementación y estructuración del esqueleto de suelo es significativo y se mantienen aún en condiciones de saturación postcementación.
En los ensayos de difracción de rayos X se observó que, si bien el suelo presenta calcita entre sus componentes parentales, la fase correspondiente a este mineral aumenta al adicionar cal al suelo, lo que confirma la formación de este producto al adicionar el aglomerante. En las fotografías de microscopio confocal se aprecian pequeños calcretes de color blanquecino del orden de 0,1 mm de diámetro que se estima son productos de la carbonatación de la cal que no reaccionó con el loess.
Los difractogramas de rayos X muestran que la fase de hidróxido de calcio se achica al incrementar la cantidad de cal, lo que indica que esta última se consume formando nuevos productos que no son detectados por la difracción de rayos X, por su bajo grado de cristalinidad.
Las imágenes analizadas con microscopio de barrido electrónico en el suelo estabilizado con cal mostraron la posible presencia de calcita e indicios de cementación en forma de fibras uniendo las partículas de suelo, lo cual es característico de productos silicatados generados por reacciones puzolánicas.

Finalmente, con la intención de incrementar la puzolanicidad del loess, se le incorporaron diferentes contenidos de cenizas volantes además de cal. Si bien todas las tendencias medidas con respecto a la adición de cal fueron las mismas que para el loess sin cenizas, no se apreció un incremento en q_u y G_{max} con respecto al loess sin cenizas, sino que por el contrario ambos parámetros decrecieron con respecto al suelo cal sin cenizas.
Esta tendencia, si bien requiere de un estudio más profundo, en prima facie puede justificarse sobre las base de las siguientes hipótesis:

- El agregado de cenizas produce una disminución en la densidad (peso unitario) de la mezcla compactada de loess – cenizas - cal.
- La forma perfectamente esférica de las partículas constitutivas de las cenizas volantes, claramente comprobada en las imágenes obtenidas con SEM, no aporta a los fenómenos de floculación e interacción química entre granos.

- Si bien las cenizas se molieron a los fines de lograr la máxima fineza posible, es muy probable que no se haya logrado la finura suficiente como para que la incorporación de las mismas favorezca el desarrollo de reacciones de tipo puzolánico y, por lo tanto, las mismas hayan resultado inertes.
- En los DRX se observó que la presencia de cenizas volantes disminuye la carbonatación de la cal, la cual se consume en otro tipo de reacciones formando productos de estructura vítrea no visibles en el DRX.
- Las cenizas volantes son sumamente heterogéneas en composición y granulometría por lo que existen numerosas variables que pueden afectar su efectividad, estudio que escapa a los objetivos del presente trabajo.

Por lo antedicho, se concluye que si bien las cenizas volantes cuando poseen alto grado de finura constituyen un material puzolánico y por lo tanto se esperaba que contribuyeran a un aumento de resistencia y rigidez, se demostró en este trabajo que su contribución no siempre es efectiva. El estudio de los fenómenos físicos químicos que ocurren en un suelo al adicionar cenizas volantes y cómo estos pueden verse afectados por la composición y granulometría de las cenizas, constituye una línea de trabajo de gran interés que ha quedado fuera del presente proyecto.

6 AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Secretaría de Ciencia y Tecnología (SECyT) de la Universidad Nacional de Córdoba por el apoyo económico brindado a través del subsidio al proyecto Consolidar (33620180100574CB), al CONICET por la beca Doctoral otorgada a la Ing. Vettorelo y al Laboratorio de Geotecnia de la F.C.E.F. y N. de la U.N.C. por el espacio y equipamiento.

7 REFERENCIAS

[1] Rocca, R. J.. “Review of Properties of Loess Soils”. CE 299 Report, Tesis de Maestría presentada en la Universidad de California, Berkeley, USA, 1975.

[2] Moll, L. y Rocca, R. J.. “Properties of Loess in the Center of Argentina”. IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Chile, Vol. 1, 1991, pp. 1-13.

[3] Clariá, J. J.. “Caracterización y Comportamiento del Módulo de Elasticidad Dinámico del Loess en Estado Natural y Compactado”. Tesis Doctoral presentada en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina, 2003.

[4] Rocca, R. J., Redolfi, E. R. y Terzariol, R. E.. “Características Geotécnicas de los Loess de Argentina”. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 6 (2), 2006, pp. 149 – 166.

[5] Terzariol, R. E.. “40 años de Estudio de los Suelos Loéssicos en Córdoba, Argentina”. Desafíos y Avances de la Geotecnia Joven en Sudamérica, Memorias de la III Conferencia Sudamericana de Ingenieros Geotécnicos Jóvenes, Córdoba, Argentina, 2009, pp. 323-337.

[6] Rinaldi, V. A., Clariá, J. J. y Santamarina, J. C.. “The Small-Strain Shear Modulus (Gmax) of Argentinean Loess”. XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Estambul, Turquía, Vol 1, 2001, pp. 495 - 499.

[7] Francisca, F. M., Rocca, R. J., Dahbar, P. y Verra, M. . “Variabilidad de las propiedades geotécnicas de los limos loéssicos de Córdoba”. XIX Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (CAMSIG 2008), San Juan, Argentina, 2008.

[8] Quintana Crespo, E.. "Relación entre las propiedades getoécnicas y los componentes puzolánicos de los sedimentos pampeanos". Tesis Doctoral, Editorial Universitas, Córdoba, Argentina, 2005.

[9] Teruggi, M.. "The nature and origin of Argentine Loess". Journal of Sedimentary Petrology, Vol. 27, Nº 3, 1957, pp. 322-332.
[10] Quintana Crespo, E. y Redolfi, E.. "Evaluation of pozzolanic activity of Pampean Loess". XV International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Estambul, Turquía, 2001.
[11] Eades, J. L. y Grim, R. E.. "A quick test to determine requirements for lime stabilization". Highway Research Board Bulletin, 139, 1966, pp. 61-72.
[12] Diamond, S. y Kinter, E.. "Mecanismo de estabilización suelo cal". Publicación del Instituto Argentino de Cales y Triturados, 1971.
[13] Locat, J., Bérubé, M. A. y Choquette, M.. "Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, 1990, pp. 294-304.
[14] Mitchell, J. K. y Hooper, D. R.. "Influence of time between mixing and compaction on properties of a lime stabilized expansive clay". Highway Research Board Bull. 304, 1961, pp. 14-31.
[15] Bell, F. G.. "Lime stabilization of clay minerals and soils". Engineering Geology, Vol. 42, 1996, pp. 223-237.
[16] Al-Mukhtar, M., Khattab, S. y Alcover, J. F.. "Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil". Engineering Geology, Vol. 139-140, 2012, pp. 17-27.
[17] Alrubaye, A. J., Muzamir, H. y Fattah, M. Y.. "Engineering properties of clayey soil stabilized with lime". ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, Vol. 11, Nº 4, 2016, pp. 2434-2441.
[18] Wang, Y., Cui, Y.J., Tang, A. M., Tang, C. S. y Benahmed, N.. "Changes in thermal conductivity, suction and microstructure of a compacted lime-treated silty soil during curing". Engineering Geology, Vol. 202, 2016, p. 114-121.
[19] Herzog, A. y Mitchell, J. K.. "Reactions Accompanying Stabilization of Clay with Cement", Highway Research Record, No. 36, 1963, pp. 146-171.
[20] Diamond, S. y Kinter, E.. "Mechanism of soil.lime stabilization". Highway Research Record, Nº 92, 1965, pp. 83-102.
[21] Diamond, S. y Kinter, E.. "Adsorption of calcium hydroxide by montmorillonite and kaolinite". Journal of colloid and interface science, Vol. 22, 1966, pp. 240-249.
[22] Chemeda, Y. C., Deneele, D., Christidis, G. E. y Ouvrard, G.. "Influence of hydrated lime on the surface properties and interaction of kaolinite particles". Applied Clay Science, Vol. 107, 2015, pp. 1-13.
[23] Eades, J. L., Nichols, F. P. y Grim, R. E.. "Formation of new minerals with lime stabilization as proven by field experiments in Virginia". Highway Research Board Bulletin 335, 1962, pp. 31-39.
[24] Diamond, S.. "Rapid reaction of lime with hydrous alumina". Nature, Vol. 204, 1964, 9p. 183.
[25] ASTM D422-63, Standard Test Method For Particle-Size Analysis Of Soils.
[26] ASTM D698, Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort.
[27] ASTM D6276, Standard Test Method for Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization.
[28] Luxán, M. P., Madruga, F. y Saavedra, J.. "Rapid evaluation of pozzolanic activity of natural products by conductivity measurement". Cement and Concrete Research, Vol. 19, 1989, pp. 63-68.
[29] ASTM D2166-06, Standard Test Method For Unconfined Compressive Strength Of Cohesive Soil.
[30] Clariá, J. J. y Rinaldi, V. A.. "Velocidad de onda en loess compactado e inalterado en estado de compresión confinada". Memorias del XV Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (CAMSIG), Buenos Aires, Argentina. Vol 1, 2000, pp. 123-132.
[31] Vettorelo, P. V.. Análisis de los efectos de la adición de cal y fibras en un suelo loéssico. Tesis Doctoral presentada en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina, 2021, en proceso de revisión.

Estabilización mecánica – hidráulica de suelos loéssicos compactados mediante la adición de escorias siderúrgicas

C.A. Mozejko [(1)(2)] y F.M. Francisca [(1)(2)]

clara.mozejko@unc.edu.ar ; franco.francisca@unc.edu.ar

[1] Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, X5016 CGA, Córdoba, Argentina.

[2] Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT), CONICET y Universidad Nacional de Córdoba, Av.Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, X5016 CGA, Córdoba, Argentina.

RESUMEN: La escoria siderúrgica es un subproducto generado en la industria del acero el cual presenta propiedades que resultan útiles en distintos usos en el campo de la ingeniería civil y geoambiental. En este trabajo se analiza el potencial uso de las escorias como agente estabilizador de suelos loéssicos, con el objetivo de minimizar el consumo de recursos naturales y la cantidad de desechos no reutilizados. Se evalúa el comportamiento mecánico e hidráulico de mezclas limo-escoria a través de estudios de resistencia a la compresión simple, ensayos edométricos y de conductividad hidráulica, a distintos periodos de curado, complementando la detección del proceso de cementación a través de ensayos granulométricos, SEM y microscopia confocal. Los resultados obtenidos indican que la formación de hidrogeles reduce la conductividad hidráulica y genera vínculos cementantes entre las partículas, lo cual incrementa la rigidez y resistencia de las mezclas compactadas. El comportamiento observado brinda nuevas posibilidades de reutilización de las escorias como material de construcción en proyectos geoambientales.

Palabras clave: CEMENTACIÓN – RESISTENCIA – LIMO - ESCORIAS

1 INTRODUCCIÓN

Los depósitos de sedimentos loéssicos se encuentran distribuidos alrededor del mundo cubriendo aproximadamente el 10% de la superficie terrestre, abarcando América del Norte, Europa, Asia y América del sur [1]. El loess puede definirse como un sedimento de origen eólico que se encuentra compuesto, principalmente, por partículas de tamaño del limo [2]. Las acumulaciones de estos depósitos reflejan, por lo general, el proceso de transporte que sufren las partículas debido a la acción eólica, como así también la alteración que sufren debido a condiciones climáticas locales y geomorfológicas específicas, posteriores a su deposición [3,4].

Su denominación surge a partir de la condición que presentan las partículas al depositarse: “ligero o poco compacto”. El mismo se encuentra naturalmente en estado suelto y con elevada relación de vacíos, lo cual da lugar a una estructura macroporosa.

En Argentina el loess cubre aproximadamente 35% del territorio nacional, abarcando principalmente la zona céntrica del país, y constituye el principal suelo regional en la provincia de Córdoba. Estas formaciones se distinguen del resto de los depósitos mundiales por la presencia de minerales

volcánicos, lo cual le confiere una alcalinidad elevada debido a la presencia de sílice amorfa [5 – 7]. Debido a su condición macroporosa estos suelos presentan un alto potencial de colapso, que deriva en problemas de estabilidad, erosión y/o infiltración [8 – 12]. Debido a ello, desde el punto de vista mecánico se lo caracteriza como un suelo metaestable ya que la su estructura puede colapsar frente a cambios de humedad, tensiones actuantes, presiones de poros y/o tensiones de corte presentes, disminuyendo de esta forma y en manera repentina su relación de vacíos inicial. Estos cambios de estructura a nivel de microescala emergen como asentamientos y deformaciones volumétricas significativas [13]. El colapso de la estructura se encuentra íntimamente relacionado con la cementación débil que existe a nivel de contacto entre partículas. En este sentido, la resistencia y estabilidad de los depósitos depende principalmente de las uniones que existen a través de cementantes tales como sales precipitadas, carbonatos, silicatos y puentes de arcilla [14 - 16].

Debido a que el suelo consiste en uno de los materiales de construcción de mayor uso a nivel mundial, investigadores han estudiado diversas técnicas que permiten resolver estos problemas de estabilidad en suelos, buscando mejorar sus propiedades geotécnicas. Las mismas consisten principalmente en técnicas de estabilización mecánica y/o estabilización química. La primera de ellas se basa en mejoras logradas a partir de la compactación mientras que la segunda requiere de agentes cementantes o estabilizantes. Los principales agentes estabilizantes utilizados a nivel mundial son el cemento, la cal y las cenizas volantes, quienes permiten desarrollar reacciones químicas capaces de generar vínculos entre partículas y agregados del suelo que mejoran sus propiedades geotécnicas [17 – 22].

Durante la última década ha comenzado a desarrollarse una mayor conciencia a nivel mundial en cuanto a la contaminación ambiental y el cambio climático, cobrando cada vez mayor importancia el desarrollo sostenible [21]. Debido a los crecientes costos de la energía y analizando a su vez las restricciones ambientales existentes, vinculadas a la problemática que afronta el mundo en cuanto a la disposición final de residuos, se busca cada vez más aprovechar y reutilizar subproductos industriales [23]. El principal objetivo consiste, en este sentido, minimizar la disposición final de los mismos mediante un enfoque sostenible y amigable con el medio ambiente [24]. Por este motivo, diversos autores han comenzado a investigar la potencial reutilización de materiales de desecho en diversos procesos productivos [25].

La escoria siderúrgica es un subproducto generado en la industria del acero al separar la impureza del hierro fundido en la producción del laminado. En argentina la principal productora de acero es la empresa “Ternium-Siderar”, quienes en el año 2018 fabricaban aproximadamente 230.000 toneladas de laminado por mes. En este proceso se extrae entre el 15 y 20% de dicha producción en escoria de acería lo que equivale aproximadamente a 45.000 toneladas de escoria mensual. Una fracción de las mismas se recupera y vende a la industria cementera, mientras que una fracción muy importante se dispone como residuo.

Con el creciente interés en la minimización del consumo de recursos naturales y debido a las características cementantes que presentan las escorias, las mismas comenzaron a ser consideradas en diversas aplicaciones ingenieriles [26] como agregado en la industria del cemento [27 - 29], como reemplazo de agregados finos en la producción de pavimentos [30 - 33] o como reemplazo de agregados en hormigón [34 - 36].

El objetivo de este trabajo es analizar el comportamiento mecánico e hidráulico de mezclas limo-escoria para determinar su potencial aplicación en el campo de la ingeniería mejorando las propiedades geotécnicas de los suelos loéssicos del centro de Argentina. En particular, el trabajo busca detectar los cambios a nivel de contacto de partículas que ocurren debido a reacciones puzolánicas, derivando en un proceso de cementación natural que permiten mejorar las propiedades mecánicas e hidráulicas del material en estudio.

2 MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 *Limo loéssico*

Los sedimentos eólicos utilizados en este trabajo consisten en suelos limosos de la región central de Argentina. El mismo se obtuvo mediante la extracción de muestras aproximadamente cilíndricas de 25 cm de diámetro y 30 cm de altura, obtenidas de pozos excavados a cielo abierto. Las profundidades de muestreo oscilaron entre 1 y 2 m. Las excavaciones fueron realizadas el predio de Ciudad Universitaria de la Universidad Nacional de Córdoba, ubicado en la provincia de Córdoba, Argentina.

Una vez excavado el suelo se procedió a preparar una muestra compuesta, homogénea y representativa, a partir del procedimiento de cuarteo y tamizado. A la muestra resultante se le realizaron ensayos para determinar las principales características físicas, químicas y mecánicas, a través de los métodos estandarizados [37].

La caracterización física consistió en ensayos de granulometría (ASTM D422-63), gravedad específica (ASTM D854-02), índice de plasticidad y limite líquido (ASTM D4318-00), peso unitario (ASTM D4254-00) y clasificación unificada de suelos (ASTM D2487-00). Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 1.

De manera complementaria se realizó la identificación y cuantificación de fases cristalinas mediante difracción de rayos X. Los resultados obtenidos permitieron identificar fases de plagioclasa, muscovita y cuarzo, con trazas de calcita y caolinita en menor proporción. Las muestras fueron ensayadas en un microscopio de barrido electrónico con análisis químico semi-cuantitativo complementario (SEM-EDAX). Los resultados obtenidos permitieron observar un elevado contenido de $Si0_2$ y Al_2O_3 asociadas a las fases de cuarzo, feldespato y mica, y la presencia de trizas volcánicas (cuarzo amorfo). Estos estudios fueron complementados con análisis petrográfico de sedimento suelto, mediante microscopio petrográfico, resaltando y confirmando la presencia de trizas volcánicas en la muestra de limo loéssico utilizada.

2.2 *Escorias siderúrgicas*

Las escorias siderúrgicas (SS) utilizadas fueron obtenidas como subproducto de la fabricación de acero en “Ternium Siderar”, San Nicolas, provincia de Buenos Aires. Sobre esta muestra se realizaron los mismos ensayos de caracterización que en la muestra de suelo. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 1. Los ensayos mediante SEM-EDAX arrojaron que las escorias están compuestas principalmente por calcio, hierro y oxígeno, con una proporción inferior de carbón, magnesio aluminio fosforo y manganeso. A su vez, se pudo verificar que las escorias presentan superficies heterogéneas, porosas, con presencia de rugosidades, manifestando formas de partículas angulares y subangulares.

Tabla 1. Propiedades de los materiales

Propiedades	Limo loéssico	Escoria siderúrgica
Gravedad específica	2,64	3,16
Partículas < 0,075 mm [%]	83,4	2,9
Partículas < 0,002 mm [%]	9.0	0
Límite líquido. LL [%]	24,7	NA
Límite plástico. PL [%]	19,0	NA
Coeficiente de uniformidad. Cu	20	10,5
Coeficiente de curvatura. Cc	2,06	0,34
SUCS	CL - ML	SP

2.3 *Fluidos permeantes*

Para los ensayos de conductividad hidráulica se utilizaron dos tipos de líquidos: agua destilada y lixiviado natural. El agua destilada cumple las especificaciones para ser catalogada como tipo III, con conductividad eléctrica <= 4 µs/cm (ASTM D1193). El lixiviado natural fue recolectado del relleno sanitario transitorio denominado “Piedras Blancas”, en la provincia de Córdoba. Previo a ser utilizado, el mismo fue filtrado mediante el método de papel de filtro, con el objetivo de eliminar las partículas sólidas.

2.4 *Preparación de muestras y procedimientos de ensayos*

Las muestras compensadas de limo y escoria fueron secadas en estufa a 105±1 °C durante 24 horas, hasta obtener pesos constantes. Una vez finalizado el proceso se prepararon mezclas de suelo con diferente contenido de escoria (0, 12 y 24% en peso), porcentajes definidos a partir de estudios previos [38], utilizando la totalidad de la granulometría de las escorias.

Para cada mezcla ensayada se realizaron ensayos de compactación determinando el peso unitario máximo y la humedad óptima. Estos ensayos se ejecutaron en un molde de acero de 50 mm diámetro y 100 mm altura, siguiendo los lineamientos de la normativa ASTM D4254-00, llenando el molde en tres

capas sucesivas, regulando el número de golpes a fin de aplicar la energía de compactación correspondiente al ensayo Proctor estándar.

La evaluación del comportamiento mecánico de las muestras se llevó a cabo a partir de ensayos de resistencia a la compresión simple (RCS) junto con ensayos edométricos.

Se compactaron en las condiciones de humedad óptima 4 probetas con cada uno de los porcentajes de escoria arriba indicados con el objeto de evaluar cambios debido al tiempo de curado. Los tiempos de curado se definieron como: 0, 7, 28 y 56 días. Durante dicho periodo las muestras fueron almacenadas en cámara húmeda, bajo condiciones de temperatura y humedad controladas y envueltas en papel film con el objetivo de impedir el contacto con oxígeno presente en el ambiente externo de la muestra, monitoreando el peso de las mismas. Luego de este período, cada muestra fue ensayada en compresión no confinada o compresión simple (ASTM D2166).

Las muestras de limo con 12% de escorias ensayadas a compresión simple luego de 0 y 56 días de curado fueron analizadas mediante microscopia de barrido electrónico complementado con análisis químico semicuantitativo (SEM-EDAX) y mediante microscopio de polarización óptica marca Leica DM EP. Para ello se tomó una fracción de la probeta, la cual fue impregnada en resina y luego colocada en un portaobjeto con el fin de fabricar cortes delgados, similar a los utilizados para el análisis en muestras de minerales y rocas. El objetivo de estos ensayos fue determinar cambios a nivel de contacto de partículas, detectando la presencia de hidrogeles producto de los procesos de cementación y la formación de hidrogeles a lo largo del periodo de curado.

En la mezcla de limo con 12% de escoria compactadas al 80% de la energía de compactación se realizaron ensayos edométricos luego de 0, 7, 28 y 56 días de curado. Este procedimiento se aplicó siguiendo la normativa ASTM D2435, incorporando mediciones de conductividad hidráulica. Para ello se utilizó un anillo de acero de 63 mm diámetro y 21 mm de altura, acoplando al mismo una bureta graduada utilizada para realizar ensayos de conductividad hidráulica con flujo ascendente y carga variable. La determinación de la conductividad hidráulica se realizó tanto con agua como con lixiviado natural en cada salto de carga del ensayo edométrico.

3 RESULTADOS OBTENIDOS

3.1 *Comportamiento mecánico*

A partir de los ensayos de compactación realizados fue posible observar que, a medida que se incrementa el contenido de escorias siderúrgicas disminuye la humedad óptima de compactación aumentando el peso unitario de las mismas. Este incremento en el peso unitario de las mezclas, reportado por diversos autores [39 - 41], se encuentra relacionado a la gravedad específica de los materiales utilizados. Al añadir escorias, de mayor gravedad específica que el limo loéssico, se produce un aumento en el peso específico de la mezcla. A mayor porcentaje de escoria, mayor diferencia en los pesos unitario seco máximo compactados, para mezclas de limo-escoria [42].

Los resultados de los ensayos de RCS, realizado sobre muestras preparadas en el punto óptimo de la curva de compactación obtenida para cada material, se resumen en la Figura 1. Los mismos permitieron determinar que la adición de escorias siderúrgicas genera una mejora en el comportamiento mecánico, provocando un incremento en los valores de la RCS. A medida que aumenta el tiempo de almacenamiento, la diferencia observada en mezclas de limo y mezclas de limo-SS resulta más evidente, alcanzando valores pico de RCS de hasta un 116% mayor en mezclas de limo-12% al cabo de 56 días de curado.

El aumento de resistencia que desarrollan con el tiempo las probetas de limo-escoria se encuentra relacionado con el desarrollo de reacciones puzolánicas [42] que ocurren debido a la interacción entre la fracción fina de las partículas de limo loéssico y las partículas de escoria siderúrgica. El aumento, de menor importancia, observado en las muestras de limos sin escorias se atribuye en este trabajo a un efecto de envejecimiento. Esto se fundamenta en que durante el curado no hubo cambios de humedad (ni peso) en las probetas, por lo que se descartan posibles efectos de cambios de succión. A su vez, debido a que las muestras se preservaron envueltas en papel film, se descartan procesos de carbonatación que pudieran ocurrir en las mismas y que pudieran afectar el comportamiento de las mezclas.

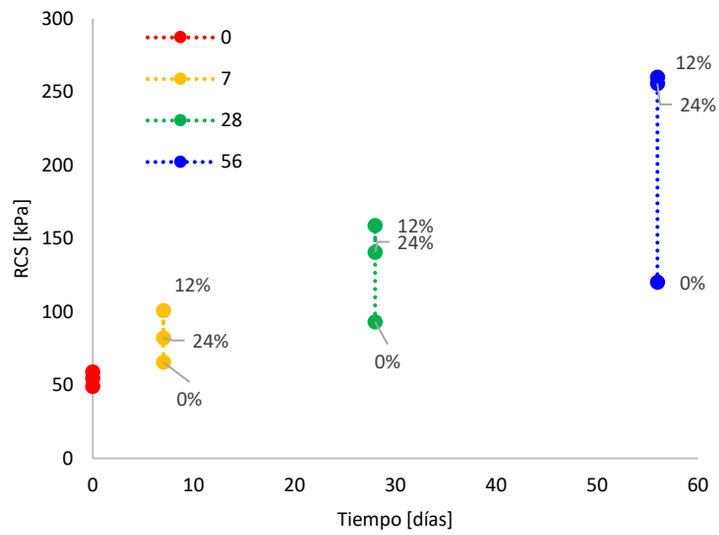


Figura 1. Influencia de la adición de escorias (indicado en %) en la resistencia a compresión simple a diferentes periodos de curado.

3.2 *Comportamiento acoplado mecánico-hidráulico*

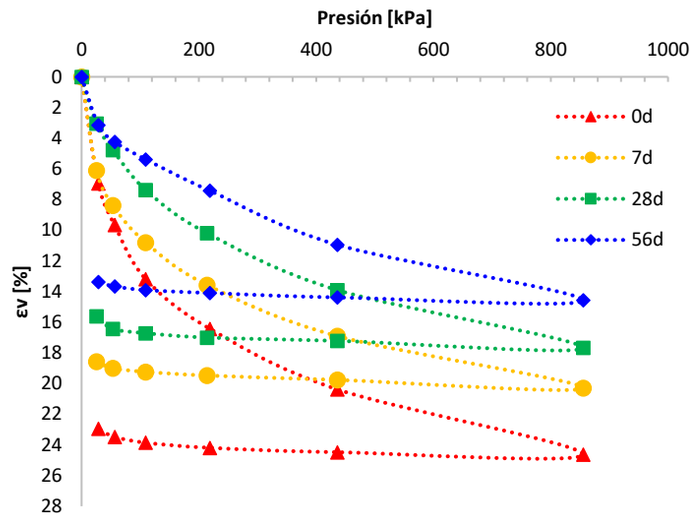
A partir de estos resultados, notando que las mezclas con 12% de agregado alcanzan mayor resistencia, se decidió trabajar sobre muestras de limo-12% SS a 0, 7, 28 y 56 días de curado analizando la evolución en la compresibilidad a lo largo del periodo de curado.

La Figura 2 muestra los resultados de las curvas de compresibilidad en muestras que fueron inundadas tanto con agua destilada (a) como con lixiviado (b). Los resultados obtenidos muestran un comportamiento mecánico similar en términos de compresibilidad resultando indiferentes ante el fluido permeante. Por otro lado, se observa una clara tendencia a la rigidización a medida que el periodo de curado crece. Este proceso se traduce menores niveles de deformación para un mismo estado de carga aplicada, cuanto mayor sea el periodo de curado al cual la muestra estuvo sometida.

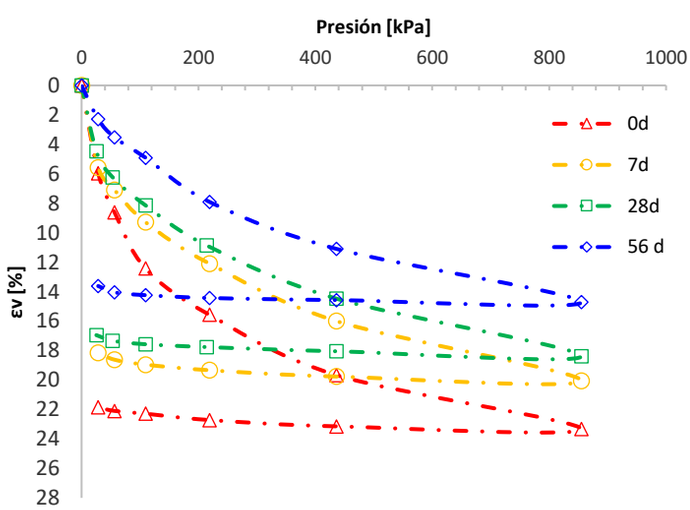
La Tabla 2 presenta la variación de los coeficientes de compresibilidad con el tiempo de curado para cada uno de los fluidos utilizados. Estos resultados permiten cuantificar el nivel de rigidización que ocurre en las mezclas de limo con 12% de escoria a medida que transcurre el curado. Se observa que a mayor periodo de almacenamiento, y a medida que las reacciones puzolánicas tiene lugar, el desarrollo de hidrogeles dentro de la estructura porosa de la muestra influye sobre la elasticidad de la misma.

A su vez, mediante la representación de los resultados mostrados en la Figura 2 en escala semi logarítmica se pudo determinar las presiones de fluencia para cada tiempo de curado. A mayor tiempo de curado se incrementa la presión de fluencia. La muestra ensayada inmediatamente después de la preparación tuvo una presión de fluencia de 60 kPa, alcanzando valores de 65, 75 y 105 kPa al cabo de 7, 28 y 56 días de almacenamiento respectivamente.

Por tanto, la formación de hidrogeles produce tanto mejoras en la resistencia a la compresión simple, como una disminución en los niveles de deformación que sufren las muestras al ser sometidas a las cargas externas. De esta manera, la evolución de las muestras a lo largo del almacenamiento se traduce a un mejor acomodamiento estructural. La formación de hidrogeles que vinculan las partículas de escoria con la matriz fina de limo a través de las reacciones puzolánicas provoca que la carga se distribuya sobre un área de mayor uniformidad y con menor relaciones de vacíos, lo cual genera una disminución en los niveles de deformación que sufren las muestras sometidas a una misma carga con distinto nivel de envejecimiento.



(a)



(b)

Figura 2. Influencia del tiempo de curado en la deformación de muestras limo – 12% permeados con: a) agua destilada; b) lixiviado natural.

Tabla 2. Coeficientes de compresibilidad mezclas 12% SS

Tiempo [días]	Coeficiente de compresibilidad [Cc]	
	Agua	Lixiviado
0	0,243	0,239
7	0,210	0,209
28	0,205	0,193
56	0,169	0,182

El proceso de reacciones puzolánicas que estimulan la formación de hidrogeles en las muestras fue medido en términos de conductividad hidráulica. La Figura 3 muestra la evolución de la conductividad hidráulica en función de la presión aplicada y el tiempo de curado. A medida que se incrementa la carga, la conductividad hidráulica disminuye en todas las muestras ensayadas. Esta disminución se encuentra

asociada con la disminución de la relación de vacíos de las muestras con los sucesivos saltos de carga del ensayo edométrico. Sin embargo, y como deja ver la figura, a medida que la muestra se rigidiza con el paso del tiempo, las muestras comienzan a mostrar una diferencia en los valores medidos para un mismo estado tensional. La muestra que sufre menores deformaciones, debido a los procesos de rigidización mencionados, traducidos a una menor reducción de la relación de vacíos, es la que presenta mayores caídas en de conductividad hidráulica. Esta tendencia se justifica con el desarrollo de hidrogeles dentro de los poros del suelo, y por consiguiente en una reducción de la porosidad efectiva o disponible para el flujo hidráulico.

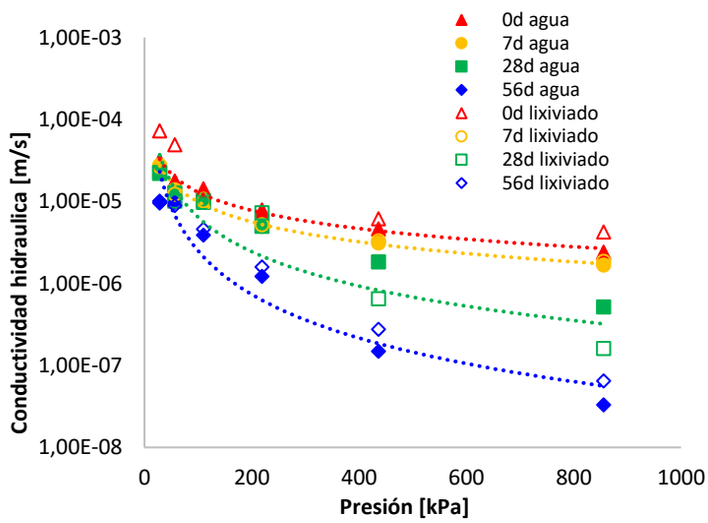


Figura 3. Influencia del tiempo de curado en el comportamiento hidráulico de muestras limo – 12%.

4 DISCUSION DE RESULTADOS

Las reacciones puzolánicas ocurren, según diversos autores, en distintas etapas. En primer lugar, debido a una alta alcalinidad en el medio, se produce un desarreglo de las estructuras silícea o aluminio silícea. Una vez liberado, el ion formado se difunde en la solución alcalina mientras la presencia del ion Ca^{+2} provoca la estabilidad termodinámica que genera la cristalización de los iones silicato y aluminato [43, 44].

Este proceso de cristalización comienza a producirse sobre la superficie de los minerales generándose una capa ligante que luego da origen a la cementación entre las partículas. Como resultado se forman aluminatos dicálcicos y tricálcicos similares a los que se obtienen en el proceso de fraguado del cemento portland [45, 46]. Las reacciones puzolánicas se encuentran gobernadas por las Ecuaciones 1 y 2:

$$Ca^{2+} + 2(OH)^{-1} + Al_2O_3 \rightarrow Aluminato\ de\ calcio\ hidratado\ (CAH) \qquad (1)$$

$$Ca^{2+} + 2(OH)^{-1} + SiO_2 \rightarrow Silicato\ de\ calcio\ hidratado\ (CSH) \qquad (2)$$

A través de la misma se forman hidrogeles que en este trabajo se demuestra que producen en las mezclas de limo-escoria un aumento de resistencia y rigidez. Este mecanismo de reacción requiere del cumplimiento de ciertas condiciones, como presencia de sílice, elevada alcalinidad y agua [38]. La Figura 4 presenta imágenes donde puede observarse la presencia de sílice amorfa detectada mediante observaciones microscópicas a partir de ensayos petrográficos.

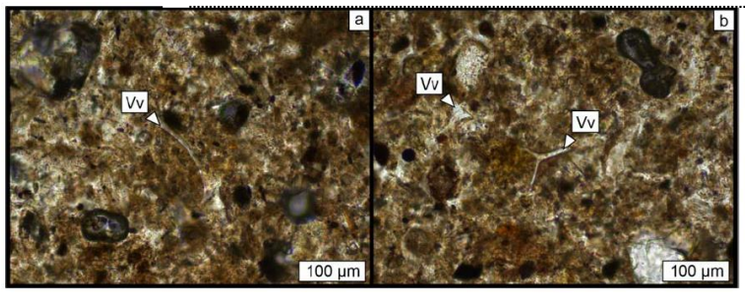


Figura 4. Presencia de trizas volcánicas en limo loéssico.

A partir de la detección de fragmentos de triza volcánica en la muestra de limo loéssico, y luego de haber verificado el cumplimiento de las condiciones necesarias para el desarrollo de las reacciones puzolánicas, se procedió a evaluar la evolución de las muestras mediante microscopia de barrido electrónico (SEM) a partir de mapas composicionales como muestra la Figura 5. A partir del análisis llevado a cabo fue posible detectar cambios a nivel microscópico en las muestras evaluadas. La Figura 5 a y c muestran una sección de corte delgado realizado sobre una probeta con 0 días de almacenamiento donde puede apreciarse una partícula de escoria siderúrgica rodeada de limo loéssico. Como se puede observar, el agregado grueso (SS) presenta bordes bien definidos en la matriz fina de limo, el cual presenta elevado contenido de sílice de acuerdo a lo expuesto por el mapa composicional. El mismo borde definido queda expuesto en la Figura 5 c, obtenida sobre la misma sección a partir de microscopia por reflexión.

La Figura 5 b y d muestran, en cambio, el resultado del mismo análisis realizado luego de 56 días de curado. Durante el periodo de almacenamiento la muestra comienza a desarrollar los productos hidratados, consumiendo la sílice disponible en el medio alcalino. Al cabo de 56 días de almacenamiento la partícula de escoria desarrolla un borde difuso, distinguiéndose de la matriz fina del sedimento utilizado y de la partícula de escoria.

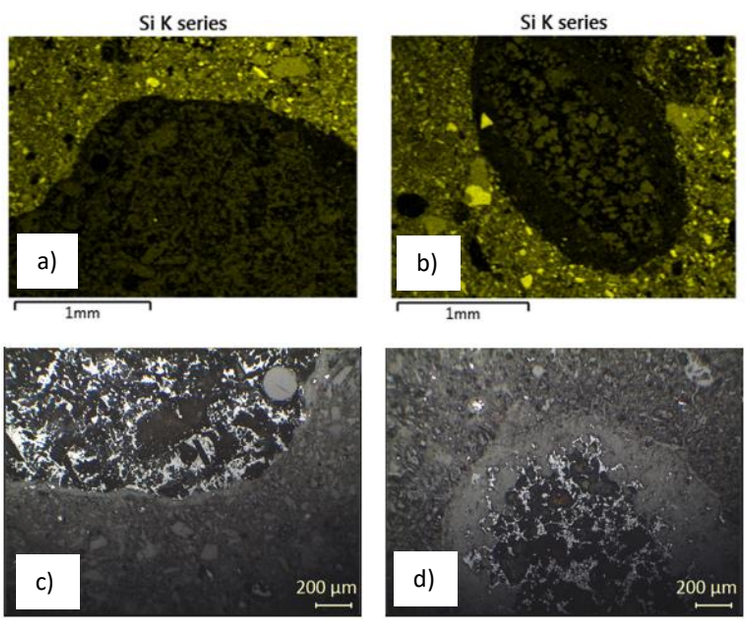


Figura 5. Mapa composicional en muestras de limo-12% SS, a partir de ensayos SEM; a) 0 días, b) 56 días de almacenamiento; a partir de microscopia con reflexión c) 0 días d) 56 días de almacenamiento [modificado de Mozejko y Francisca, 2020].

La evolución de dicho halo alrededor de las partículas de escoria queda identificado como producto hidratado de las reacciones puzolánicas que ocurren en las muestras a lo largo del tiempo. Los hidrogeles que resultan de esta interacción son los encargados de cementar las muestras a nivel de contacto de partículas, reduciendo de manera simultánea la relación de vacíos que existe en la misma. Al ir ocupando los espacios originalmente vacíos, los hidrogeles presentarían un efecto de colmatación

física o "clogging", reduciendo de esta manera la conductividad hidráulica. Además, la homogeneización que se pudo observar a partir de estudios realizados con microscopia confocal [Mozejko y Francisca 2020] ayudan a verificar que la formación de hidrogeles fomenta una estructura más densa, lo cual favorece la rigidización en las muestras a la vez que el proceso de cementación de partículas estimula el aumento de la resistencia en las probetas.

5 CONCLUSIONES

En este trabajo se presenta un estudio experimental tendiente a evaluar los cambios que sufren los suelos compactados con escoria a lo largo del tiempo. Las principales conclusiones obtenidas se resumen de la siguiente manera:

- La adición de escorias en los limos compactados produce mejoras en el comportamiento mecánico, incrementando la resistencia a la compresión simple un 405% al cabo de 56 días de curado. La formación de aluminosilicatos hidratados provoca una cementación natural de las partículas siendo por lo tanto responsable del aumento de la resistencia observado en los ensayos de resistencia a la compresión simple.
- A partir de observaciones en el microscopio fue posible verificar la interacción entre la fracción fina de limo loéssico y los agregados de escoria siderúrgica. Las reacciones puzolánicas se llevan a cabo dando como resultado la formación de hidrogeles producto de la actividad química que existe en la muestra, favorecidas por las condiciones óptimas para que ella ocurra que se logran al incorporar las escorias.
- La evolución de las reacciones de tipo puzolánico que reducen la porosidad en la muestra provoca que la conductividad hidráulica disminuya con el paso del tiempo. A mayor tiempo de curado, mayor será la ocupación de los poros con hidrogeles lo cual termina controlando el comportamiento hidráulico de las mezclas de limo-escoria compactadas.
- La detección de mejoras en el comportamiento mecánico e hidráulico de las muestras de limo-escoria permiten deducir que la adición de agregados pertenecientes a la industria del acero mejoraría el comportamiento geotécnico de los limos loéssicos de la provincia de Córdoba. Estos resultados son muy alentadores ya que permiten confirmar que es posible reutilizar los desechos de manera sostenible obteniendo ventajas para las construcciones geotécnicas, reduciendo, de manera simultánea, la disposición final de residuos generados en este tipo de industria.

6 BIBLIOGRAFIA

[1] Gibbs H.J., Holland W.Y., Petrographic and engineering properties of loess (No. 28). Technical Information Branch, Denver Federal Center, 1960.
[2] Pye K., The nature, origin and accumulation of loess, Quaternary Science Reviews, 14(7-8), 1995, pp: 653-667.
[3] Obreht I., Zeeden C., Schulte P., Hambach U., Eckmeier E., Timar-Gabor A., Lehmkuhl, F., Aeolian dynamics at the Orlovat loess–paleosol sequence, northern Serbia, based on detailed textural and geochemical evidence. Aeolian Research, 18, 2015, pp: 69-81.
[4] Li Y., Song Y., Fitzsimmons K.E., Chen X., Prud'homme C., Zong, X., Origin of loess deposits in the North Tian Shan piedmont, Central Asia, Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology, 559, 2020, 109972.
[5] Moll L.L., Rocca R., Terzariol R.E., Loess soils: engineering practice in Argentina, Engineering problems of regional soils, International conference, 1989, pp. 283-288.
[6] Zárate, M. A. (2003). Loess of southern south America. Quaternary Science Reviews, 22(18-19), 1987-2006.
[7] Rinaldi V.A., Rocca R.J., Zeballos M.E., Geotechnical characterization and behaviour of Argentinean collapsible loess. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, 2007, pp: 2259-2286.
[8] Derbyshire E., Geological hazards in loess terrain, with particular reference to the loess regions of China, Earth-Science Reviews, 54(1-3), 2001, pp:231-260.

[9] Lin Z.G., Xu Z.J., Zhang M.S., Loess in China and landslides in loess slopes, Proceedings of the Tenth International Symposium on Landslides and Engineered Slopes. Balkema, Christchurch, 2008, pp: 129-144.
[10] Zhou Y.F., Tham L.G., Yan W.M., Dai F.C., Xu, L., Laboratory study on soil behavior in loess slope subjected to infiltration, Engineering geology, 183, 2014, pp: 31-38.
[11] Qi X., Xu Q., Liu, F., Analysis of retrogressive loess flowslides in Heifangtai, China, Engineering Geology, 236, 2018, pp: 119-128.
[12] Sadeghi H., Kiani M., Sadeghi M., Jafarzadeh F., Geotechnical characterization and collapsibility of a natural dispersive loess, Engineering Geology, 250, 2019, pp: 89-100.
[13] Terzariol R.E., 40 AÑOS DE ESTUDIO DE LOS SUELOS LOÉSSICOS EN CÓRDOBA, ARGENTINA, Desafíos y Avances de la Geotecnia Joven en Sudamérica, 2009.
[14] Reginatto A., Suelos colapsibles: predicción de la susceptibilidad al colapso, II Reunión Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Córdoba,1, 1970, pp: 1-7.
[15] Reginatto A.R., Ferrero, J.C., Collapse Potential of Soils and Soil Water Chemistry, Memoria, Proceedings of the Eight International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol .2, 1973, pp: 177-183.
[16] Francisca F.M., Evaluating the constrained modulus and collapsibility of loess from standard penetration test, International Journal of Geomechanics, 7(4),2007, pp: 307- 310.
[17] Al-Mukhtar M., Lasledj A., Alcover, J. F., Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 20 C, Applied clay science, 50(2), 2010, pp: 191-198.
[18] Jayasinghe C., Kamaladasa N., Compressive strength characteristics of cement stabilized rammed earth walls, Construction and Building Materials, 21(11), 2007, pp: 1971-1976.
[19] Metelková Z., Boháč J., Přikryl R., Sedlářová I., Maturation of loess treated with variable lime admixture: Pore space textural evolution and related phase changes, Applied clay science, 61, 2012, pp: 37-43.
[20] Pei X., Zhang F., Wu W., Liang, S., Physicochemical and index properties of loess stabilized with lime and fly ash piles, Applied Clay Science, 114, 2015, pp: 77-84.
[21] Ma C., Xie Y., Long G., Chen B., Chen, L., Effects of fly ash on mechanical and physical properties of earth-based construction, Construction and Building Materials, 157, 2017, pp: 1074-1083.
[22] Gu K., Chen, B., Loess stabilization using cement, waste phosphogypsum, fly ash and quicklime for self-compacting rammed earth construction, Construction and Building Materials, 231, 2020, 117195.
[23] Oge M., Ozkan D., Celik M.B., Gok M.S., Karaoglanli, A.C., An overview of utilization of blast furnace and steelmaking slag in various applications, Materials Today: Proceedings, 11, 2019, pp: 516-525.
[24] Logeshwari J., Sivapullaiah P.V., Physical, chemical, morphological and strength characteristics of steel slags in view of its potential application in geotechnical engineering, Materials Today: Proceedings, 2020.
[25] Al-Ghouti M.A., Khan M., Nasser M.S., Al Saad K., Heng O.E., Recent advances and applications of municipal solid wastes bottom and fly ashes: Insights into sustainable management and conservation of resources, Environmental Technology & Innovation, 2020, 101267.
[26] Yi H., Xu G., Cheng H., Wang J., Wan Y., Chen, H., An overview of utilization of steel slag, Procedia Environmental Sciences, 16, 2012, pp: 791-801.
[27] Zhuang S., Wang Q., Inhibition mechanisms of steel slag on the early-age hydration of cement, Cement and Concrete Research, 140, 2020, 106283.
[28] Liao Y., Jiang G., Wang K., Al Qunaynah S., Yuan, W., Effect of steel slag on the hydration and strength development of calcium sulfoaluminate cement, Construction and Building Materials, 265, 2020, 120301.
[29] Gao T., Dai T., Shen L., Jiang, L., Benefits of using steel slag in cement clinker production for environmental conservation and economic revenue generation, Journal of Cleaner Production, 2020, 124538.
[30] Xue, Y., Wu, S., Hou, H., & Zha, J. (2006). Experimental investigation of basic oxygen furnace slag used as aggregate in asphalt mixture. Journal of hazardous materials, 138(2), 261-268.
[31] Shen W., Zhou M., Ma W., Hu J., Cai Z., Investigation on the application of steel slag–fly ash–phosphogypsum solidified material as road base material, Journal of hazardous materials, 164(1), 2009, pp: 99-104.

[32] Liu J., Yu B., Wang, Q., a, Application of steel slag in cement treated aggregate base course, Journal of Cleaner Production, 2020, 121733.
[33] Liu Y., Zhang Z., Hou G., Yan P., b, Preparation of sustainable and green cement-based composite binders with high-volume steel slag powder and ultrafine blast furnace slag powder, Journal of Cleaner Production, 2020, 125133.
[34] Ahmedzade P., Sengoz B., Evaluation of steel slag coarse aggregate in hot mix asphalt concrete, Journal of hazardous materials, 165(1-3), 2009, pp: 300-305.
[35] Papachristoforou M., Anastasiou E. K., Papayianni I., Durability of steel fiber reinforced concrete with coarse steel slag aggregates including performance at elevated temperatures, Construction and Building Materials, 262, 2020, 120569.
[36] Xu W., Chen B., Chen X., Chen, C., Influence of aggregate size and notch depth ratio on fracture performance of steel slag pervious concrete, Construction and Building Materials, 273, 2020, 122036.
[37] ASTM, Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken, PA, 2019.
[38] Mozejko C.A., Francisca F.M., Caracterización mecánica de los suelos loéssicos de Córdoba estabilizados con escorias siderúrgicas, Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Salta, Argentina, 2018.
[39] Shalabi F.I., Asi I.M., Qasrawi H.Y., Effect of by-product steel slag on the engineering properties of clay soils, Journal of King Saud University-Engineering Sciences, 29(4), 2017, pp: 394-399.
[40] Gu X., Yu B., Dong Q., Deng Y., Application of secondary steel slag in subgrade: Performance evaluation and enhancement, Journal of Cleaner Production, 181, 2018, pp: 102-108.
[41] Biskri Y., Achoura D., Chelghoum N., Mouret M., Mechanical and durability characteristics of High Performance Concrete containing steel slag and crystalized slag as aggregates, Construction and Building Materials, 150, 2017, pp: 167-178.
[42] Mozejko C. A., Francisca, F. M., Enhanced mechanical behavior of compacted clayey silts stabilized by reusing steel slag, Construction and Building Materials, 239, 2020, 117901.
[43] Crespo E.Q., Relación entre las propiedades geotécnicas y los componentes puzolánicos de los sedimentos pampeanos, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Córdoba, Universidad Nacional de Córdoba, 283, 2005.
[44] Adami A., Rinaldi V.A., The influence of amorphous silica on the aging of a remoulded loessial soil, Soils and Foundations, 57(3), 2017, pp: 315-326.
[45] Diamond S., White J.L., Dolch W.L., Transformation of clay minerals by calcium hydroxide attack, Clays and Clay Minerals, 12(1), 1963, pp: 359-379.
[46] Akula P., Little D.N., Coupled thermodynamic and experimental approach to evaluate ettringite formation in a soil stabilized with fluidized bed ash by-product: A case study, Transportation Geotechnics, 2020, 100352.

Determinación de la presión de hinchamiento de un suelo expansivo modificado con un bio-producto

Orlandi Sandra[1], Laskowski Cecilia[1], Ancalao Manuel[1], da Silva Franco, Saez Silvana[1], y Manzanal Diego[1]

sandra.orlandi@gmail.com; diego.manzanal@gmail.com

[1] Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (UNLPSJB), Ciudad Universitaria. Ruta Provincial Nº 1 - Km 4. (9000). Comodoro Rivadavia. Chubut. Argentina

RESUMEN. La modificación del potencial de expansión de un suelo puede realizarse mediante el empleo de una reducida gama de estabilizantes, la mayoría de ellos de origen industrial. El empleo de aditivos de origen orgánico presenta una tendencia creciente. Esta tendencia propicia y fomenta el cuidado del medioambiente y más aún el empleo de residuos de industrias regionales como materia prima de otras industrias. Las ligninas son residuos que resultan del proceso industrial de obtención de la pasta de papel, el volumen en que se producen es elevado, y su empleo reducido, es un bio-producto. Dos de las características que se busca modificar en un suelo expansivo son el potencial de expansión y la presión de hinchamiento, sin descuidar la estabilidad de la mezcla en el tiempo. En el presente artículo se analiza la influencia que ejerce la adición de lignina sobre la presión de hinchamiento. Los métodos empleados para su determinación son método del edómetro, hinchamiento restringido y Lambe. Los resultados obtenidos por estos métodos son analizados y comparados.

ABSTRACT. A modificação do potencial de expansão de um solo pode ser realizada utilizando uma gama reduzida de estabilizantes, a maioria deles de origem industrial. O uso de aditivos de origem orgânica apresenta uma tendência crescente que favorece e incentiva o cuidado com o meio ambiente e ainda mais o uso de resíduos de indústrias regionais como matéria-prima para outras indústrias. As ligninas são resíduos resultantes do processo industrial de obtenção de celulose, o volume em que são produzidas é alto, e seu uso é reduzido, é um bio produto. Duas das características que se procuram modificar em um solo expansivo são o potencial de expansão e a pressão de inchaço, sem negligenciar a estabilidade da mistura ao longo do tempo. Neste trabalho, é analisada a influência da adição de lignina sobre a pressão de inchaço. Vários métodos foram empregados para determinar a pressão de inchaço.

Palabras clave: ARCILLA EXPANSIVA - LIGNINA - PRESIÓN DE HINCHAMIENTO - LAMBE - BIOPRODUCTO

1 INTRODUCCION

En diferentes regiones de nuestro país al igual que en muchos países del mundo, se encuentran suelos expansivos cuyas características difieren en función de su mineralogía, preconsolidación, humedad natural, contenido de sales, origen, entre otros. Este potencial de expansión varía entre bajo a muy alto y la clasificación puede ser realizada por alguno de muchos métodos propuestos por diferentes autores: actividad [1], COLE: *coefficient of linear extensibilty* [2] [3], límites de Atterberg [4][5], superficie específica[6], FSR: *free swell ratio* y FSI: *differential free swell index* [7]. Muchas de las obras civiles cimentadas sobre este tipo de suelos han sido afectadas debido a un inapropiado diseño del sistema de cimentación, o por la inadecuada cuantificación de dos de las características más importantes que es necesario conocer: el potencial de expansión y la presión de hinchamiento [8]. Entre las obras más afectadas se encuentran las construcciones civiles y los pavimentos tanto rígidos como flexibles, consecuencia de la inferioridad de las cargas transmitidas al nivel de cimentación frente a las presiones de hinchamiento generadas por el suelo [9].

La caracterización mineralógica, hidráulica, mecánica, hidromecánica, microestructural, y física de los suelos finos constituyen la primera parte del proceso que permite conocer el comportamiento del material. En la práctica diaria la posibilidad de realizar la caracterización completa del material expansivo es económicamente inviable. En proyectos de gran envergadura o de investigación, muchas de las propiedades mencionadas son necesarias para el diseño y conocimiento completo e integrado del conjunto.

En un número importante de obras civiles, la caracterización dentro del estudio geotécnico se reduce a la clasificación, determinación de propiedades índice, ensayos edométricos, superficie específica, densidad aparente, peso unitario, ensayos triaxiales y/o de corte directo. Empleando esta información es posible clasificar el suelo de acuerdo con su potencial de expansión, realizar el diseño arquitectónico que considere escurrimientos superficiales y el alejamiento del agua de la zona afectada por el bulbo de tensiones, diseñar un sistema de cimentación resistente considerando el potencial de expansión y la capacidad de carga del suelo. A pesar de que este grupo de ensayos permite identificar si un suelo presenta un potencial de expansión alto a muy alto, no permite determinar con exactitud la presión de hinchamiento.

En algunas obras civiles, fundaciones sobre plateas y obras que implique construcción de terraplenes, el empleo de aditivos que logran modificar las propiedades expansivas del suelo constituye una de las posibles soluciones. Las primeras publicaciones enfocadas en el estudio de este grupo de suelos conocidos como potencialmente activos o expansivos corresponden a Atterberg (1911) [4], Casagrande (1932) [10] [11], Skempton (1953) [1], Holtz & Gibbs (1956) [12], Seed et al. (1962) [13], Mitchell & Kenichi Soga (1976) [14], entre los más reconocidos. En cambio, las primeras publicaciones donde se analiza el comportamiento de suelos tratados con aditivos corresponden a Chaston (1952) [15], Fitzmaurice (1958) [16], Mitchel & Hooper (1961) [17], Lambe (1962) [18]. Estas publicaciones analizan el comportamiento de las mezclas de suelo-cal y suelo-cemento. Estos aditivos han sido ampliamente estudiados y su empleo se encuentra extendido.

En las últimas décadas el empleo de nuevos aditivos de origen orgánico, ecoamigables, residuos de industrias locales, se ha incrementado. Pueden encontrarse publicaciones en las que se analizan aditivos tan variados como: geopolímero a base de cenizas volcánicas [19], aceite sulfonado [20], lignina electrolítica y cenizas volantes [21], fibra de coco [22], fibra sisal [23], fibra de jute [24], fibra de lino [25], fibra de paja de cebada [26], almidones de maíz, trigo, arroz, papa, semillas de chía, lino y girasol [27], residuos de cáscara de arroz quemadas [28], entre muchos otros.

Dentro de este grupo de bioaditivos las ligninas y los lignosulfonatos, en adelante CLS (por sus siglas del inglés calcium lignosulphonate) son residuos de la industria de pasta de papel, además de ser un biopolímero de origen orgánico. Varios autores han publicado resultados positivos sobre la mezcla de pequeñas proporciones suelo-lignina [29][30][31][32][33][34][35].

El empleo del aditivo CLS mezclado con un suelo local, CRclay, ha demostrado positivamente modificar las propiedades expansivas del suelo. En publicaciones previas se han presentado las modificaciones en el potencial de expansión [36]; del comportamiento hidromecánico [33] y de los límites de Atterberg de la mezcla CRclay-CLS. En este artículo se presentan los resultados obtenidos por diferentes métodos de la presión de hinchamiento desarrollada para diferentes mezclas de suelo aditivo. En ensayos que se encuentran en progreso se analiza el impacto sobre el medioambiente mediante ensayos de toxicidad y se desarrolla un modelo que relacione el grado de saturación con la presión de hinchamiento para la misma arcilla CRclay con diferentes porcentajes de CLS.

2 MATERIALES

2.1 *Suelo local*

El suelo expansivo empleado es un suelo local denominado CRclay. De acuerdo con los resultados obtenidos por medio de ensayos DRX, su mineralogía corresponde un 100% a montmorillonita (Sm), con una pequeña cantidad de impurezas. Su superficie específica, determinada por medio del método de azul de metileno [6] es de 563 m^2/g. Posee un alto contenido de sales que permiten clasificar a CRclay como un suelo salino-alcalino pobre en materia orgánica, con pH de 8,5. Su LL es de 75% mientras que su IP es de 35%, permeabilidad 4e-9cm/s.
Índices como el COLE, el FSI, FSR y la contracción lineal lo clasifican como de potencial de expansión alto a muy alto, mientras que en ensayos de hinchamiento libre el porcentaje de expansión alcanzado superó el 130%. Clasificado mediante sistema SUCS corresponde a un MH. Extraído de las coordenadas 45°49'32.0"S 67°27'55.6"W, corresponde a un estrato de la Formación Patagoniense de origen marino (Fig.1), preconsolidado, fuertemente fisurado, humedad natural entre 13% y 18% [37]. En la misma secuencia se encuentran otros dos materiales cuyo potencial de expansión es superior a CRclay, estos materiales reciben la denominación FRclay y GAclay y se encuentran vinculados a sendas patologías estudiadas por el mismo equipo de investigación.
El material extraído fue procesado en dos máquinas trituradoras que lo reducían a partículas de tamaño menor a una media pulgada. Luego era tamizado por el tamiz #10. Lo retenido era triturado a mano en mortero de porcelana hasta pasar por el tamiz#10. Las concentraciones de cristales que suelen encontrarse como relleno de fisuras eran extraídas a mano. Todo el material fue acopiado y molido al comenzar el proyecto de investigación, año 2017, con el fin de lograr su homogeneidad a lo largo de todos los ensayos. Aún se dispone de material preparado al comienzo del proyecto de investigación. El estrato completo presenta pequeñas variaciones las cuales se presentan en función de la profundidad sobre todo en la fracción fina, por esta razón se preparó, homogeneizó y acopió material suficiente para llevar adelante la batería de ensayos programados.

2.2 *Aditivo: lignina*

El aditivo empleado con el objeto de reducir las propiedades expansivas de CRclay es un lignosulfonato de calcio, en adelante CLS, provisto por la empresa Norlig®. Corresponde a una lignina subproducto de la elaboración de pasta de papel por medio del proceso sulfito de calcio y sodio [38]. De acuerdo con las características provistas por el fabricante es 90% soluble en agua, peso específico de partículas de 8.82 KN/m^3. En condiciones naturales posee una humedad entre 7% y 9%. Debe ser almacenada en un lugar seco y al resguardo de la luz según recomendaciones del fabricante, los estudios realizados no contemplan la estabilidad de las mezclas expuestas al sol. A lo largo de todo el proyecto se utilizó un CLS de la misma fuente y de un único proceso, asegurando así que la composición no se vería alterada por modificaciones intrínsecas al proceso de fabricación del que son un subproducto [39].

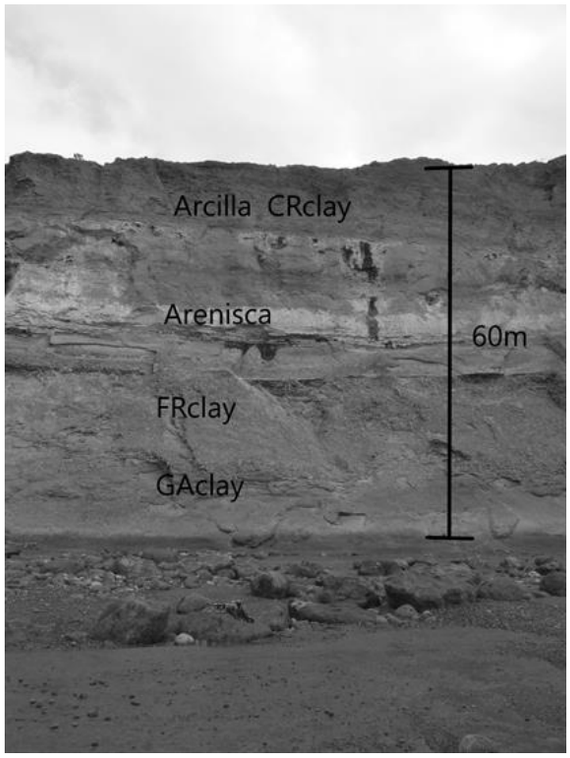


Fig.1. Formación Patagoniense dentro de la cual se encuentra CRclay.

3 MÉTODOS

3.1 *Moldeado de las probetas*

La preparación del material para su posterior moldeado fue estandarizada para asegurar la representatividad y reproductibilidad de los ensayos. Se intentó reproducir de la forma más aproximada posible, el proceso realizado en campo al mezclar los materiales a compactar. El primer paso consistía en la verificación de la humedad de CRclay y del CLS el día previo a la preparación de las muestras. CRclay y CLS se mezclaban sin agregado de agua, luego de ser homogeneizadas se agregaba el agua necesaria para alcanzar la humedad de diseño. Ya humedecida la mezcla, se almacenaba 24hs, tiempo después del cual la probeta era moldeada. La humedad se verificaba al finalizar la compactación de la muestra, para ello se utilizaba un sobrante de material preparado y destinado a ese fin.
Las probetas empleadas en todos los ensayos fueron compactadas utilizando una prensa hidráulica. La presión aplicada fue registrada mediante un aro dinamométrico. La densidad seca de moldeo se obtuvo por medio del ensayo Harvard Miniatura [40]. Este método de compactación fue seleccionado para reducir la cantidad de material a emplear. La energía de compactación aplicada coincidía con la energía del Proctor III o Proctor Modificado [41] (8.6 kJ/m^3 para el Proctor III versus 8.4 kJ/m^3 mientras que la reducción en el volumen de suelo empleado fue de 506%). Las curvas de compactación fueron obtenidas para cada porcentaje de CLS adicionado. Del análisis de las curvas se seleccionó una densidad seca para el moldeo de todas las probetas. La humedad utilizada en el moldeo de las probetas fue 18%, correspondiente a la humedad natural del suelo en el momento de la extracción.
La edad de las muestras fue una de las variables analizadas en algunos grupos de ensayos, pero no fue analizada en los ensayos para determinar la presión de hinchamiento. Pudo demostrarse por medio de

ensayos SEM que las muestras con diferentes edades y porcentajes de CLS poseen microestructuras con diferentes características (Orlandi et al., 2022).

3.2 *Determinación de la presión de hinchamiento con el aparato de Lambe*

El empleo de esta técnica permite medir la presión de hinchamiento manteniendo el volumen de la muestra constante a lo largo de todo el ensayo [42]. Las muestras se saturan por ambas caras, superior e inferior, y la relación diámetro-espesor es superior a 2.5 aplicando el mismo criterio empleado para las probetas de ensayo edométrico. Esta condición asegura que la influencia de la fricción entre el anillo y la probeta sea mínima. La probeta se mantiene sumergida durante todo el ensayo.
El ensayo consiste en posicionar la probeta dentro del anillo, entre papeles de filtro y piedras porosas tanto en su cara superior como inferior. Se aplica una carga axial inicial, que en todos los casos era 50kPa. Posicionada la probeta se inicializa el cronómetro en el mismo instante en que se inunda la celda. Las lecturas de tiempo versus presión se realizan hasta alcanzar la estabilización de las lecturas. Esta es una de las modificaciones a lo que dicta la norma [43][44] en la que la presión de hinchamiento corresponde a la máxima presión desarrollada a las 24 horas de iniciado el ensayo. Este ensayo requiere tener un aparato de Lambe para su determinación. En este caso se incorporó una reforma física al equipo disponible que permitía el goteo permanente de agua dentro de la celda. Esta modificación fue necesaria por la baja humedad ambiente prevalente en la zona que provocaba la evaporación del agua de la celda. De cada ensayo se obtiene una curva de tiempo versus presión de hinchamiento. Es uno de los ensayos directos que permite determinar la presión de hinchamiento.
Se utilizaron dos sistemas diferentes para registrar la presión de hinchamiento: un aro dinamométrico y una celda de carga. Con estas dos series realizadas en el aparato de Lambe se buscaba comparar la influencia de la deformabilidad de la celda y del aro sobre los valores obtenidos. La primera serie pudo completarse para todos los porcentajes de CLS (celda). La segunda serie pudo realizarse para tres porcentajes de CLS (aro dinamométrico). En los ensayos realizados empleando la celda de carga se presentó el inconveniente del ajuste de la carga inicial, esto no ocurrió en el caso del aro dinamométrico en los cuales la presión inicial fue fijada en el mismo valor.

3.3 *Método ASTM*

Este método sigue los lineamientos dictados por la Norma ASTM D4546-08 [44], permite determinar la presión de hinchamiento en una bancada de edómetros tradicional. La relación diámetro-espesor empleada fue superior a 6. Una vez posicionada la probeta dentro del anillo, colocada entre papeles de filtro y piedras porosas en ambas caras, se inunda la celda y se inicia el cronómetro.
El ensayo consta de escalones sucesivos de expansión libre, carga, descarga y recarga. Cada escalón tiene una duración de 24 horas, en las cuales se registran lecturas de deformación con un comparador en función del tiempo, el cual es registrado con un cronómetro.
Cada carga duplica a la anterior en el caso de escalones de carga, en tanto que en los escalones de descarga se reduce a la mitad la carga aplicada respecto al escalón previo. La etapa de expansión libre se realiza con una carga inicial mínima cuyo fin es asegurar el contacto entre todos los componentes del conjunto dentro del cual se encuentra posicionada la probeta.
El peso, la altura y el diámetro de las probetas son registrados tanto al inicio como al final de cada ensayo. Este es un método indirecto para determinar la presión de hinchamiento la cual corresponde al valor de la ordenada del punto cuya abscisa es cero o hinchamiento nulo. En otras palabras, esta presión se registra cuando la probeta alcanza el espesor inicial luego de las etapas de expansión y siguientes escalones de carga.

3.4 *Método del edómetro o hinchamiento libre*

Este método es similar al que se describe en la Norma ASTM D4546-08 [44]. Las probetas se moldean y posicionan en la misma celda. La diferencia en cuanto al procedimiento es que cada escalón, de expansión libre, carga, descarga y recarga se extiende hasta la estabilización de las lecturas de deformación. En cada escalón se desarrolla una curva de deformación versus tiempo. Con la carga aplicada y la deformación total producida se obtiene un punto que luego nos permite obtener la presión hinchamiento. Por el contrario, en el ensayo ASTM existe la posibilidad de que solo se desarrolle una pequeña parte de la curva de deformación vs tiempo, debido a que los escalones se restringen a 24hs y el proceso de deformación depende, entre otras variables, de la permeabilidad del suelo. Para muestras con permeabilidades muy bajas un ensayo completo puede durar varios meses pudiendo inclusive extenderse hasta un año. Este método es un método indirecto para determinar la presión de hinchamiento. Al igual que en el ensayo ASTM la presión de hinchamiento se obtiene de la ordenada correspondiente a la deformación nula o en caso de graficar en función de la relación de vacíos, al alcanzar la ordenada que corresponde a la relación de vacíos inicial.

3.5 *Método de presión de hinchamiento restringido*

La preparación de la probeta, los escalones de hinchamiento libre, carga, descarga y recarga se desarrollan de la misma forma que en el ensayo edométrico. La diferencia radica en que se aplica una carga inicial a la probeta al comenzar el ensayo y en el mismo momento en que se inunda la celda se inicializa el cronómetro [9]. En este caso no se realizaron escalones de descarga y recarga debido a que la obtención de la presión de hinchamiento era el objetivo principal, no así la obtención de los parámetros de carga (Cc) y descarga (Cr).
Este método permite realizar varios ensayos con diferentes cargas iniciales lo que acelera el proceso de obtención de la curva de presión de hinchamiento completa. La desventaja es que se requieren varias probetas para realizar el ensayo, tantas como puntos sean necesarios para obtener la recta con la cual se obtendrá la presión de hinchamiento. Al igual que en los métodos ASTM y del edómetro, la presión de hinchamiento corresponde al valor de la ordenada cuya deformación es nula. Este es un método indirecto de obtención de la presión de hinchamiento.

4 RESULTADOS

4.1 *Compactación Harvard Miniatura*

En la Fig. 2 se presentan las curvas obtenidas mediante el aparato Harvard Miniatura [40] para todos los porcentajes de CLS. En el mismo gráfico se presenta la curva de saturación correspondiente a CRclay. El comportamiento atípico de las mezclas compactadas mostrado a través de las curvas de compactación podría ser atribuido al carácter hidrofílico del CLS el cual provocaría que las mezclas requieran mayores porcentajes de agua para alcanzar la densidad seca máxima. El decrecimiento en la densidad seca máxima de las mezclas es consecuencia de la baja gravedad específica que posee CLS.

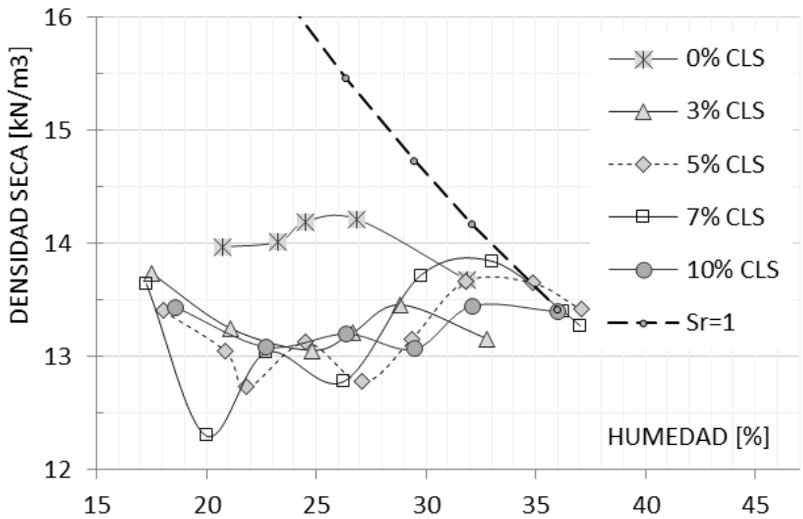


Figura 2. Compilado curvas de compactación obtenidas para cada porcentaje de CLS.

4.2 *Método Lambe*

En la Fig. 3 y Fig. 4 se presentan las curvas trazadas con los datos de las presiones de hinchamiento empleando el aparato de Lambe. Los resultados alcanzados mediante el empleo de la celda de carga son los correspondientes a la Fig. 4, mientras que en la Fig. 3 se encuentra la información obtenida con el aro dinamométrico. Para la serie realizada con el aro dinamométrico se obtuvieron las presiones de tres de las cinco mezclas.

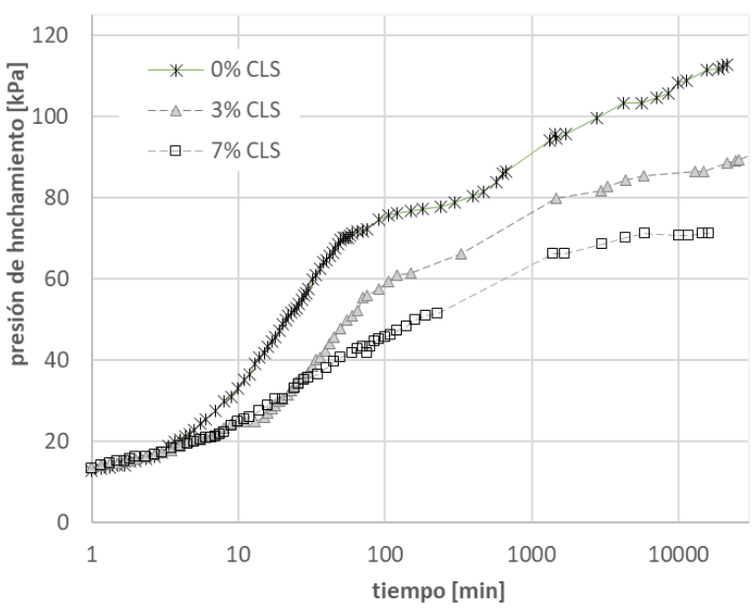


Figura 3. Compilado de curvas obtenidas con aparato de Lambe para tres porcentajes de CLS, empleando aro dinamométrico para la medición de las presiones

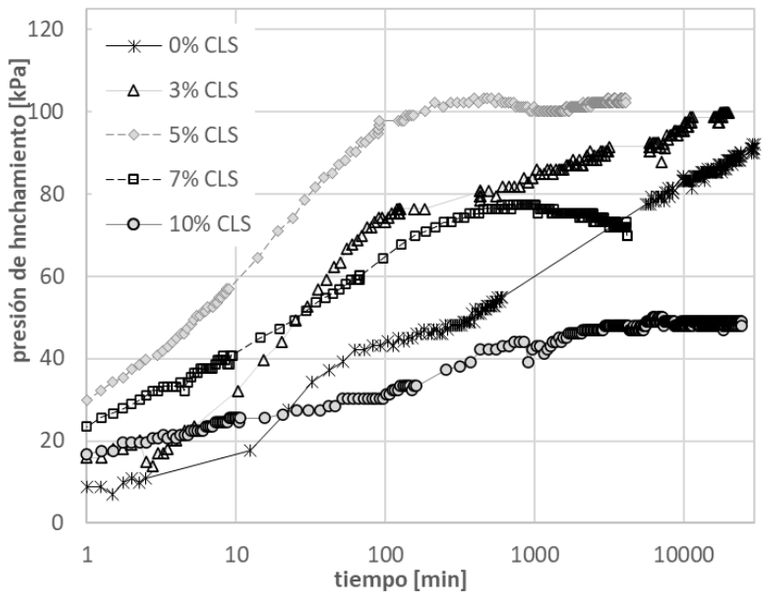


Figura 4. Compilado de curvas obtenidas con aparato de Lambe para todos los porcentajes de CLS, empleando celda de carga para la medición de las presiones

4.3 *Método ASTM*

Los resultados que se encuentran compilados en la Fig. 5 corresponden a curvas para todos los porcentajes de CLS utilizando el método ASTM.

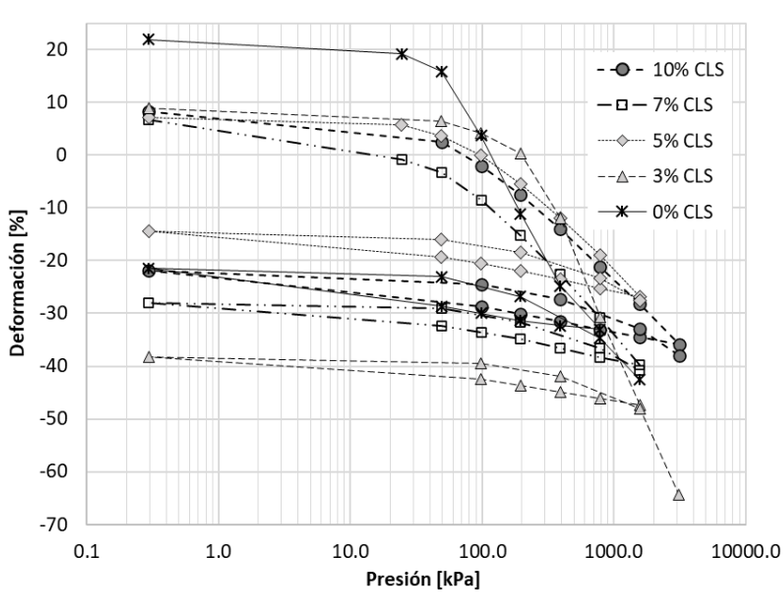


Figura 5. Compilado curvas ASTM obtenidas para cada porcentaje de CLS

4.4 *Método del edómetro*

Los valores que se muestran en la Fig. 6 corresponden a los resultados obtenidos mediante los ensayos edométricos acompañados de sus correspondientes curvas de tendencia. Puede observarse que todas ellas presentan un coeficiente de regresión alto.
Cada recta fue lograda a partir de un ensayo edométrico resultante de un escalón de expansión libre y posteriores escalones de carga, dos de las curvas completas se presentan en Fig. 7 y Fig.8. La Fig. 7 corresponde a un suelo con 0%CLS (o CRclay) y la Fig. 8 a un suelo con 10%CLS.

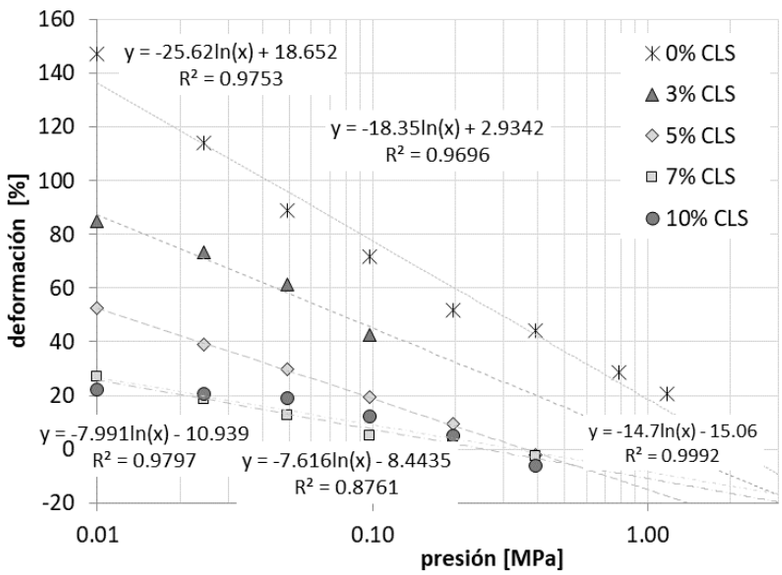


Figura 6. Obtención de la presión de hinchamiento mediante el empleo del ensayo edométrico para todos los porcentajes de CLS y CRclay

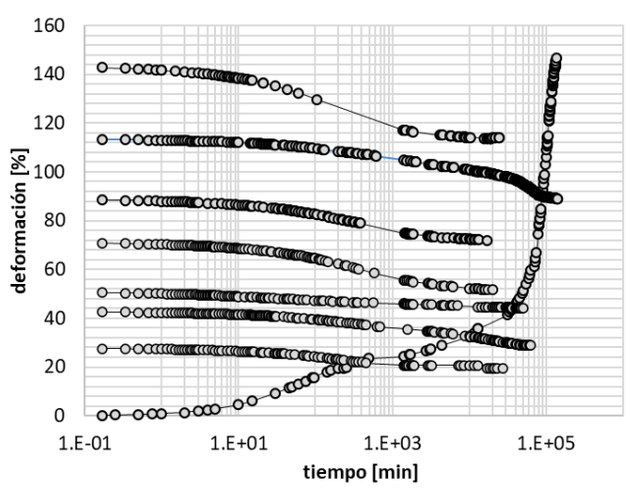


Figura 7. Datos obtenidos para el trazado de la curva edométrica de CRclay (0%CLS)

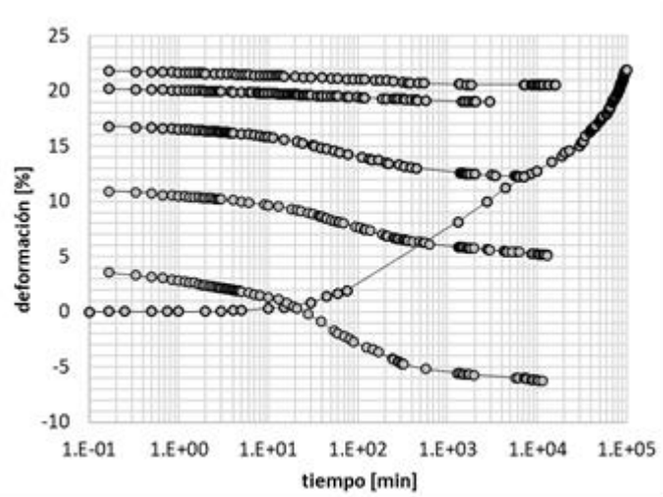


Figura 8. Datos obtenidos para el trazado de la curva edométrica de CRclay con 10%CLS

4.5 *Método de hinchamiento restringido*

La Fig. 9 muestra los resultados del método de hinchamiento restringido. Cada punto representa un ensayo edométrico realizado para un porcentaje de CLS para una determinada presión inicial aplicada. Cada punto se obtiene mediante el ensayo de una probeta.

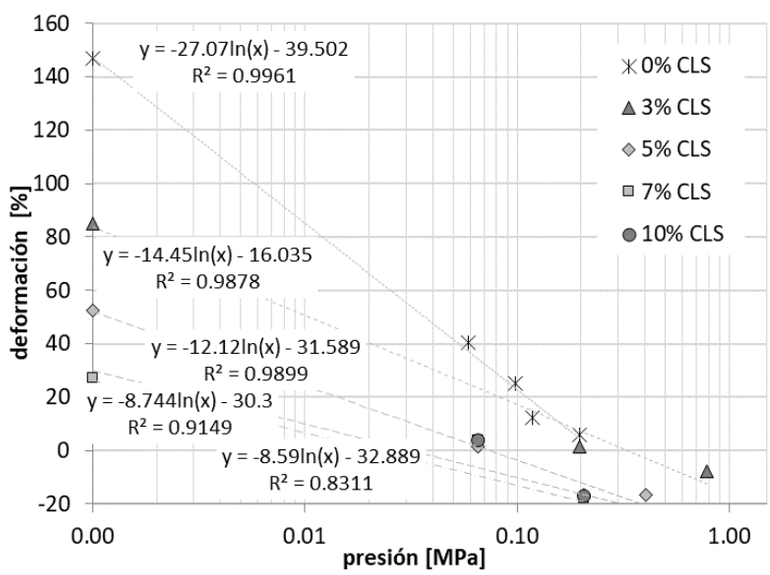


Figura 9. Datos obtenidos con el ensayo de hinchamiento restringido para distintos porcentajes de CLS

5 DISCUSIÓN

La presión de hinchamiento de un suelo expansivo es un parámetro necesario para la realización del diseño y cálculo estructural del sistema de cimentación [45][14]. Los métodos empleados en este

artículo para determinar esta presión fueron cuatro, tres considerados métodos indirectos y uno directo: Lambe, ASTM, edómetro, hinchamiento restringido. En el método de Lambe, el método directo, se emplearon dos diferentes procedimientos para medir la presión de hinchamiento: una celda de carga y un aro dinamométrico. Empleando estos dos métodos se buscaba verificar la influencia de la deformación en el aro (método empleado en los ensayos de rutina en el LISHA, laboratorio donde se realizaron los ensayos).

Cada uno de los cuatro métodos empleados posee sus ventajas y desventajas dependiendo de la alteración que se introduce en la muestra a lo largo del ensayo y la metodología empleada para obtener la presión de hinchamiento. El método que menor impacto introduce en la microestructura de la muestra es el método de Lambe [42], por lo que fue utilizado como parámetro de comparación.

En los resultados obtenidos con el aparato de Lambe (Fig.3 y Fig.4) puede observarse que el aumento del porcentaje de CLS influye positivamente en la reducción de la presión de hinchamiento. Después de las 24hs, tiempo al cual según la norma finaliza el ensayo, la presión de hinchamiento continúa aumentando en el caso de CRclay y 3%CLS. Para los restantes porcentajes de CLS (5%, 7% y 10%) realizada la lectura de la presión correspondiente a 24hs se obtendría un valor de la presión de hinchamiento muy cercana a la presión máxima de hinchamiento desarrollada y útil para los cálculos estructurales.

Realizando un gráfico de doble entrada función del logaritmo del tiempo (Fig.10 correspondiente a CRclay y Fig.11 para 10%CLS) puede estudiarse la relación entre la etapa de deformación libre y la presión de hinchamiento para el mismo tiempo transcurrido desde el inicio del ensayo. Estas etapas presentadas por Alazigha [29] corresponden a:

- expansión inicial explosiva (IS), etapa en la que los macroporos se cierran por el ingreso de agua;
- expansión primaria (PS), etapa en la cual se destruye la estructura primaria del suelo;
- expansión secundaria (SS), etapa en la que la doble capa difusa está completamente desarrollada.

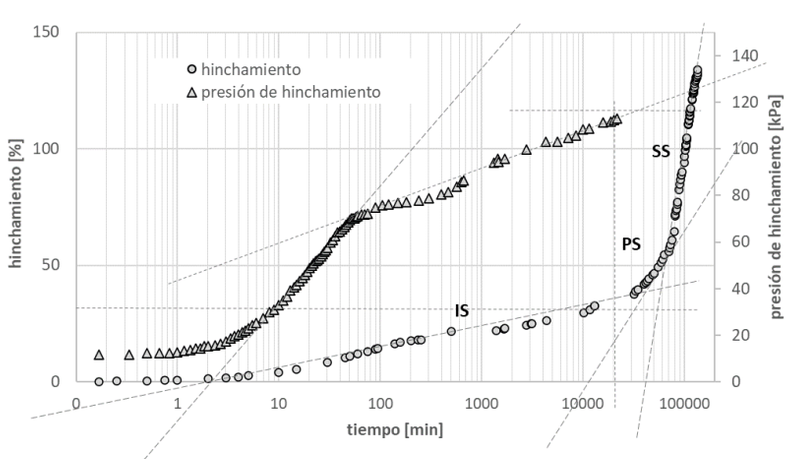


Figura 10. Presión de hinchamiento determinado en el aparato Lambe (con anillo de carga) e hinchamiento libre en función del tiempo para CRclay

Las etapas se identifican fácilmente en escala aritmética, aunque para el análisis de cada etapa el empleo de la escala semilogarítmica del tiempo permite calcular las pendientes y realizar comparaciones de forma más clara. En la Fig.10 puede observarse que la máxima presión de hinchamiento se alcanzó en la etapa IS. Lo mismo sucede con 10%CLS (Fig.11) aunque el tiempo necesario para alcanzar la máxima presión fue menor. Al igual que la expansión libre, la presión de hinchamiento se desarrolla rápidamente al inicio del proceso de saturación, en el cual los macroporos

(los cuales forman parte de la denominada interporosidad) se cierran por el ingreso del agua. Si el ensayo se desarrolla dentro de esta etapa aún no se destruye la estructura primaria del suelo. Los valores de la presión de hinchamiento obtenidas con el aro dinamométrico resultan menores a los obtenidos con la celda de carga. Tal como mencionan Kayabali & Demir [42] esto es consecuencia de la mayor deformación que se produce en el aro dinamométrico comparada con la deformación de la celda de carga.

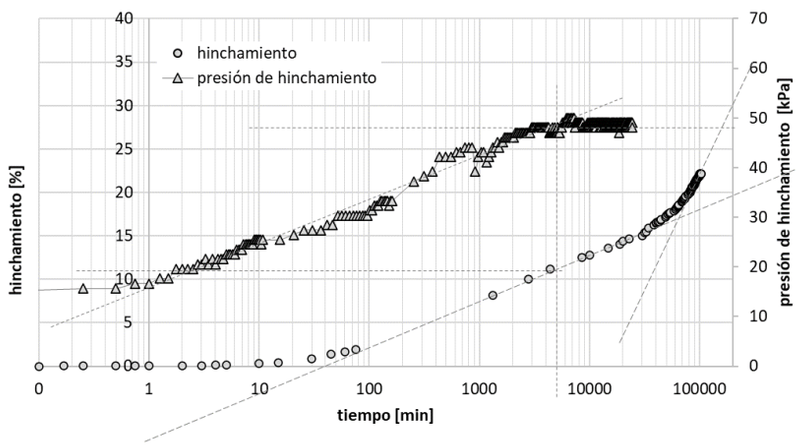


Figura 11. Presión de hinchamiento determinado en el aparato Lambe (con celda de carga) e hinchamiento libre en función del tiempo para CRclay con 10%CLS

En referencia al método ASTM para la obtención de la presión de hinchamiento (Fig.5) los valores obtenidos fueron menores a los obtenidos con Lambe: más cercanos en el caso de muestras con mayores porcentajes de CLS y mucho menores para 0% y 3%. La baja deformación que se produce luego de 24 horas podría ser malinterpretada asignando al material una mayor rigidez de la que realmente posee: la deformación es baja debido a que a las 24hs el desarrollo de la curva de deformación se encuentra cercana al 50% del desarrollo del total de la etapa IS. A pesar de la subestimación de los resultados fue posible demostrar que la adición del CLS redujo la presión de hinchamiento desarrollada en el suelo.

En cuanto al método del edómetro, los resultados obtenidos para cada porcentaje de CLS se presentan en la Fig.6. Considerando que se permite el hinchamiento libre total en el primer escalón del ensayo se desarrollan las tres etapas mencionadas por Alazigha [42]: IS, PS y SS. Al finalizar el escalón de hinchamiento libre el suelo ha perdido completamente su estructura original y la doble capa difusa se encuentra completamente desarrollada. Una vez finalizadas todas las etapas del ensayo, la presión de hinchamiento se obtiene de la intersección de la línea de tendencia con el eje del tiempo también correspondiente a la abscisa cuya deformación es nula. Cada uno de los puntos correspondientes a un ensayo completo se obtiene de un gráfico como el presentado en la Fig.7 (CRclay) o Fig.8 (10%CLS). Puede observarse en estos gráficos que los valores de deformaciones desarrollados para 10%CLS comparados con CRclay se redujeron radicalmente y que el tiempo necesario para realizar un ensayo completo es excesivamente largo. El ensayo realizado para CRclay demoró 108 días en desarrollar completamente la etapa de hinchamiento libre y 241 días en completar el ensayo (duración total del ensayo 335 días). En el caso de la muestra 10%CLS se necesitaron 72 días para completar la etapa de hinchamiento libre y 36 días adicionales para completar todo el proceso (duración total del ensayo 108 días). En la Fig.12 se muestran las deformaciones a las cuales finalizaron las fases IS e PS. En el mismo gráfico se observa que con el incremento del porcentaje de CLS se reduce la deformación desarrollada en cada fase. La influencia positiva del CLS en la reducción de la presión de hinchamiento también fue demostrada con este ensayo.

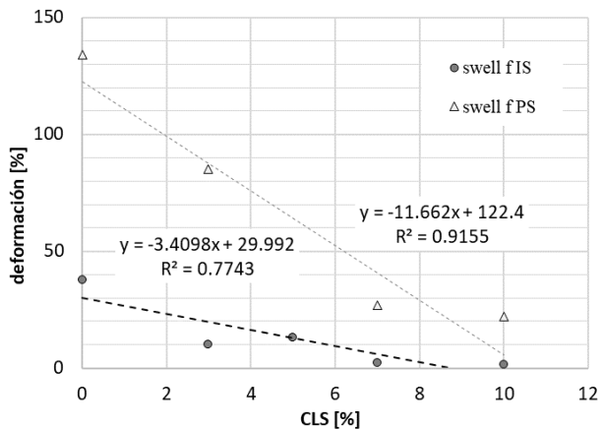


Figura 12. Deformación final alcanzada en las etapas IS y PS para todos los porcentajes de CLS

En cuanto al método de hinchamiento restringido, cuyos resultados se encuentran en la Fig.9, la etapa de deformación inicial desarrollada dependerá de la carga inicial que se aplique al inicio del ensayo. Podría ocurrir en el caso de cargas iniciales muy grandes, que la carga provoque asentamiento en lugar de expansión. El procedimiento es el mismo al empleado en el método del edómetro y corresponde al grupo de los métodos indirectos para medir la presión de hinchamiento. La duración del ensayo es menor debido a que la primera etapa se encuentra restringida por la aplicación de la carga inicial. La presión se obtiene de la intersección de la curva de tendencia con el eje de las presiones. Comparando los resultados obtenidos en el método del edómetro y el método del hinchamiento restringido debido a que se alcanzan diferentes etapas en la curva de expansión, el grado de alteración de las muestras resultará diferente. Las pendientes de las curvas obtenidas empleando ambos métodos son similares como se muestra en (Fig.13 y Fig.14). Los resultados confirman lo obtenido con los otros métodos: la presión de hinchamiento se reduce con la adición de CLS a CRclay y con el incremento del porcentaje de este aditivo.

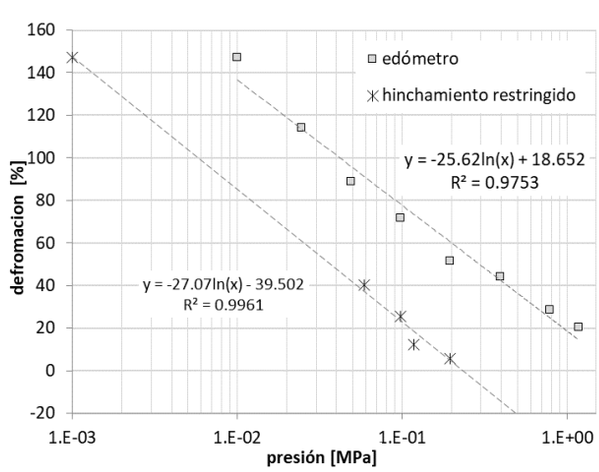


Figura 13. Comparación entre las curvas obtenidas utilizando el método de hinchamiento restringido y edómetro para 10%CLS

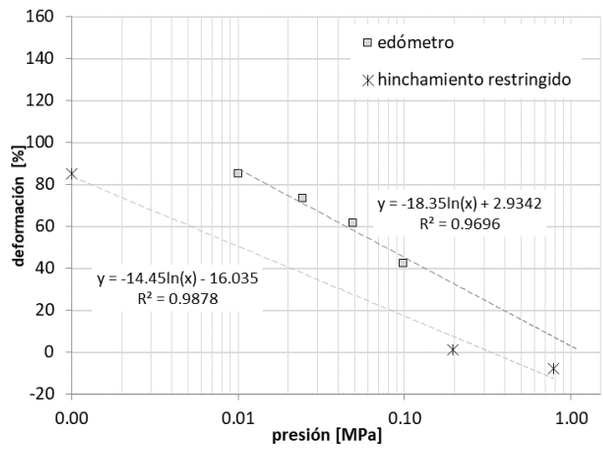


Figura 14. Comparación entre las curvas obtenidas utilizando el método de hinchamiento restringido y edómetro para 0% CLS (CRclay)

En la Fig. 15 se presentan los valores de presión de hinchamiento para cada uno de los métodos y para todos los porcentajes de CLS. En la Tabla 1 se presentan los datos obtenidos. Con todos los métodos se obtuvieron mejoras en la presión de hinchamiento confirmando que el CLS resulta ser un biopolímero efectivo reduciendo las propiedades expansivas de un suelo local, CRclay.

Tabla 1. Presiones de hinchamiento obtenidas empleando diferentes métodos directos e indirectos

Método	Presión de hinchamiento [MPa] en función del porcentaje de CLS				
	0	3	5	7	10
Edómetro	1.48	0.70	0.36	0.20	0.29
HR	0.18	0.37	0.11	0.07	0.05
Lambe (aro din.)	0.11	0.10	0.00	0.08	0.00
ASTM	0.15	0.20	0.10	0.02	0.07
Lambe (celda)	0.09	0.10	0.10	0.08	0.05

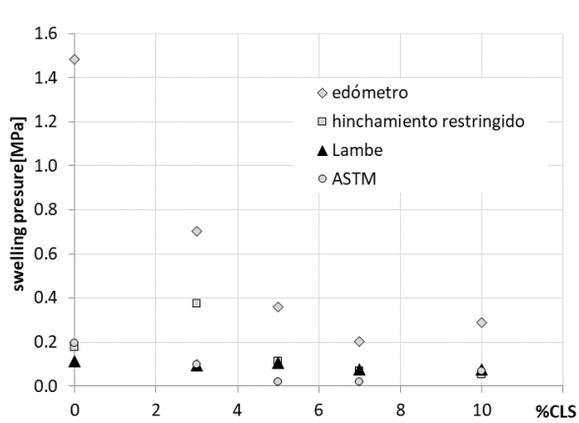


Figura 15. Datos de presión de hinchamiento para diferentes porcentajes de CLS y para cada método empleado para obtener la presión de hinchamiento

6 CONCLUSIÓN

La presencia de materiales expansivos en zonas de emplazamiento de obras civiles constituye una problemática presente en varias regiones de nuestro país. Al producirse modificaciones en su humedad, este tipo de materiales son causantes de muchas y muy variadas patologías. El uso de aditivos como estabilizantes es una de las técnicas empleadas para modificar las características expansivas de este tipo de suelos. En este proyecto el aditivo incorporado fue un biopolímero extensamente estudiado por el grupo de investigación (CLS), subproducto de la industria papelera. El suelo seleccionado (CRclay) ha generado patologías sobre viviendas unifamiliares estudiadas y publicadas también por los autores.

Los objetivos principales del presente trabajo incluían demostrar la eficacia del aditivo en reducir la presión de hinchamiento y determinar por diferentes métodos esta presión. Con este fin se realizaron ensayos sobre mezclas de suelo con diferentes porcentajes de aditivo empleando cuatro diferentes métodos directos e indirectos. Los métodos empleados en la determinación de la presión de hinchamiento fueron seleccionados por la disponibilidad de equipamiento o la posibilidad de adaptar los mismos para realizar la experiencia.

Los resultados demostraron que el CLS es efectivo reduciendo la presión de hinchamiento. A mayor porcentaje de CLS menor resultó la presión de hinchamiento desarrollada en la mezcla. Un comportamiento adverso se presentó para CRclay mezclado con 3%CLS tanto para el método de hinchamiento restringido como para Lambe. Un resultado similar se obtuvo en grupos de ensayos en que propiedades diferentes a las desarrolladas en el presente trabajo fueron estudiadas. Las publicaciones de otros autores no informan este tipo de anomalías. Es necesario continuar con la investigación para un mayor número de porcentajes de CLS en torno al 3% para completar el análisis y lograr un mejor entendimiento de las causas. Analizada la microestructura por medio de ensayos SEM no se encontraron diferencias substanciales entre las muestras de CRclay y las muestras con 3%CLS [32] que pudiesen justificar estas discrepancias.

En referencia a los métodos empleados para obtener la presión de hinchamiento, el método de volumen constante es el método con el que se obtienen los resultados más confiables. En este caso fue realizado por medio del aparato de Lambe. El procedimiento de volumen constante es un método directo en que la estructura del suelo se ve menos afectada durante el desarrollo del ensayo. Se emplearon dos sistemas de medición de la presión de hinchamiento y los resultados obtenidos fueron cercanos entre sí. Mediante el empleo del aro dinamométrico se obtuvieron valores menores a los obtenidos con la celda de carga debido a que el aro permite mayores deformaciones que las que se requieren para las lecturas en la celda de carga. Los métodos directos permiten obtener valores confiables, son de rápida ejecución y en suelos aditivados con CLS los resultados obtenidos al cabo de 24h de ensayo resultan ser muy cercanos a la presión máxima obtenida en caso de que el ensayo se prolongue hasta alcanzar la estabilización de las lecturas.

El método ASTM, uno de los métodos indirectos empleados, da como resultado presiones subestimadas. Este método sobreestima la rigidez de las mezclas de CRclay y CLS al restringir cada uno de los escalones del ensayo a una duración de 24 horas. Esto puede deducirse comparando el cambio en las pendientes en las curvas de consolidación obtenidas por el método del edómetro y el método ASTM. Se considera que en otros materiales expansivos más permeables podrían obtenerse resultados más reales debido a la posible reducción del tiempo necesario para desarrollar cada una de las etapas de deformación.

El método de hinchamiento restringido, el segundo de los métodos indirectos empleados permite obtener valores levemente sobreestimados comparados con los obtenidos con Lambe. Cuanto menor sea la carga aplicada al inicio del ensayo mayor será la destrucción de la microestructura que sufrirá el suelo. Cuanto más cercana a la presión de hinchamiento sea la presión inicial aplicada, menor resultará la alteración de la microestructura. En este ensayo la experiencia y la información previa relacionada con el suelo a ensayar colaboran en la obtención de valores de presión de hinchamiento más cercanos al real. La principal desventaja de este ensayo es la necesidad de emplear más de una probeta y la disponibilidad de equipamiento para realizar el ensayo de las mismas.

El último método indirecto empleado fue el método del edómetro. Es un método que sobreestima fuertemente la presión de hinchamiento debido a que la estructura del suelo original se destruye totalmente hacia el final del primer escalón correspondiente al hinchamiento libre. Esta afirmación gravita en que el proceso de hinchamiento libre completo permite desarrollar no solo la etapa de hinchamiento inicial e hinchamiento primario sino también la etapa de expansión secundaria. En esta etapa de expansión secundaria la doble capa difusa se desarrolla en su totalidad.

En resumen, a pesar de que los diferentes métodos empleados permitieron determinar la presión de hinchamiento de un suelo expansivo, cada uno de estos métodos posee características diferentes ya sea por medir directa o indirectamente la presión, sino también por el grado de alteración que sufre el suelo durante el ensayo. Entender el proceso desde el punto de vista del suelo permite interpretar los resultados obtenidos empleando cada uno de los métodos y entender en qué medida representan al proceso que se busca reproducir.

En la búsqueda de validar los resultados obtenidos con la adición del CLS a suelos expansivos es recomendable que estas mismas series de ensayos sean repetidas sobre muestras de diferentes edades. De esta forma se podría evaluar la estabilidad de las mezclas en el tiempo. Para la realización de estos nuevos ensayos las probetas a emplear deberían ser moldeadas, almacenadas y ensayadas a diferentes edades para los diferentes porcentajes de CLS empleados.

La realización de ensayos SEM sobre muestras tomadas en diferentes etapas de cada ensayo permitiría analizar los cambios en las microestructuras, completaría el proceso y reforzaría las conclusiones obtenidas. Para ello, las muestras deberían ser inmediatamente liofilizadas mediante el método de freeze-drying para “congelar” o “capturar” la microestructura hasta el momento de estudiarla.

7 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al “Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET)”, a la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (UNPSJB) por el financiamiento económico del proyecto UNPSJBSYT PI1364, PI1364 CDFI231 CRD1365 674 FI004/17); “Secretaría De Políticas Universitarias” (MEYD-SPU) (Project “AGREGANDO 30 675 VALOR 2017 – Fundaciones Sustentables” Resol-2017-5157-APN-SECPU#ME, PROJECT 676 “Empleo De Lignina Como Estabilizante En Suelos Expansivos”; PIP2011 848 AND PUE N° 677 22920160100007 (CONICET). A los directores y personal del LISHA (Laboratorio de Investigación de Suelos, Hormigones y Asfaltos de la UNPSJB) donde se realizaron todos los ensayos.

8 REFERENCIAS

[1] Skempton, A. W. (1953) Reprinted from Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech., Zurich, 1953, 1, 57-61 *The Colloidal "Activity" of Clays L'Activite colloi'dale des argiles* by A.W.SKEMPTON, D.SC, A.M.I.C.E., F.G.S., University Reader in Soil Mechanics and Assistant Professor at Imperial College, University of London, England.

[2] Vaught, R., Brye, K. R., & Miller, D. M. (2006). Relationships among Coefficient of Linear Extensibility and Clay Fractions in Expansive, Stoney Soils. Soil Science Society of America Journal, 70(6), 1983. doi:10.2136/sssaj2006.0054

[3] ASTM D427-04. Test Method for Shrinkage Factors Of Soils By The Mercury Method

[4] Atterberg (1911). Die Plastizität der Tone Internationale Mitteilungen fuer Bodenkunde, pp. 10-43. Atterberg, A. (1911). On the investigation of the physical properties of soil and on the plasticity of clays. Int. Mitt. für Bodenkunde, 1, 10–43.

[5] IRAM 10501:2007 (2007) Geotecnia Determinación del límite líquido (LL) y del límite plástico (LP) de una muestra de suelo. Índice de fluidez (IF) e índice de plasticidad (IP) Determination of the liquid limit (LL) and the plastic limit (LP) of a soil sample. Fluency index (IF) and Plasticity index (IP)

[6] Santamarina, J. C., Klein, K. A., Wang, Y. H., & Prencke, E. (2002). Specific surface: determination and relevance. Canadian Geotechnical Journal, 39(1), 233–241. doi:10.1139/t01-077

[7] Sridharan, A. & Prakash, K. (2000). Classification procedures for expansive soils. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 143(4), 235-240. Doi: 10.1007/s41403-016-0001-9. https://www.researchgate.net/publication/344218452_Swelling_Stress_and_Suction_Correlation_of_Compacted_Heaving_Soils

[8] Manzanal D., Orlandi S., Miranda, E., Robinson, M. Barría J. C. (2019). Swell characterization of expansive clays from Comodoro Rivadavia city. XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges N. P. López Acosta et al. (Eds.). IOS Press Publisher. 17-20 November 2019. Cancún, México. doi:10.3233/STAL190107.

[9] Trevisan Silvano Jorge. (1963). Laboratorio de ensayo de materiales e investigaciones tecnológicas de la provinica de Buenos Aires: serie 2. El tratamiento de la cimentación de pequeñas viviendas sobre arcillas firmes expansivas, Números 93-107. Editor Provincia de Bs. As., Ministerio de Obras Públicas.

[10] Casagrande, A. (1932) Research on the Atterberg Limits of Soil. Public Roads, 13, 121-136.

[11] Casagrande, A. (1932). The structure of clay and its importance in foundation engineering, contributions to soil mechanics. Boston Soc. Civil Engineers Jour., April, 72–112.

[12] Holtz W., Gibbs H. (1956) Engineering Properties of Expansive Clays Journal Article. Transactions of the American Society of Civil Engineers. 641-663. V 121. N 1R doi: 10.1061/TACEAT.0007325. https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/TACEAT.0007325.

[13] Seed, H.B., R.J. Woodward, and R. Lundgren (1962) “Prediction of swelling potential of compacted clays.” Journal of SMFE Div., ASCE, June, pp 53-87

[14] Mitchell J. K., Kenichi Soga (1976) Fundamentals of Soil Behavior. 3rd Edition, John Wiley & Sons, Inc. Eggestad.

[15] Chaston, F.N. (1952) Soil-cement Progress in Australia. The Indian Concrete Journal 26 (12) (December 1952) 354–356.

[16] Fitzmaurice Robert, F. (1958). Manual on Stabilized Soil Construction for Housing. (U.N. Technical Assistance Programme, New York). United Nations, 124 pp Gidig

[17] Mitchell, J. K. and Hooper D. R., (1961). Influence of Time between Mixing and Compaction on Properties of Lime Stabilized Expensive Clay. Highway Research Board, Washington D.C., Bulletin No. 304 pp. 14-31.

[18] Lambe, T.W. (1962) Soil Stabilization, Chapter-4, ‘Foundation Engineering’, Edited by Leonards (Mc. Graw Hill Book Co. Inc.) 351–437.

[19] Pooria Ghadir, Nader Hataf, Navid Ranjbar, (2018) Investigation of soil stabilization using chitosan biopolymer, Journal of Cleaner Production, Volume 170, Pages 1493-1500, ISSN 0959-6526, https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.09.256.

[20] Camacho-Tauta J., Reyes-Ortiz O. J., Mayorga- Antolínez C. (2008) Curado natural y acelerado de una arcilla estabilizada con aceite sulfonato. https://www.researchgate.net/publication/262446747_Curado_natural_y_acelerado_de_una_arcilla_estabilizada_con_aceite_sulfonado Ingeniería y desarrollo. Número 24Julio-diciembre, 2008ISSN: 0122-3461

[21] Lekha, B. M., Sarang, G., & Shankar, A. U. R. (2015). Effect of Electrolyte Lignin and Fly Ash in Stabilizing Black Cotton Soil. Transportation Infrastructure Geotechnology, 2(2), 87–101. doi:10.1007/s40515-015-0020-0

[22] Jayasree, P. K., Balan, K., Peter, L., & Nisha, K. K. (2015). Volume Change Behavior of Expansive Soil Stabilized with Coir Waste. Journal of Materials in Civil Engineering, 27(6), 04014195. doi:10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001153.

[23] Prabakar, J., & Sridhar, R. . (2002). Effect of random inclusion of sisal fibre on strength behaviour of soil. Construction and Building Materials, 16(2), 123–131. doi:10.1016/s0950-0618(02)00008-9

[24] Huang, G., & Wang, P. (2017). Effects of preparation conditions on properties of rigid polyurethane foam composites based on liquefied bagasse and jute fibre. Polymer Testing, 60, 266–273. doi:10.1016/j.polymertesting.2017.04.006

[25] Krishna Rao SV, Nasr AMA (2012) Laboratory study on the relative performance of silty-sand soils reinforced with linen fiber. Geotech Geol Eng 30:63–74

[26] Bouhicha, M., Aouissi, F., & Kenai, S. (2005). Performance of composite soil reinforced with barley straw. Cement and Concrete Composites, 27(5), 617–621. doi:10.1016/j.cemconcomp.2004.09.013

[27] Orlandi S., Manzanal D. (2018). Análisis de límites de Atterberg en distintas mezclas suelo expansivo - aditivo con el objeto de identificar posibles estabilizantes. CAMSIG XXIV. Salta.

[28] Canakci, H., Aziz, A., & Celik, F. (2015). Soil stabilization of clay with lignin, rice husk powder and ash. Geomechanics and Engineering, 8(1), 67–79. doi:10.12989/gae.2015.8.1.067

[29] Alazigha DP, Indraratna B, Vinod JS, Ezeajugh LE, (2016) The swelling behaviour of lignosulfonate-treated expansive soil. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement 169(3), 182-193. https://doi.org/10.1680/jgrim.15.00002

[30] Alazigha DP, Indraratna B, Vinod JS and Heitor A (2018a) Mechanisms of stabilization of expansive soil with lignosulfonate admixture. Transp. Geotech. 14, 81-92. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2017.11.001

[31] Alazigha D. P., Vinod J.S., Indraratna B. and Heitor A. (2018b) Potential use of lignosulfonate for expansive soil stabilization. Environmental Geotech. 6(7), 480-488.4.

[32] Orlandi S., Laskowski C., Juan Cruz Barría J. C., Fernández M., Manzanal, DS. (2022) Effects of lignin in hydro-mechanical behavior of an expansive clay. Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sydney 2022 (under revision).

[33] Manzanal, D., Orlandi, S., Fernandez, M., Pique, T., Laskowski, C. (2021) Soil-water retention of highly expansive clay stabilized with a bio- polymer. May 2021. Conference: UNSAT2021At: Brazil. San Pablo. DOI: 10.1051/matecconf/202133701006. Project: Fundaciones sustentables.

[34] Ijaz N. & Dai F. 2020. Paper and wood industry waste as a sustainable solution for environmental vulnerabilities of expansive soil: A novel approach. Journal of Environmental Management, 262 (January), 110285. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2020.110285

[35] Fernandez M. T., Orlandi S., Codevilla M., Piqué T., Manzanal D. (2020) Performance of calcium lignosulfonate as a stabilizer of highly expansive clay. Transportation Geotechnics, doi: https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100469

[36] Orlandi S., Manzanal D. (2019). Caracterización mineralógica y geomecánica de tres suelos locales potencialmente activos. En: Resúmenes VII Jornadas de las Ciencias de la Tierra “Dr. Eduardo Musacchio” (Eds. De Sosa Tomas, A. y Casal, G.), 2019. p. 34, Comodoro Rivadavia, Argentina.

[37] Manzanal D., Orlandi S., Miranda, E., Robinson, M. Barría J. C. (2019). Swell characterization of expansive clays from Comodoro Rivadavia city. XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges N. P. López Acosta et al. (Eds.). IOS Press Publisher. 17-20 November 2019. Cancún, México. doi:10.3233/STAL190107.

[38] Orlandi S., Taverna M. E., Villada, Y. A., Piqué, T., Laskowski C., Nicolau V., Estenoz D., Manzanal D. (2021). Additives based on vegetable biomass to improve the stabilization of expansive clay soil. Journal of Environmental Geotechnics.

[39] Crawford, R.L. (1981), Lignin Bio Degradation and Transformation, John Wiley and Sons, NewYork, NY, USA, 154 p.

[40] Wilson, S. (1970). Suggested Method of Test for Moisture-Density Relations of Soils Using Harvard Compaction Apparatus. in Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes: Fifth Edition, (West Conshohocken, PA: ASTM International), 101-103. https://doi.org/10.1520/STP38484S
[41] VN-E5-93. Compactación de suelos
[42] Kayabali, K., & Demir, S. (2011). Measurement of swelling pressure: direct method versus indirect methods. Canadian Geotechnical Journal, 48(3), 354–364. doi:10.1139/t10-074
[43] IRAM 10604/1987. Mecánica de rocas. Método de determinación de la presión de hinchamiento a volumen constante.
[44] ASTM D4546-08 (2008), Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Cohesive Soils.
[45] Chen HH (1975) Foundations on Expansive Soils – Elsevier. ISBN: 9780444413932

Control y auscultación de rellenos estructurales. Aplicación a un terraplén de 25 metros de altura

Luis Tissera Bracamonte[1]
Dr. Ing. de Caminos Canales y Puertos- Mac Ingeo S.L., Ingeniería del Terreno y Construcción
(1) email: ltissera@macingeo.es

Rubén A. Galindo-Aires[1]
Dr. Ing. de Caminos C. y P.- Esc. Téc. Superior Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (UPM)
Profesor Titular de Ingeniería del Terreno y Construcción

RESUMEN: Los rellenos estructurales para obras de edificación requieren unas condiciones muy estrictas de diseño. En particular, para alturas del terraplén superiores a 3 m es necesario realizar un detallado seguimiento y control de puesta de obra y de calidad de materiales.

Se describe la metodología de control y puesta en obra de un relleno estructural singular de 25 m de altura máxima, que sirvió como plataforma para la fabricación y almacenamiento de dovelas prefabricadas de un túnel de AVE del tramo Vilariño-Orense (Galicia). Sobre la plataforma de coronación del terraplén, se construyó una nave industrial con puente grúa, cimentado por zapatas aisladas y arriostradas en una dirección.

Para la construcción del relleno se aprovechó material no convencional tipo pedraplén, proveniente del aprovechamiento de la excavación obra lineal, tipo roca fragmentada con voladura en entronques y tuneladora en profundidad, realizándose el control de la compactación para núcleo de terraplén clasificado como "todo-uno" (PG3,2004), mediante el ensayo de huella. Por su parte, para el control funcional de la estructura, se ha aplicado un método observacional, de predicción y control de asientos de pilares de zapatas, con el método de topografía de precisión que permite determinar cómo parámetro característico el Módulo de deformación vertical de la zapata de cimentación bajo cargas E_{vc}, y a escala natural.

A su vez se obtiene la clasificación del comportamiento estructural que se genera en la unidad del conjunto subsuelo de apoyo-zapata soporte de la estructura resistente tipo metálico en este caso; y con la clasificación de rigidez tipo: medio, semirrígido y rígido.

Palabras clave: relleno estructural, edificación, auscultación, control, ensayo de huella

1 INTRODUCCIÓN

La nave industrial construida sobre la coronación del relleno estructural, tiene una altura máxima $h_{máx}$=25m (Figs 1-2-3), para un puente grúa de servicio de fabricación de dovelas prefabricadas, sensible al asiento diferencial. El relleno que recubre la vaguada transformada como vertedero y relleno estructural de la nave a construir, está compuesto de un material tipo pedraplén, y forma parte de un aprovechamiento de material de vertedero, en una obra lineal de túnel, para uso de plataforma auxiliar de fabricación y almacenamiento de dovelas, para la construcción de 2 túneles gemelos de 6,5 km "Vilariño-Campobecerros". Obra en fase de construcción para la red de FFCC "AVE", tramo de Orense (Galicia), Fig. 7.

El proyecto de un relleno estructural, es una solución de mejora del terreno, que requiere de un conocimiento de la aptitud de materiales de uso, control de calidad en su puesta en obra, y un buen diseño de captación y evacuación de agua, que contemple un sistema de drenajes superficiales y profundos, para proteger las condiciones de estabilidad y sostenibilidad de la obra.

La auscultación geotécnica ([3] Ventura Escario, 1992), es la herramienta que nos permite no solo medir el asiento real S_R bajo cargas, para contrastar con el asiento teórico de proyecto S_T, sino también para determinar en cada cimiento sujeto a medición, el módulo de deformación a escala natural "E_{vc}".

El módulo E_{vc} se trata de un parámetro característico del comportamiento de zapatas-terreno de apoyo, como parte del control de calidad de la nave industrial construida.

En el cap. 2.- se describe el tipo de vertedero construido, control de calidad, y resultados de la auscultación topográfica de precisión aplicada para la nave sobre relleno estructural, distribuidos en la base de arranque, de una serie de pilares metálicos.

Por prescripción de proyecto, se establece como deformación admisible del cimiento, $S_{adm} \leq$ 1,5-2,0 cm.

En el cap. 3.- se describe el tipo de auscultación geotécnica y resultados obtenidos, mediante topografía de precisión, con puntos fijos sobre los pilares metálicos.

2 Control y auscultación del Vertedero singular, para Plataforma auxiliar de obra

El proyecto del relleno estructural singular, por emplazamiento, altura y tipo de material de uso Fig.2; se construyo con material del vertedero de desmonte de trinchera de acceso a túnel por Boca "2". El relleno estructural que recubre una "vaguada" seleccionada estratégicamente como vertedero, sirve de emplazamiento para plataforma auxiliar de nave industrial de obra, tiene una superficie en la coronación de vertedero compactado, de L ~200 m * B ~100m de ancho; y la altura de talud $H_{máx}$ = 25m, bajo la cota de rasante de tierras compactada.

2.1 *Las características del relleno y explanación:*

2.1.1 *Ensayos de control en tongadas compactadas*

a) Las calicatas excavada con retroexcavadora, para la observación visual, apreciaron un material, tipo y/o Todo uno, con un contenido de finos disgregados al compactar $\leq$ 20-30%. La orientación de los gruesos-bloques de esquistos pizarrosos, es plana y horizontal.

b) Ensayo de placa con carga ECP ([1] Norma UNE UNE 7391), en todos los casos E_{v2} >100.000 K Pa, resultado muy satisfactorio (Fig. 8).

c) Un ensayo de corte directo en el borde del talud-berma construido, mediante ensayos de placa con carga ECP, que dio ángulo de rozamiento interno "ϕ"= 38º en estado de rotura, superior al mínimo establecido en Pliego, ϕ= 30º (Fig. 9).

d) Los ensayos de la huella ([2] Norma NLT 256/99), para la 2º pasada con asientos medios Δh_m = 2-4 mm., son "admisibles" para un material tipo pedraplén o material "todo uno" con tongadas espesores

e= 0,70-0,80m, y compactación adecuada (Figs. 10 y 11). Se establece una correlación entre los resultados de ECP (b), y de huella (d); con el módulo de deformación $E_{v2} \simeq$ 120.000 K Pa; asociado a una medición de huella medio incremental (2º pasada) $\Delta h_{2m} \simeq$ 3 mm. Metodología operativa de control, y resultados "muy satisfactorios" aplicando la correspondiente correlación, para la puesta en obra de las gruesas tongadas, con resultados de compacidad inmediatos.

2.2 *Plan de Auscultación y control Relleno estructural*

El control de calidad aplicado para puesta en obra del relleno, permite deducir los parámetros Geotécnicos del módulo de deformación con placa de carga E_{v2}, o de forma indirecta con el ensayo de huella, para así estimar los máximos asientos teórico S_T, del relleno estructural bajo carga de proyecto, con zapatas aisladas arriostradas en una dirección, aplicando por ej. formulaciones elásticas con módulo de deformación teórica en fase de construcción, para luego al finalizar la auscultación en función de la carga conocida de zapata y de su geométrica de apoyo, deducir el módulo de deformación a escala natural.

El Plan de Auscultación, define el comportamiento estructural en una serie de puntos fijos, de pilares metálicos distribuidos en el pie de planta superficial.

La estructura resistente de la nave, es muy sensibles al asiento diferencial; por el uso del puente grúa y viga carril. También se ausculta exteriormente, un muro de hormigón, para acopio de áridos de fabricación de las dovelas de túnel.

Se han contrastado los resultados de asientos teóricos S_T de las zapatas auscultadas, con el asiento real S_R medido y estabilizado.

Con la auscultación del muro exterior, se controla la estabilidad el talud construido con h=25m, con 2 bancadas de relleno, la 1º en su base con muro de escollera, y la 2º supra adyacente con pedraplén-todo uno (Fig.6)

Los registros periódicos, han indicado deformaciones finales (tabla 1), dentro del umbral de valores admisibles, de valores de asiento de pilares-zapatas con asiento $S < S_{ad}$ (1,5 cm adoptado como umbral referente).

Se incluye en la fig. 4, el plano de situación de puntos de pilares y muro de auscultación, próximo al talud franja de potencial deslizamiento. Los resultados de la auscultación estructural con registros periódicos (Fig. 5), y en la tabla 1, el resumen de resultados de asientos, que son la base de nuestras conclusiones.

Los trabajos de control de puesta en obra, fueron: ensayos de huella, ensayos de carga con placa, y de deformación en las zapatas medidas. Se ilustra con fotografías (Figs 1, 2, y 3) las condiciones de la plataforma de relleno estructural, con la nave industrial de servicios auxiliares, de la obra lineal de FFCC en construcción durante 2013/14, y con túneles aún en fase de obra, han dado resultados satisfactorios, y verificado el parámetro de diseño de la zapatas aisladas arriostradas, una tensión admisible σ_{ad} = 200 K Pa, en este caso considerado como valor tope de presión de contacto, para rellenos estructurales en general.

La especificación de auscultación, de la estructura resistente de la nave industrial, compuesta de: puente grúa y viga carril, es sensible al asiento diferencial "ΔH" entre pilares metálicos, y con umbral de distorsión $\alpha < (1/500)$; condiciones también verificadas.

En la tabla 1 adjunta, se agrupan las zapatas por sus dimensiones aproximadas, con resultados obtenidos.

Figura 1: Vista de la Plataforma auxiliar de relleno tratado, y desmonte acceso a túnel.

Figura 2: Vista del pie con muro de escollera y Plataforma auxiliar con h= 25m

Figura 3: Planta para fabricación de dovelas prefabricadasde Hormigón para túnel

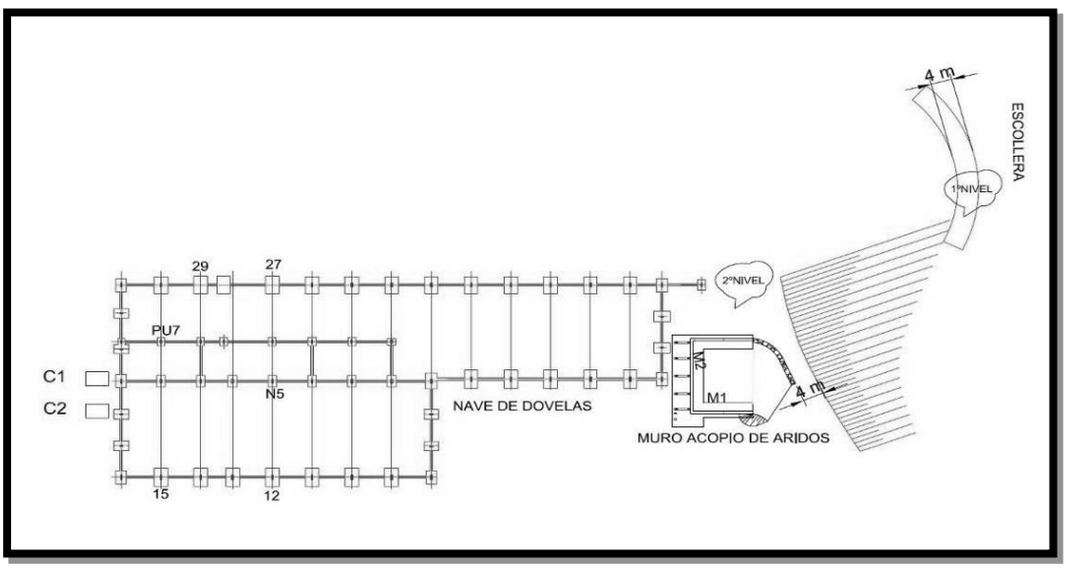


Figura 4: Situación de puntos fijos de pilares auscultados, y calicatas de inspección cimientos C1 y C2

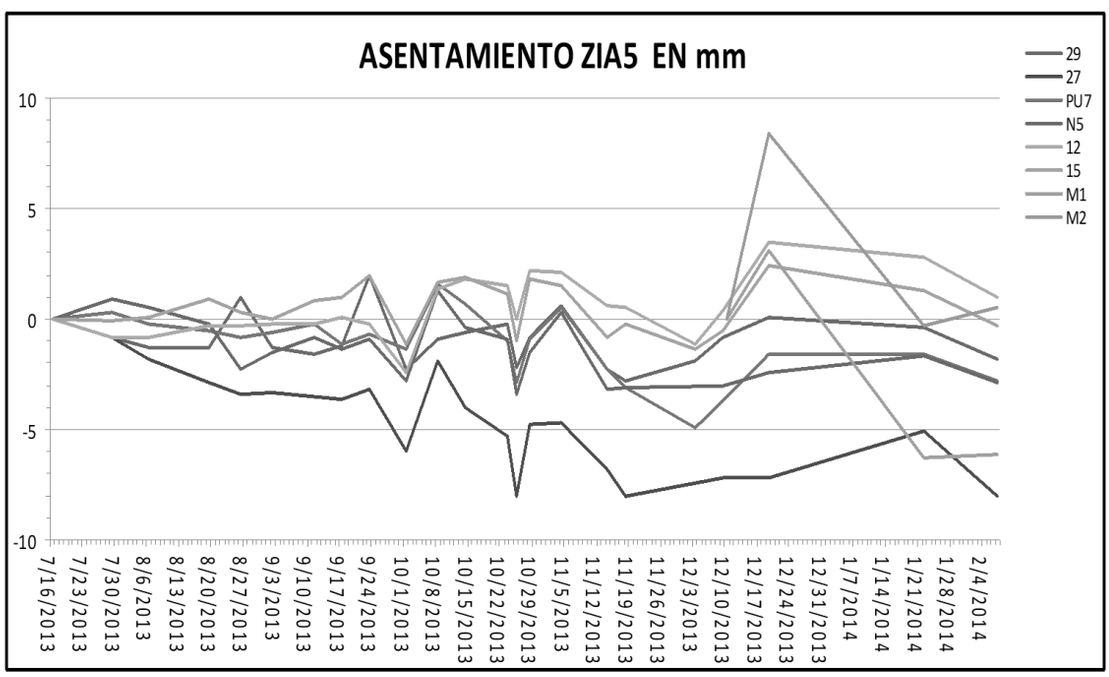


Tabla 1: Auscultación de pilares-zapatas sobre relleno estructural, y clasificación módulos de cimentación E_c

Pilas nº Zapata aislada: dimesnsión: ancho-larga-canto (m)	Asiento del cimiento S_R (cm)	Módulo de deformación a escala natural "E_c" (K Pa)	Tipo de comportamiento del cimiento-terreno de apoyo "rigidez" (K Pa)	Contraste del asiento "S_R", respecto al umbral admisible S_{ad} = 1,5cm
12-15-29 (2,60-3,90-0,80m)	< -0,20	130.000-330.000	E_c > 100.000: rígido	$S_R < S_{ad}$ (verifica)
PU7 (1,40-1,80-0,70m)	-0,30	50.300	50.000< E_c < 100.000: semirígido	$S_R < S_{ad}$ (verifica)
27-N5 (2,50-3,60-0,80m)	-0,20 a -0,70	37.200 – 45.000	E_c < 50.000: medio	$S_R < S_{ad}$ (verifica)

Nota: las zapatas aisladas fueron diseñadas para una tensión admisible σ_{ad} = 200 K Pa. Los módulos de deformación a escala natural, son el resultado combinado de carga de pilar, tipo de zapata y asiento medido

Tabla 2: Módulo de deformación a escala del cimiento y clasificación

Tipo de cimentación directa: zapata (1)-losa(2) Dimensión y canto: B-L-h (m)	Módulo de deformación a escala natural "E_c" (K Pa)	Tipo de comportamiento del cimiento-terreno de apoyo "rigidez" E_c (K Pa)	Contraste del asiento "S_R", respecto al umbral asiento admisible S_{ad} (cm)
(1) Zapata tipo: 2,60-3,90-0,80m	130.000-330.000 (Nave Ind.)	E_c > 100.000: rígido	$S_R < S_{ad}$ (1,5cm para nave) "verifica"
(1) Zapata tipo: 1,40-1,80-0,70m	50.300 (Nave Ind.)	50.000< E_c < 100.000: semirígido	$S_R < S_{ad}$ (1,5cm para nave) "verifica"
(1) Zapata tipo: 2,50-3,60-0,80m	37.200 – 45.000 (Nave Ind.)	E_c < 500: medio	$S_R < S_{ad}$ (1,5cm para nave) "verifica"

Figura 6: Material extendido y compactado por tongadas, tiene una granulometría intermedia :pedraplén-terraplén→ "todo uno"

Figura 7: Cabeza de Tuneladora, trinchera desmonte boca 2

Figura 8: ECP D 600, control explanada punto medio o berma.

Figura 9: EPC en borde de Talud y Ensayo corte directo

Figura 10: Camión cargado con tierra en Ensayo de Huella

Figura 11: Ensayo de Huella, zona de Berma.

3. CONCLUSIONES

Se ha presentado un caso de obra singular de relleno estructural, por lo atípico del emplazamiento recubriendo una vaguada profunda, para construir sobre la coronación de altura h=25m, con relleno tratado para una nave industrial con puente grúa y viga carril, prevista para la fabricación del parque de dovelas, de dos túneles gemelos de 6,5Km, que estaba en fase de construcción.

El emplazamiento de vaguada seleccionado, tiene uso de vertedero del desmonte de trinchera de acceso al de la Línea de Infraestructura FFCC AVE, material obtenido del acceso a la boca nº2 de los túneles proyectados (Figs1, 2, 3 y 7).

Se proyecto y controlo la eficacia de la compacidad de la puesta en obra del relleno en tongadas con espesor decimétricos de hasta 0,70-0,80m; como así se doto de un buen sistema de drenaje superficial y profundo de la vaguada, con los siguientes resultados que cumplen el objetivo de no sobrepasar, los umbrales de deformación de especificaciones técnicas, y como tal sin incidencias desfavorables para la estructura resistente de nave industrial construida una obra de infraestructura de FFCC AVE de en concreto :

*La auscultación de la estructura resistente de pilares (Figs 4-5), con la nave industrial en servicio, ha verificado la deformación milimétrica S_R (0,2 a 0,7cm) << S_{ad} (1,5cm), bajo la carga del conjunto cimiento-subsuelo de apoyo; fue dentro de los rangos admisibles de proyecto, y la distorsión angular $\alpha < 1/500$

*Con la medición de asiento de zapata estabilizada para carga máxima de proyecto, se determina un

parámetro asociado al comportamiento estructural, como lo es el Módulo de deformación de la cimentación "E_c".

*La auscultación geotécnica realizada, propone una clasificación del Módulo de deformación a escala natural "E_c" en tabla 2, aplicada a distintas zapatas sobre la plataforma del relleno estructural estudiada. Dicha clasificación, es válida para caracterizar, y comparar el comportamiento relativo de las zapatas construidas, desde el punto de vista de la rigidez, planos F-4 y F-5; Tablas 1 y 2.

*Para la puesta en obra, se obtuvo para el control del escollerado-pedraplén, transformado en todo uno al compactar (Fig.6), una correlación entre asiento de 2º pasada de ensayo de huella Δh_2 = 3mm, con el módulo del 2º ciclo EPC de E_{v2} = 120.000 KPa (Figs 8, 9, 10 y11).
Destacamos que aplicando una buena operatividad en control, se puede generar una correlación aproximada entre ensayo de huella Δh_2 y el módulo E_{v2} de EPC. En dichas condiciones el control de puesta en obra podrá proporcionar resultados inmediatos de compacidad, y favorecer la buena marcha de la obra.

A modo de síntesis, se considera que las obras de rellenos estructurales singulares, son viables cuando disponen de un proyecto con especificaciones de control geotécnico, con sistemas de drenajes superficiales y profundos adecuados, que protegen el suelo de la matriz de la masa de relleno, de la erosión interna de la infiltración de aguas; y por otra parte la auscultación estructural; para verificar que el asiento medido S_R de zapata individual, y la distorsión angular entre pilares, sea compatible con las prescripciones técnicas de proyecto y Norma constructiva.

REFERENCIAS

[1] Ensayos de Placa con Carga. Norma UNE 7391
[2] Ensayo de la Huella. Norma NLT 256/99
[3] Ventura Escario - Lab. Geotecnia Cedex "*El Módulo de deformación del tosco de Madrid, según ensayos a escala natural y presiométricos.*" - Boletín de la Soc. Esp. de Mec. del Suelo y Cimentaciones, nº 105/Ene-Feb.-Mar , (1992)

AGRADECIMIENTOS

Al equipo de compañeros de la oficina Técnica UTE Vilariño-Campobecerro, por la confianza y apoyo recibido, para desarrollar el control de auscultación del terreno, en la Plataforma Auxiliar de obra, y otros tantos servicios de asesoria geotécnica y cimentación, para el proyecto constructivo de la Infraestructura de FFCC AVE.

Control del contenido de cemento de inyecciones en suelo

Luis Tissera Bracamonte[1]
Dr. Ing. de Caminos Canales y Puertos- Mac Ingeo S.L., Ingeniería del Terreno y Construcción
(1) email: ltissera@macingeo.es

Novaro Aronés Barbarán
Ing. Civil - Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Rubén A. Galindo-Aires[1]
Dr. Ing. de Caminos C. y P.- Esc. Téc. Superior Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (UPM)
Profesor Titular de Ingeniería del Terreno y Construcción

RESUMEN: Con el objetivo de mejorar las propiedades físicas y geotécnicas de los suelos, para ejecutar diversas obras se utilizan, entre otros, los métodos de inyecciones de cemento en suelos. En obras se realizan controles de los terrenos tratados, en su mayoría in situ, con técnicas mecánicas y geofísicas. Sin embargo con estos controles, no se llega a saber con precisión la cantidad real de cemento inyectado y la composición de la mezcla de suelo-cemento.
En este trabajo se intenta conocer el contenido de cemento en mezclas de suelo-cemento con una técnica diferenciada mediante ensayos químicos de fluorescencia de rayos X con dispersión de longitud de onda (WD-XRF). Así se podrá conocer la composición de los átomos principales que generan incidencia, en los parámetros resistentes tanto del suelo natural como de las muestras con contenidos de cemento diferentes.
Como ej. de la aplicación de metodología, es la campaña experimental realizada sobre muestras de una investigación de control en una obra de túnel, para mejora del terreno de la Estación de Atocha (Madrid). También se ha contrastado la metodología de aplicación y cálculo de la mezcla cemento/suelo (C/S %) en una tesina de Master UPM de Novaro Aragones, utilizando muestras de arcilla de baja plasticidad obtenidas de los espaldones de la presa de tierra de L´Albagès evaluando sus parámetros resistentes mediante ensayos de corte directo y el contenido de cemento mediante ensayo químico de fluorescencia de rayos X; conociendo a priori el porcentaje de contenido de cemento de las muestras elaboradas.
Los resultados obtenidos muestran la validez del método empleado, para obtener el contenido de cemento en las muestras con mezclas suelo-cemento (C/S %), y poder así en función de dicho contenido correlacionar dicho contenido de estado de la mezcla C/S% con ensayos físicos convencionales normalizados de laboratorio con los distintos valores de cemento en mezcla, para visualizar las propiedades resistentes asociadas y diferenciadas con los valores cemento en suelo.

Palabras clave: suelo-cemento, fluorescencia de rayos X, inyección de cemento, control.

1. INTRODUCCIÓN, CARACTERISTICAS DEL PROYECTO Y CONTROL DE INYECCIÓN

En la construcción del túnel By Pass, correspondiente al acceso de AVE Madrid-Valencia, y 2º Fase de la Remodelación Estación de Atocha (2010), Pk 0+570 al Pk 794+50 ; se aplico un control integral de la calidad del tratamiento con inyecciones de jet grouting, como mejora del terreno para la prebóveda de túnel a construer (actualmente construido). En la Figura 2, se muestra la maquinaria de Jet Grouting.

La inyección de jet aplicada en cada perforación de una malla de 312 puntos, fue la de gran diámetro tipo Jet tipo 2 A, en el tramo comprendido entre Pk 0+570 al 0+765 (Septiembre-Octubre/10), con la profundidad necesaria desde plataforma, para la mejora en retroceso de la prebóveda de 3,0m de columna, y de 10,0 m para hastíales sensiblemente inclinados Figura 1. Se diseño un sistema de mejora del terreno de tipo de columnas solapadas, en donde con la inyección y acción combinada de lechada y de aire, disgregan el terreno en un radio estimado en 1,25 m, obteniendo como resultado una columna de jet con un diámetro teorico d= 2,50m

La auscultación de control geotécnico y de cimentación, se efectúo durante todo el proceso de inyección mediante registros topográficos de precisión, en puntos fijos del área de influencia y entorno, distribuidos en: Pilares de andenes de estructura de marquesina, vías y placas de hormigón,

Para el control del tratamiento de prebóveda y hastíales, mediante súper jet tipo “2 A”, y se aplicaron prospecciones de campo: ensayos de penetración dinámica continua DPSH, y sondeos mecánicos para toma de muestras. En las muestras inalteradas de sondeos, se efectuaron los ensayos de laboratorio de tipo químico: PH; y ensayos de contenido de cemento en suelo, con la relación cualitativos-cuantitativos C/S.

La Tesina del Master de Novaro Aronés Barbarán (ETS, ICCP_UPM 2016), aplicando la metodología con muestras remoldeadas, y patrones de dosificación en laboratorio de contraste, ha demostrado la viabilidad y eficacia de la metodología de control de la mezcla cemento/suelo%, experimentada en la obra de la Estación Atocha (TISSERA, 2010-11).

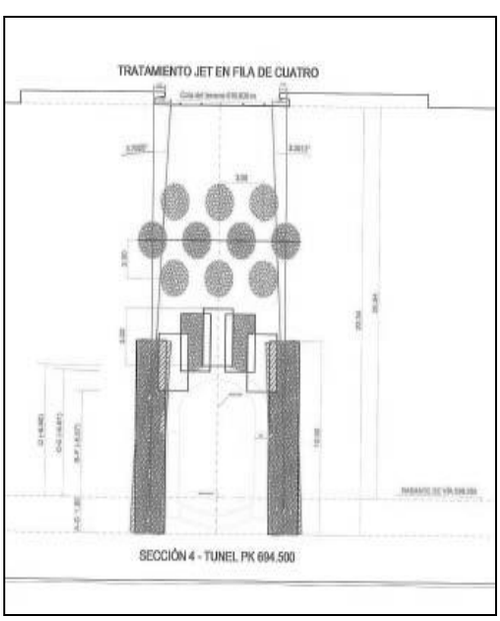


Figura 1: Columnas de Jet tipo 2A en Prebóveda

Figura 2: Columnas de Jet tipo 2ª, Plataforma Vías 10-11

2. PROSPECCIONES DE CAMPO

Para el control de la franja de subsuelo tratado mediante jet tipo 2 A, en el tramo acotado de traza, se realizaron: trece (13) sondeos mecánicos; y treinta (30) ensayos de penetración dinámica continua D.P.S.H., se distribuyeron intercalados entre las perforaciones de columnas tratadas Figura.3.

Los sondeos mecánicos realizados con la metodología de extracción de testigo continua, trabajando en seco, han permitido reconocer con precisión el tipo de terreno existente en la vertical de cada punto, obtener muestras inalteradas para sus ensayos de clasificación y resistentes. Los sondeos y penetros, se situaron distanciados del eje de columna: 0,50m; 1,00m y/o 1,50m, a los efectos de controlar la dimensión del diámetro de las columnas.

Los ensayos de penetración dinámica continua D.P.S.H., registraron en todos los casos con el nº de golpes N_{20}, los cambios de capas. En efecto, con $N_{20} \leq 5$ golpes mientras se atraviesa el substrato de relleno superficial o aluvial, a $N_{20} \geq 30$ golpes al penetrar en la prebóveda de columna, y hasta encontrar en forma brusca el rechazo a la penetración $N_{20} \geq 100$ golpes, en el seno del espesor prefijado de prebóveda con jet de lechada, y/o en el seno del potente substrato natural de arcilla margosa color verdoso/grisáceo (peñuela).

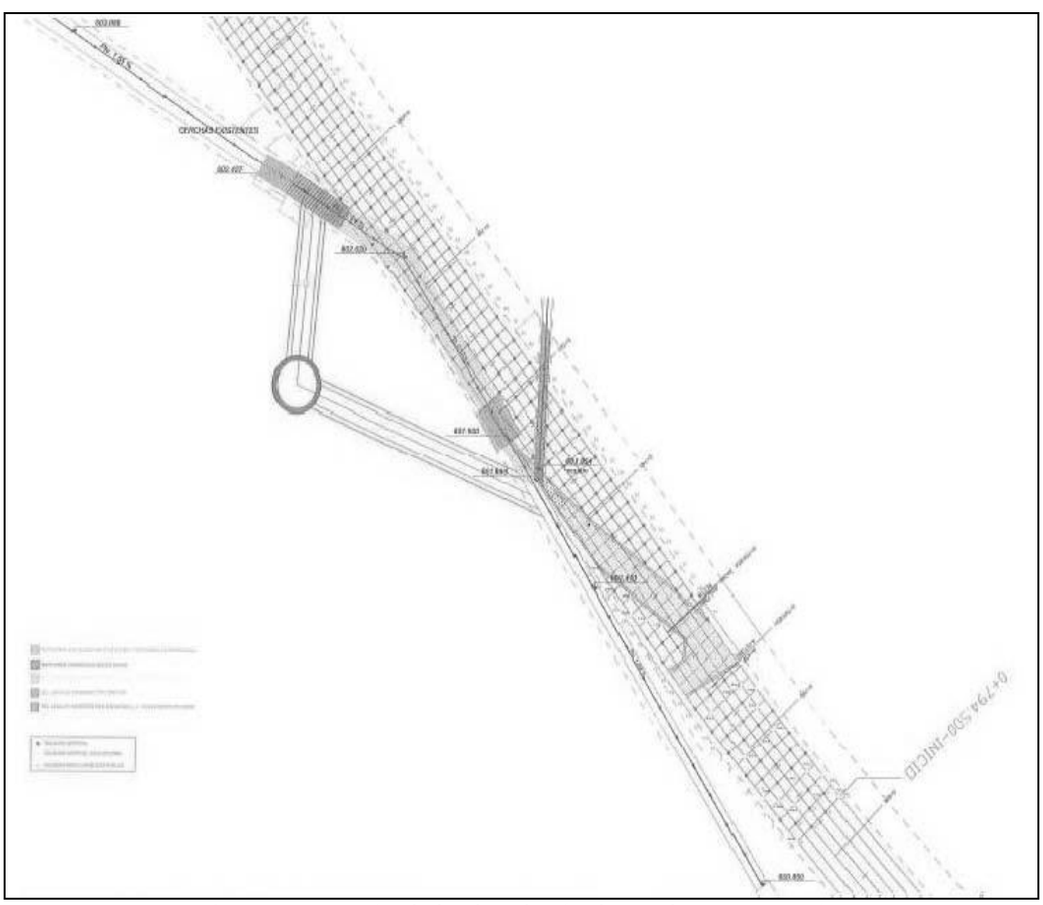


Figura 3: Situación de la obra de túnel tratado con inyección

3. ENSAYOS DE LABORATORIO. METODOLOGÍA PARA EL CONTROL QUÍMICO

En las muestras tomadas durante la perforación de sondeos, se efectuaron ensayos de Estado y Clasificación-Químicos. Los anteriores ensayos se correlacionan con los físicos de propiedades mecánicas asociados, que se describen en cap. 5.1-

3.1 *Ensayos de estado y Clasificación-Químicos*

a) Ensayos de estado y clasificación:

- Humedad natural, w = 20-43 %
- Densidad aparente, γ = 1,65 - 2,10 T/m^3 (16,5-21 KN/m^3); Densidad seca, γ_d =1,0-1,70 T/m^3 (10-17 KN/m^3)

b) Químicos:

b.1) Contenido de PH: variable entre PH=7,00 a 13,00

La alcalinidad de una muestra con alto contenido de cemento (PH =13,0), y una muestra con contenido nulo de cemento de alcalinidad (PH= 7,0).

b.2) Contenido de residuos insoluble (Norma UNE-EN 196-2): variable entre 28 a 84 %

Aunque si bien los resultados cuantitativos de las muestras analizadas, han dado valores altos en %, el concepto de este resultado no esta asociado al contenido del cemento existente en la mezcla del jet lechada de cemento-suelo, sino al contenido de suelo no reaccionante con el cemento, en caso de producirse la mezcla componentes de ligante de cemento y de suelo. Por tanto, este ensayo no es vinculante al contenido real in situ del contenido C/S%. Este ensayo es útil para proyectos.

b.3) Ensayos del contenido de cemento

Habida cuenta de la inexistencia de una Norma específica de ensayo de contenido del cemento en suelo, se pudo definir y es lo que se presenta en este documento, un ensayo químico directo para el control de la cantidad del cemento en las columnas de jet. Se contó con la colaboración para estos ensayos específicos, con el Centro de investigaciones y Control de Obras públicas (CEDEX) del Ministerio de Fomento España, y se desarrollo un criterio de control y e interpretación de resultados, para estimar el contenido de cemento en suelo (C/S %).

Los análisis químicos iniciales para determiner los elementos selectivos de átomos, fueron para las muestras de referencia, con los siguientes tipos “óptimo”: unas con cemento fraguado en laboratorio sobre una muestra obtenida de fabrica; y otras con cemento fraguado en obra sobre muestras clara concentración de cemento, obtenida en los sondeos mecánicos en zona de preboveda tratada con jet grouting. Estas dos (2) referencias teoricas ideales de mezcla de cemento/suelo, son para determinar el patrón óptimo extremo superior de comparación como muestra ideal cementada. Por otra parte se determina la referencia del muestra de extremo inferior, con suelo completamente inalterado o “virgen de lechada”, correspondiente a la muestras de suelo natural, no afectada al propio tratamiento de inyección.

Sobre dieciocho (18) muestras de materiales provenientes de obra, se han efectuado los análisis químicos de los elementos de átomos componentes, con la determinación cuantitativa de los elementos minoritarios y metales pesados, mediante fluorescencia de RX (WE-XRF), y sobre trece (13) muestras seleccionadas en el espesor de columna tratada, se determinaron por interpolación dentro del rango de extremos mínimos y máximos adoptados, para el cálculo de contenido C/S%. Para la elección de elementos, se utiliza la tabla periódica de uso generalizado universalmente.

La metodología de ensayos aplicada en muestras fue la siguiente:

b.3.1) Selección de toma de muestras de prebóveda

Los sondeos de control, fueron emplazados en los entornos de ejes de columnas d= 2,50m solapadas. La toma de muestras inalteradas fue coincidente con una profundidad intermedia dentro del espesor e =3,0m en prebóveda, o sino en los hastíales de altura h=10,0m.

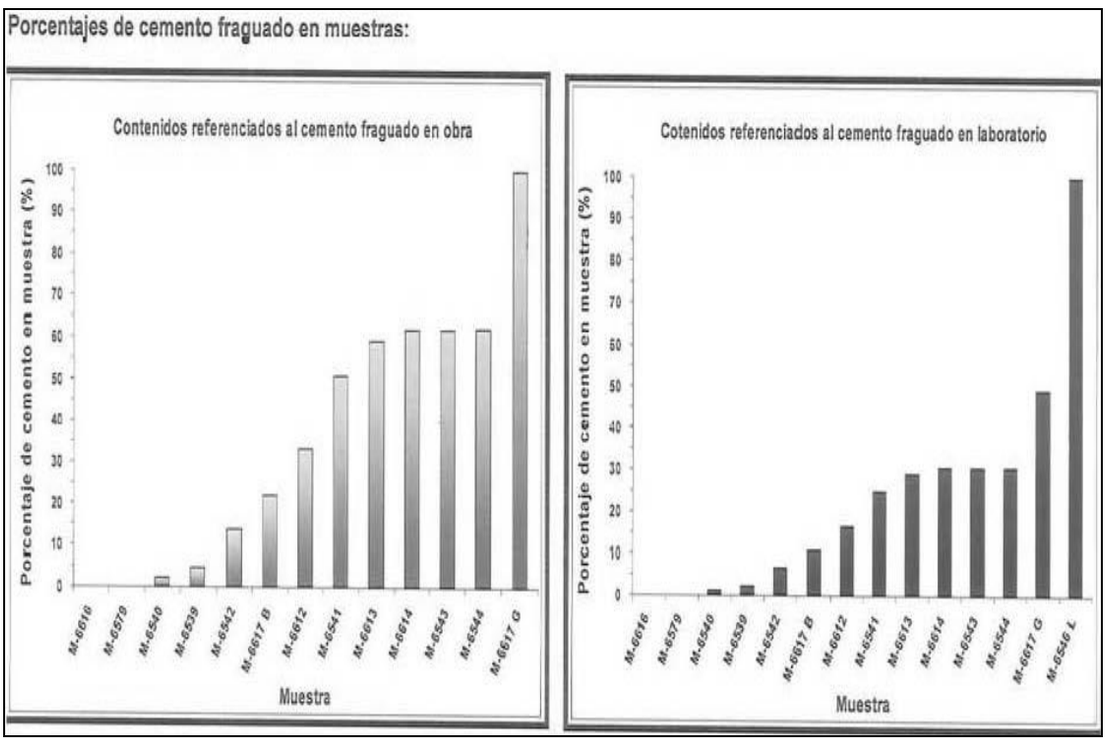
b.3.2) Selección de muestras de referencia

Las muestras de referencias extremas, son los referentes extremos determinando el rango del contenido C/S: "0 a 100%". Se busca y selecciona del registro de RX fluorescente entre los tantos elementos comunes ~41(tabla Periódica de metales pesados), y los que tengan la condición de mayoritarios en la muestra extrema u óptima: Niquel (Ni), Estroncio (Sr) y Cromo (Cr); y que estos sean a su vez, minoritarios en la muestra virgen. En la Tabla 1, figuran los ensayos de las muestras extremas, válidos para la clasificación posterior del contenido cementante en suelo (C/S %) en muestras de columnas.

Tabla 1: Resumen de muestras extremas referentes del contenido C/S%

	Suelo natural "virgen" C/S= 0%	**Patrón óptimo C/S= 100%**		**Observaciones**
		Obra C/S= 78%	**Laboratorio C/S= 100%**	
Contenido medio: $\frac{Cr + Ni + Sr}{3}$	38,2	206,1	358,9	La muestra ideal de obra, es un trozo impregnado de cemento; y en laboratorio una probeta de lechada Elementos comunes seleccionados: minoritarios en muestra virgen y mayoritarios en muestra patrón: Cr; Ni ; y Sr
Rango para clasificación.	**0%.....→ 78% (100%)**		.....	
	0%.....→ 100%			

Las muestras de análisis de columnas de jet, serán un "mix", con un valor intermedio C/S% dentro de dicho rango especificado. Los resultado del análisis de muestras en prebóveda tratada, con referencia de muestra de cemento fraguado en laboratorio C/S %, se muestran Figura.4.b, y con la muestra de cemento fraguado en obra Figura.4.a, adoptando el contenido C/S = 78%, como umbral superior de obra por su aspecto de impregnación de cemento ≡100% a los efectos prácticos. Los resultados en contenido C/S% de las muestras de análisis de columnas, son mas representativas y favorables con la muestra patrón de obra, de tal modo que disminuye el rango entre muestra virgen-óptimo de obra, pero se considera que así se obtiene un resultado más representativo y realista.



Figuras.4.a y 4b: Control de Cantidad Cemento en suelo, según referencia patrón de laboratorio (b) u obra(a)

4 CARACTERISTICAS GENERALES DEL TERRENO Y CONTROL DE MEJORA

La historia reciente de siglo anterior de la zona, antes de la construcción de la urbanización, y la investigación de antecedents, nos dice que la Estación de Atocha está emplazada sobre el curso de los antiguos Arroyos Carcavón y Carcavoncillo, que discurrían hacia la vaguada de actual M-30, y son un obstáculo para la obra y tratamiento de túnel proyectado. Ambos Arroyos fueron canalizados, cambiando trayectorias con microtúneles combinado tramos de hinca ciega y/o abierta, para continuar como uso de colectores de alcantarillados Figura 3..
La zona de actuación para el futuro túnel By Pass de AVE, topográficamente se emplaza sobre una explanación de relleno artificial, que sobreeleva la plataforma respecto a las Calles del entorno sur de la Estación FFCC.

4.1 *Geología, características y estratigrafía del terreno en la traza del túnel*

El perfil del subsuelo, se esquematiza en la Tabla 2, con las capas y características del terreno para la obre túnel: relleno, aluvial, y peñuela.

Tabla 2: Perfil esquemático del subsuelo y características de excavación

Profundidad (m)	Tipo de Material	Características	Observaciones
de 0,00 a 12,0/15,0m	Relleno heterogéneo	flojo	Capa inestable
de 12,0/15,0m a 15,0/18,0 m	Limo arenoso (aluvial)	blando	Capa inestable
Desde 15,0/18,0 hasta 50,0m	Arcilla margosa (peñuela)	Firme a muy firme	Capa moderada en transición métrica, y auto estable en adelante.
Nivel de agua*:* Aparece agua en la interfase de las capas relleno-aluvial y peñuela como fondo impermeable.			

4.2 *Malla de inyección aplicada, y prospecciones de control, laboratorio y auscultación*

Para el control de la calidad de las columnas tipo Jet "2 A", se efectuó una zonificación en 4 zonas subdividida: el tramo comprendido entre PK 0+570 al PK 0+765 Figura.6, bajo las vías 10 y 11, en aproximadamente 200 m situados sobre la proyección del túnel by pass, y bajo cubierta de la estructura metálicas de marquesinas, sobre actuales andenes de fondo vía FFCC AVE.

En la Tabla 3, se presenta la zonificación del control y auscultación, tratado con jet 2A. Los resultados de tipo químico de contenido C/S% y de PH, que son condición necesaria pero no suficiente, en caso de existir intrusiones en columnas. En table 3, se presenta una zonificación con resultados de ensayos e interpretaciones, y con auscultación de precision aplicada sobre antigua plataforma de Est. Atocha FFCC.

Tabla 3: Zonificación y resultados del control de calidad, y auscultación

Zona nº	Pk origen al Pk final	Ejes de replanteo Nº	Resultados y observaciones
1	0+567 al 0+620	114 al 89	PH= 7,5-9,0 (verifica entre 7-13) Factor estabilidad F= 1-4 (< 6, verifica). El tratamiento de la prebóveda en esta zona de arcilla, en función de de los sondeos y los tantos ensayos de penetración dinámica continua, demuestra un resultado satisfactorio.
2	0+620 al 0+672	89 al 63	C/S % = 22-36 %, entre 10-14m (un caso 4%) PH= 10 (verifica entre 7-13) F=2 (< 6, verifica). El tratamiento de la prebóveda en esta zona de arcilla, en función de de los sondeos y los tantos ensayos de penetración dinámica continua, demuestra un resultado satisfactorio.
3	0+672 al 0+724	62 al 37	C/S%= 4 -7% PH= 9,5-12 Factor de estabilidad, F=3,3(<6, verifica). Dudosa calidad la terminación y continuidad de columnas en la zona localizada de proyección de alcantarillado del antiguo Arroyo Carcavón. se requerirá por tanto un trabajo complementario para la mejora del frente de excavación.

4	0+724 al 0+762.5	36 al 17	C/S= 37% PH= 13 (verifica entre 7-13) Las heterogeneidades de las intrusiones y obstáculos detectados al perforar: carriles, losa de hormigón, etc; nos reflejan una incierta eficacia del tratamiento.
1 al 4	0+570 al PK 0+765	Andenes 5 y 6, y 7; vías 10-11; y entorno 8-9, y 12-13	Auscultación topográfica de precisión en superficie fijos en superficie: pilares, vías y andenes, con secuencias de registros de lecturas horarias-diarias y semanales, en toda el área de influencia, y conociendo las tolerancias de las estructuras resistentes de marquesinas construidas, placas de hormigón y vías. La auscultación durante los trabajos, vigila y verifica los parámetros de jet aplicados, marcando y condicionando el ritmo de la metodología de jet grouting. Las deformaciones registradas en ptos fijos de andenes, y pilares del entorno, fueron de +/- 2 a 3mm, valores admisibles. La conclusión principal de la auscultación del control área del jet tipo 2 "A" en el tramo tratado PK 0+570 al PK 0+765, fue la no incidencia en la cimentación, ni en la estructura de cimentación profunda de micropilotes soportes de los pilares de marquesina baja y marquesina alta, ni en la placa de hormigón que recubre las vías 10 y 11. **Este tramo de obra, no se ha visto afectada con indicios de patologías por el tratamiento del Jet tipo "2 A" aplicado**.

5 CONCLUSIONES DEL CONTROL DE INYECCIONES PARA MEJORA DE LA EXCAVACIÓN DE TÚNEL

5.1 *Calidad de las columnas de súper Jet. Ensayos de control*

-Columnas de prueba:

Las columnas de prueba de jet, tienen por objeto afinar los parámetros de ejecución: presión de lechada, presión de aire, revoluciones por minuto, etc. Las columnas de prueba, al realizarse en otro emplazamiento objeto de la mejora, y en otras profundidades a nivel superficial, con otro tipo de terrenos, tuvieron una relativa y poca representatividad.

-Los ensayos de control:

a) *Sondeos y Ensayos in situ y de laboratorio:* En la tabla 4, se aportan la información de la mejora de columnas de jet.

Tabla 4: Resumen de ensayos de control de calidad

Control	Ensayos	Observaciones
Ensayos in situ	DPSH, N20≥ y "R"	Se aprecia el inicio de Columna. El rechazo se obtiene en el seno de prebóveda de jet
Testificación de sondeo	.....	La inyección de lechada, se visualiza enraizada con el terreno
Ensayos químicos de clasificación contenido C/S%	PH entre 7 a 13	PH alto, entre 7 a 13; la referencia del máximo valor de alcalinidad PH 13.
	C/S %> 35%	Respecto al cemento fraguado en obra, condición mas representativa

Ensayos físicos	Corte directo rápido: τ = 1,0-3,5 Kg/cm^2 (100-350 KPa),	Resistencia al corte no drenado: para un estado de carga normal σ_0 =2,0 kg/cm^2 (200 KPa),
	Compresión simple: q_u =0,80 – 3,30 kg/cm^2 (80-330 KPa),	Limitaciones de la toma de muestra in situ, tallado en laboratorio, y el proceso de fraguado incompleto de tan solo 2 semanas. El proceso necesario de fraguado de columnas de jet soterradas es de aproximadamente 2 meses o superior

5.2 *Condición de estabilidad para la futura obra de túnel*; *Auscultación*
En la Tabla 5, se resume la condición de estabilidad, del proyecto constructivo.

Tabla 5. Factor de estabilidad, y auscultación

Estabilidad	**Tipo de estudio-control**		**Observaciones**
Proyecto	Estudio Factor de estabilidad	. F=0,53-3,8; F< 6	Estable rotura global h < 4D, si fuera homogéneo. Al estar el túnel tratado, inicial rotura local, combinado con rotura general
Auscultación jet tipo 2 "A" entre Pk 0+570 al 0+765	Control Topográfico de precisión	ΔH +/- 2 a 3mm	Control Pilares andén 5 y 6; Vías 10 y 11; Vía 9; Vías 12, con deformaciones registradas en puntos fijos de valores admisibles.≤ 3mm requisito de ADIF, Administración de Infr. Ferrocariles.

Se ha verificado la no incidencia desfavorable en la estructura resistente, ni en la cimentación construida de micropilotes soportes de pilares estructuras marquesinas del entorno. La placa de hormigón que recubre la zona de actuación entre las vías 10 y 11, tampoco se ha visto afectada con indicios de patologías por el tratamiento del Jet tipo "2 A" aplicado, y se evito así la sustitución de proyecto.
La construcción del túnel by pass, se construyo a posterior durante los años 2012/13, y se pudo comprobar la veracidad de las conclusiones y recomendaciones del Estudio Geotécnico complementario y control de calidad de obra (L. Tissera 2019-2010); y resaltando también las limitaciones del terreno tratado, y descrito en la zonificación del trabajo específico para la obra estudiada.
El control y resultados obtenidos, en particular del contenido C/S %, y de auscultación estructural-geotécnica, demuestran que tanto la de inyección de columnas Jet Grouting de gran diámetro tipo 2A, como la metodología integral aplicada para reflejar la calidad de mejora, fue adecuada, y sin incidencias en el entorno construido.
La Tesina del Master de Novaro Aronés Barbarán (ETS, ICCP_UPM 2016), aplicando la metodología descrita con muestras remoldeadas de otra obra la presa de tierra de L´Albagès, y patrones de dosificación en laboratorio de contraste; ha demostrado la viabilidad y eficacia de la metodología de control de la mezcla cemento/suelo%, experimentada en la obra de la estación Atocha (TISSERA, 2010-11).

Referencias:
*[*1]Norma UNE-EN 196-2. *Parte 2: Análisis químicos de cemento, cap. 9 Determinación del residuo insoluble.*
[2]*Quality control of jet grouting on the Cairo Metro. J Morey and D.W. Campo(1990)*

Agradecimientos:
Al equipo de compañeros de la UTE Dragados-Tecsa, Remodelación Estación de Atocha 2º Fase, que apoyaron y estimularon a la Unidad de Auscultación y control geotécnico, responsable del trabajo para la obra.
Al compañero Antonio Santos (CEDEX), por los buenos consejos y estimulo recibido, para hacer de los trabajo innovador es de control de calidad, una investigación práctica.
Al compañero Novaro Aronés Barbarán (ETS, ICCP_UPM 2016) y al Profesor y compañero Rubén Galindo Aires, que aplicaron y confirmaron la viabilidad de la metodología de investigación, del contenido de cemento/suelo % (TISSERA, 2010-11), trabajando con muestras de arcilla de baja plasticidad obtenidas de los espaldones de la presa de tierra de L´Albagès.

Mejoramiento mecánico de una arena tratada con diferentes contenidos de cal de carburo y vidrio molido

E. B. Moreira, N. C. Consoli y L. Festugato

eclesielter_ebm@hotmail.com; consoli@ufrgs.br; lucas@ufrgs.br
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

R. D. Caballero y D. R. Bosch

ricardocaballero23@gmail.com; danterbosch@gmail.com
Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional del Nordeste (UNNE). Av. Las Heras 727. Resistencia, Argentina

RESUMEN: El uso de materiales cementantes como el cemento o la cal vienen siendo empleadas con éxito en la ingeniería geotécnica para la estabilización y mejoramiento de suelos. Las investigaciones actuales destacan el comportamiento mecánico de mezclas que incluyen residuos (industriales, agrícolas, urbanos, etc.) con propiedades cementantes. Fundamentado en lo expuesto, este trabajo tiene el objetivo de analizar el efecto que produce sobre la resistencia mecánica la incorporación de residuos de cal y vidrio en un suelo arenoso. Para evaluar el efecto, se realizaron sobre probetas de suelo-vidrio-cal curados a 28 días, ensayos de resistencia a compresión simple (q_u) y ensayos de compresión diametral (q_t). Fue estudiada la influencia del contenido de cal y la porosidad (a través del parámetro porosidad/contenido volumétrico de cal [η/Biv]) sobre la resistencia a compresión simple (q_u) y la resistencia a tracción por compresión diametral (q_t). Los resultados mostraron un aumento en la resistencia a compresión uniaxial (q_u) y en la resistencia a tracción por compresión diametral (q_t) con el aumento del contenido de cal y vidro.

PALABRAS CLAVE: ARENA – VIDRIO MOLIDO – CAL DE CARBURO – RESISTENCIA MECÁNICA

1 INTRODUCCIÓN

En obras de geotecnia, sea obras viales, fundaciones, etc., el suelo disponible para la ejecución de obras no siempre satisface los requisitos requeridos por las normas vigentes, teniendo como alternativas, el transporte de suelos, si fuera una obra vial, o la utilización de cimentaciones profundas, si fueran obras de fundación, aumentando los costos de la obra. Una alternativa práctica es la utilización del método de estabilización del suelo local, sea a través del aumento de energía de compactación o a través de la adición de materiales cementantes, como cemento y cal (Ref. [1]). Actualmente, la realización de proyectos de ingeniería tiene por objetivo sustituir/minimizar el uso indiscriminado de materiales naturales, puesto que, en su mayoría, esos materiales naturales no son renovables. De esta forma, teniendo como finalidad reducir la cantidad de esas materias primas utilizadas, y, por lo tanto, minimizar los impactos ambientales, es indispensable que, cuando sea posible, sean utilizados residuos. Con el objetivo de aprovechar los residuos en obras de construcción, muchas investigaciones han sido realizadas (Ref. [2]; Ref. [3]; Ref. [4]) siendo que la mayor aplicación de materiales reciclados en obras geotécnicas en el mundo es en las obras de pavimentación (Ref. [5]). Según Ref. [6] varios son los materiales alternativos empleados para mejorar la capacidad de soporte de los suelos como cal, cemento y cenizas volantes.

En Brasil la construcción civil es responsable por cerca del 50% del total de residuos sólidos generado en el país (57 millones ton/año) (Ref. [7]) siendo que el 3% del total generado es vidrio y 53% de ese material es descartado en rellenos sanitarios (Ref. [8]) representando así un pasivo para países como Brasil. Según Ref. [9], el carburo de calcio, que también puede ser llamado residuo de carburo es un material que es generado por la producción de gas acetileno. Sin embargo, según Ref. [9], la producción global de acetileno fue de aproximadamente 500.000 toneladas en 2014, generando aproximadamente 1.423.000 toneladas de carburo de calcio siendo que Brasil tiene capacidad de producir hasta 12.000 toneladas/año de gas acetileno, por lo tanto, genera en torno de 6.000 toneladas y con este proceso produce todos los años más de 17.000 toneladas de carburo de calcio. Conforme citado por Ref. [9], el carburo de calcio puede ser reciclado debido a sus propiedades químicas, pudiendo ser utilizada en diferentes procesos, como agricultura, en industrias, en estaciones de tratamiento de agua, en la construcción civil y en la Ingeniería Geotécnica para la estabilización de suelos. Estos procesos pueden reducir drásticamente el impacto generado por el descarte del residuo en relleno y reducción de la necesidad de explotar minas de piedra caliza. Un ejemplo de la reducción del impacto ambiental generado por la utilización de carburo de calcio es que por cada tonelada de cal producida son generadas 1,1 toneladas de dióxido de carbono y son consumidos 240 litros de agua (Ref. [10]).

Así, esta investigación tiene como objetivo analizar el efecto de las mezclas de suelo-vidrio-cal en la resistencia mecánica a través de pruebas de resistencia a la compresión uniaxial (q_u) y diametrales (q_t), con energía de compactación Proctor normal, con 28 días de curado.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental fue dividido en dos etapas. Primeramente, fue realizado la caracterización física de los materiales. En la segunda etapa se efectuó los ensayos en laboratorio, compuesto por la confección de los cuerpos de prueba y ensayos de resistencia a compresión uniaxial y tracción por compresión diametral.

3 MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Materiales

3.1.1 Suelo

El suelo utilizado es una arena cuarzosa fina uniforme sin materia orgánica, obtenido de la región de Osório en el sur de Brasil.

3.1.2 Vidrio molido

El vidrio es proveniente de residuos de vidrio plano y es molido en un molino.

3.1.3 Carburo de calcio

El carburo de calcio utilizado es proveniente del residuo de gas acetileno, seca en estufa, molida y tamizada. El porcentaje retenido en el tamiz #200 fue del 9% (≤ 15%, como especifica la norma NBR 7175, 2003).

3.2 Métodos

3.2.1 Caracterización física de los materiales

Los ensayos de granulometría de la arena de Osorio y del vidrio molido fueron realizados según la norma Ref. [11]. El ensayo de granulometría del carburo de calcio fue realizado con un equipamiento que utiliza la difracción de un rayo láser que pasa a través de una muestra y una cámara fotográfica para medir el tamaño de las partículas (CILAS 1180 – Particle Size Analyser), con capacidad de detección entre 0,00004 mm a 2,5 mm.

Los ensayos de densidad real de los granos de la arena, del vidrio molido y del carburo de calcio fueron realizados conforme determinado por la norma Ref. [12].

La determinación de los índices de vacíos máximo y mínimo fue realizada según la metodología establecida por las normas Ref. [13] Y Ref. [14], respectivamente.

3.2.2 Dosaje de mezclas y confección de probetas

Llevando en consideración diferentes investigaciones sobre refuerzo de suelos con mezclas de carburo de calcio y vidrio molido, se define para el presente estudio cuatro (4) contenidos de carburo de calcio a usar (3%, 5%, 7% y 9%) y tres (3) contenidos de vidrio molido (10%, 20% y 30%). El ensayo de resistencia a compresión uniaxial de las mezclas constituyo la principal variable de estudio y evaluación. De esta forma, son definidas las propiedades de los cuerpos de prueba a partir de los ensayos de compactación. Los puntos de moldeo fueron retirados a partir de las curvas de compactación obtenidos por Ref. [15] ya que eran los mismos materiales y contenidos utilizados.

Para los ensayos de compresión uniaxial y tracción por compresión diametral fueron confeccionados probetas de 100 mm de altura y 50 mm de diámetro. La arena fue seca totalmente en estufa a 100 ± 5°C y luego colocado en porciones uniformemente distribuidas para ser mezcladas con diferentes contenidos de cal y vidrio molido. La cantidad de vidrio molido y carburo de calcio a utilizar en cada mezcla es determinada en referencia al peso seco de la muestra de arena.

La confección de las probetas fue realizada a través de los procedimientos de pesaje, mezcla, compactación, desmolde, acondicionamiento, almacenamiento y curado.

Una vez pesados los materiales (arena, vidrio molido y carburo de calcio), fueron mezclados a mano por 5 minutos, hasta que sea visible una uniformidad en la mezcla. A continuación, se agregó agua, con un 11% de humedad en relación con el peso seco de la muestra y se mezcló hasta obtener una pasta uniforme. Las muestras fueron compactadas estáticamente en tres capas en el interior de un molde cilíndrico. Posteriormente al moldeado, las probetas fueron removidas del molde y sus pesos, diámetros y alturas fueron medidas con precisiones de 0.01 gr y 0.1 mm, correspondientemente. Las muestras fueron curados por 28 días, en una sala húmeda a 23° ± 2° C y una humedad relativa de 95%. Además de eso, las probetas tenían que respetar las siguientes condiciones para ser consideradas en los ensayos de compresión uniaxial y diametral:

- Dimensiones de las probetas: variaciones del diámetro en ±0,5 mm y altura en ±1mm;
- Peso específico seco (γd): dentro del ±1% del valor del objetivo;
- Contenido de humedad (ω): dentro del ±0,5% del valor objetivo.

Los procedimientos de los ensayos de compresión simple siguieron la norma Ref. [16] (Figura 1a). Los procedimientos de los ensayos de compresión diametral siguieron la norma Ref. [17] (Figura 1b).

(a) (b)

Figura 1. Porbetas de 5 cm x 10 cm. a) Compresión simple y b) tracción por compresión diametral.

4 RESULTADOS

4.1 Caracterización física

Las propiedades del suelo se encuentran en la Tabla 1 y la curva granulométrica de la arena, del vidrio molido y del carburo de calcio son presentados en la figura 2.

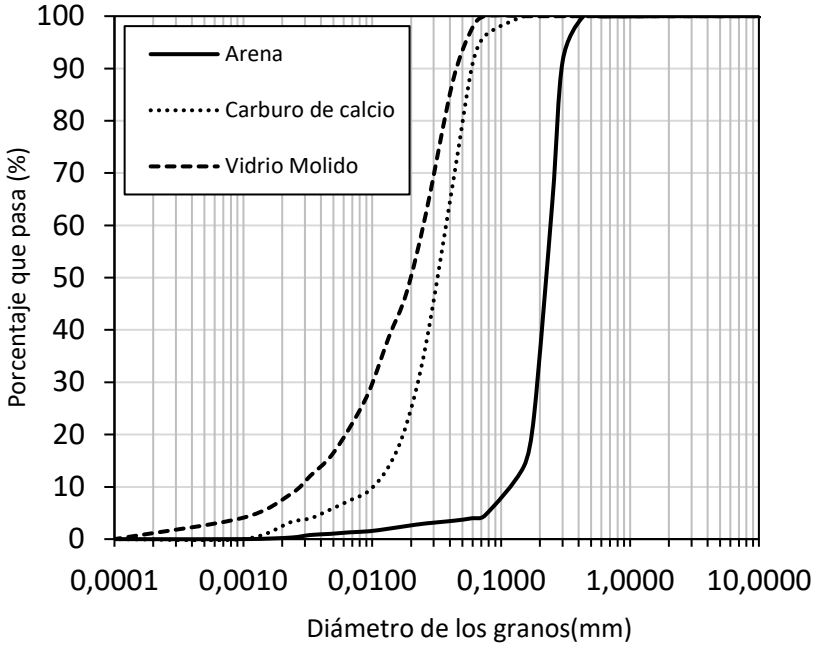


Figura 2. Curva granulométrica de la arena, vidrio molido y carburo de calcio.

Según la Ref. [11] el suelo es clasificado como una arena mal graduada (SP).

Tabla 1. Propiedades físicas del suelo.

PROPIEDADES	VALORES
Densidade Real dos Granos (G)	2,61
% Grava (d > 2 mm)	0,0%
% de Arena gruesa (0,6 < d < 2 mm)	0,0%
% de Arena media (0,2 < d < 0,6 mm)	52,0%
% de Arena fina (0,06 < d < 0,2 mm)	43,4%
% de Limo (0,002 < d < 0,06 mm)	3,5%
% de Arcilla (d < 0,002 mm)	1,1%
Diámetro efectivo (D10) mm	0,11
Diámetro (D30) mm	0,16
Diámetro (D50) mm	0,21
Diámetro (D60) mm	0,23
Coeficiente de Uniformidad (C_u)	2,13
Coeficiente de Curvatura (C_c)	1,04
Relación de Vacíos Mínimo, (e_{min})	0,54
Relación de Vacíos Máximo, ($e_{máx}$)	0,81

4.2 Compactación y puntos de moldeo

La figura 3 muestra las curvas de compactación de las mezclas de arena-vidrio molido con 7% de carburo de calcio Ref. [15].

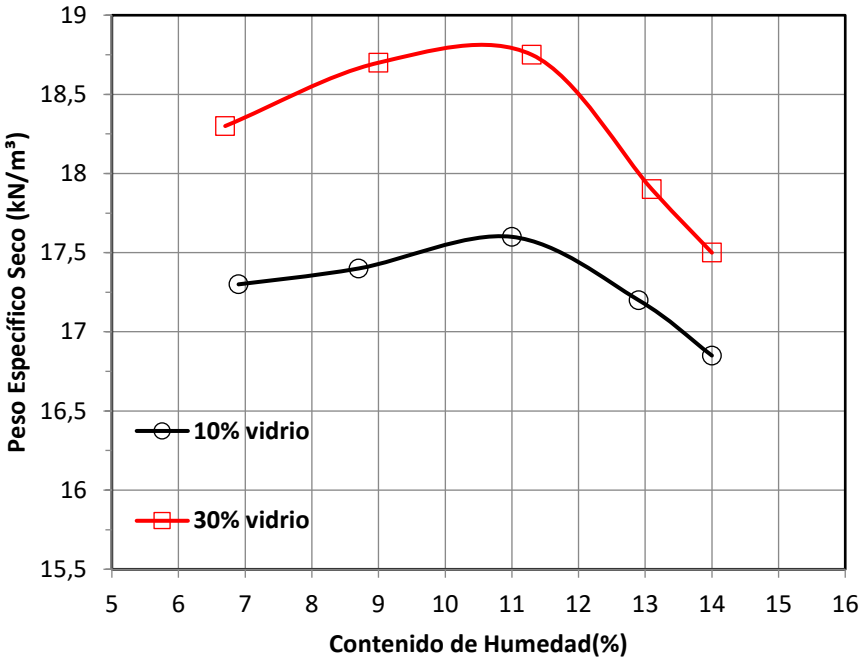


Figura 3. Curvas de compactación de las mezclas de suelo-vidrio molido con 7% de carburo de calcio (Ref. [15]).

A partir de los datos mostrados y teniendo en consideración que el presente trabajo es solo una fracción de una investigación compleja, la mezcla estudiada es presentada con las propiedades en la compactación Proctor modificado. Las investigaciones presentadas por Ref. [18] donde se trata el suelo con cemento – y Ref. [19] – que usa como material cementante para el suelo, el carburo de calcio, se puede ver que los puntos de moldeo en estas investigaciones son estratégicos, así, se varia la porosidad, el peso específico seco y la humedad de las probetas. La presente investigación usa como punto de moldeo la humedad óptima de compactación en el Proctor modificado, esto es 11% de humedad y peso específico seco de 17,5 y 18,5 kN/m3, conforme la Tabla 2.

Tabla 2. Propiedades de compactación de las mezclas suelo-vidrio-cal.

Contenido de cal (%)	Contenido de Vidro molido (%)	Peso específico seco máximo, γd_{max}(kN/m^3)	Humedad óptima ω (%)
3	10	17,5	11,0
5	10	17,5	11,0
7	10	17,5	11,0
3	30	18,5	11,0
5	30	18,5	11,0
7	30	18,5	11,0

4.3 Ensayo de compresión simple (q_u)

4.3.1 Influencia del contenido de carburo de calcio y vidrio molido

La figura 4, muestra la variación de la resistencia a la compresión simple (uniaxial) con 3%, 5% y 7% de carburo de calcio con 10% y 30% de vidrio molido.

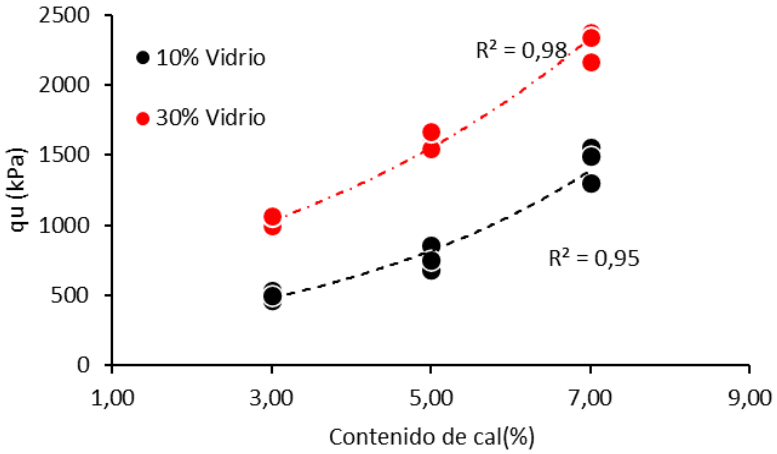


Figura 4. Variación de q_u en relación al contenido de carburo de cal y vidrio molido.

Se observa que la variación de q_u es exponencial para ambos contenidos de vidrio. Comparando el 3% y el 7% de adición de cal con 10% de vidrio molido, se obtiene un crecimiento medio del 90% de resistencia, comparando el 3% con el 7% se obtiene un crecimiento del 52%. Llevando en consideración la curva con 30% de vidrio molido, el crecimiento medio de los contenidos de 5% y 7% en relación al 3% de carburo de calcio son del 42% y 59% respectivamente. El valor medio máximo de cada mezcla se muestra en la Tabla 3.

Tabla 3. Resultados medios de compresión uniaxial de las mezclas de arena-vidrio-cal.

Contenido de cal (%)	Contenido de Vidro molido (%)	q_u (kPa)
3	10	499,4
5	10	760,6
7	10	1448,4
3	30	1011,8
5	30	1613,3
7	30	2292,6

4.4 Tracción por compresión diametral (q_t)

4.4.1 Influencia del contenido de carburo de calcio y vidrio molido

La figura 5 muestra la variación de la resistencia a la tracción por compresión diametral con 3%, 5% y 7% de carburo de calcio con 10% y 30% de vidrio molido.

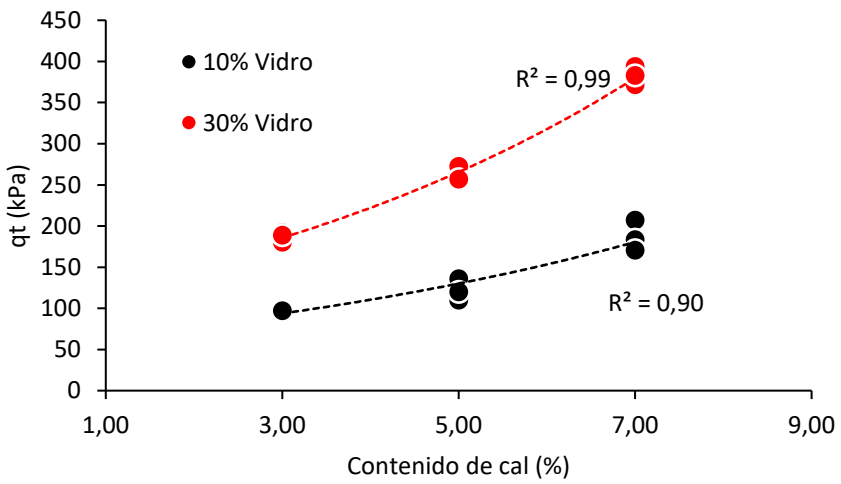


Figura 5. Variación de q_t en relación al contenido de carburo de calcio y vidrio molido.

La variación de q_t es exponencial para ambos contenidos de vidrio. Comparando el 3% y el 9% de adición de carburo con 10% de vidrio molido, se obtiene un crecimiento medio del 53% de la resistencia, comparando 3% con el 7% se obtiene un crecimiento del 26%. Llevando en consideración la curva con 30% de vidrio molido, el crecimiento medio de los contenidos de 5% y 7% en relación al 3% de carburo de calcio son 46,5 %y 40%, respectivamente. Siendo que el valor medio máximo de cada mezcla es presentado en la Tabla 4.

Tabla 4. Resultados medios de tracción por compresión diametral de mezclas de arena-vidrio-cal

Contenido de cal (%)	Contenido de Vidro molido (%)	q_u (kPa)
3	10	97,0
5	10	122,2
7	10	187,4
3	30	187,3
5	30	261,6
7	30	383,1

4.5 Normalización

Se analiza en la Fig. 6 y la Fig. 7 la influencia de la porosidad inicial la resistencia a la compresión uniaxial y tracción por compresión diametral, respectivamente, de las mezclas de suelo-vidrio-carburo de cal.

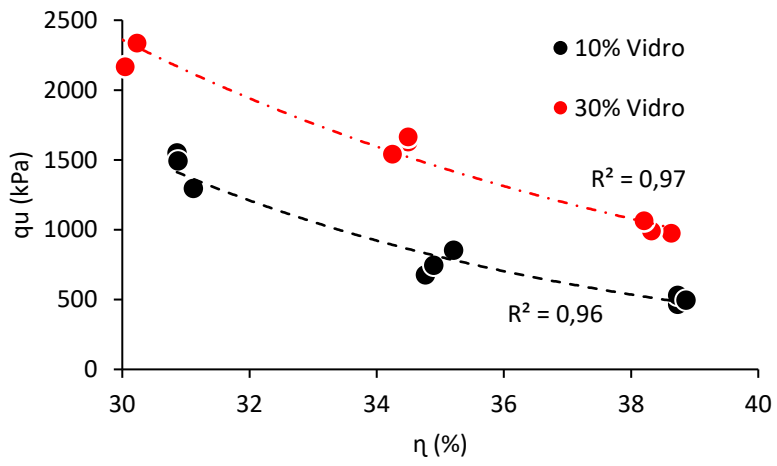


Figura 6. Influencia de la porosidad en la resistencia a la compresión uniaxial.

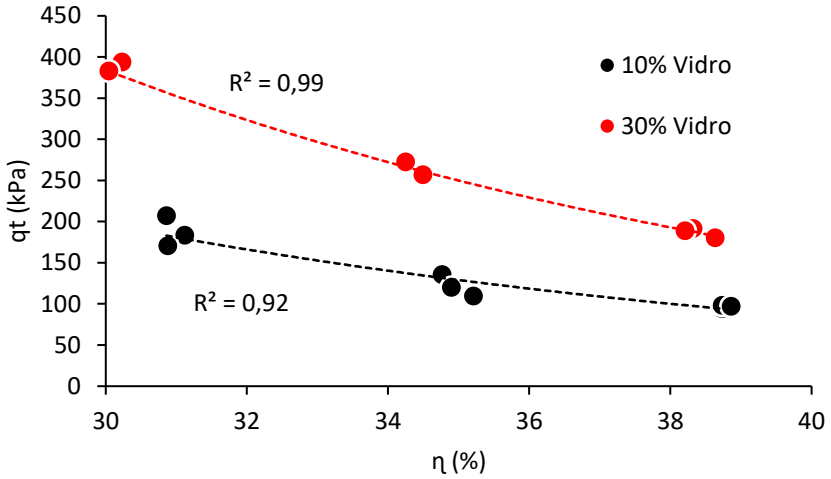


Figura 7. Influencia de la porosidad en la resistencia a la tracción por compresión diametral.

Se observa una variación en la porosidad de 30% y 49% para 3%, 5% y 7% de carburo de cal, y 10% y 30% de vidrio molido. Hay también una relación inversamente proporcional de la porosidad con q_u, ya que a medida que la porosidad disminuye q_u aumenta.

Es observado en la Fig. 8 la influencia de la relación porosidad/contenido volumétrico de las mezclas en la resistencia a compresión uniaxial y resistencia a la tracción por compresión diametral.

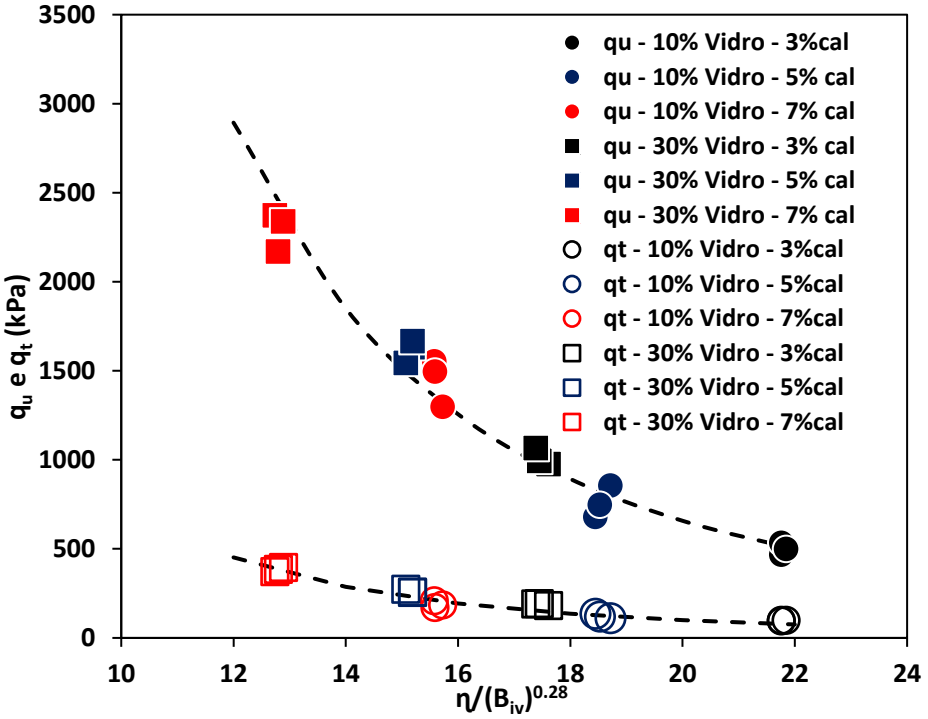


Figura 8. Influencia de la porosidad en la resistencia a la tracción por compresión diametral

El contenido volumétrico de la mezcla de vidrio y cal (ecuación 1) se define como la suma de la masa de vidrio sobre el peso específico del vidrio y la masa de cal sobre el peso específico de la cal, dividida por el volumen de una muestra de ensayo.

$$B_{iv} = \left(\frac{m_{vidro}/\gamma_{vidro} + m_{cal}/\gamma_{cal}}{\mathrm{V}} \right) \qquad (1)$$

Para las mezclas, la relación η/B_{iv} oscila entre 12,8, 18,6 y 15,6 para 3, 5 y 7% de cal con 10% de vidrio y 17,5, 15,6 y 12,8 para 3, 5 y 7% de cal con 30% de vidrio (Ver Figura 8).

Así, buscando establecer la relación η/B_{iv} para un solo parámetro de predicción de resultados q_u, se definió una tendencia potencial que se presenta en la Figura 8.

Las ecuaciones 2 y 3 definen el crecimiento de q_u y q_t, respectivamente, con la disminución de η/B_{iv} con la regresión potencial mostrada en la figura 6:

$$q_u = 3{,}9x10^6 \left[\frac{\eta}{B_{iv}{}^{0,28}}\right]^{-2,90} (R^2 = 0{,}95) \qquad (2)$$

$$q_u = 6{,}9x10^5 \left[\frac{\eta}{{B_{iv}}^{0,28}}\right]^{-2,90} (R^2 = 0{,}92) \qquad (3)$$

Obsérvese que las ecuaciones 2 y 3 siguen la forma $q_u = A\left[\frac{\eta}{{B_{iv}}^{D}}\right]^{-E}$; donde A, D y E son constantes. El valor de A puede depender del tiempo de curado o también del elemento cementante.

La figura 8 muestra que comparando la reducción de 20 puntos porcentuales de η/B_{iv} se obtiene que, por ejemplo, si se reduce la relación vacíos/cemento de una mezcla de η/B_{iv}=22 a η/B_{iv}=13 aumenta su resistencia en 2372 kPa.

Según los estudios realizados (Ref. [18]; Ref. [20]; Ref. [21]; Ref. [15]) y Ref. [22] el valor de E y D depende del tipo de suelo. El valor de A con el uso del exponente 0,28 crece en función del tipo de cementante empleado. Así, es posible obtener el mismo comportamiento de los resultados de la compresión simple con el uso de la relación $\eta/B_{iv}^{0,28}$. La relación η/B_{iv} es capaz de proporcionar una tendencia única de la resistencia del suelo arenoso presentado en el presente trabajo, cementado artificialmente con un cemento procedente de la unión de dos residuos (cal de carburo y vidrio molido). Para Ref. [23] y Ref. [24] la relación η/B_{iv} resulta ser un excelente parámetro de ajuste para describir el comportamiento a la compresión no confinada de los suelos estabilizados con cemento.

5 CONCLUSIONES

Según el tipo de suelo utilizado en este trabajo, el tipo de cemento empleado (mezcla de cal carburada y vidrio molido), el contenido de cal (3-7%) y de vidrio molido (10-30%) y el tiempo de curado de 28 días de las probetas, se llega a las siguientes conclusiones:

1. La resistencia a la compresión uniaxial y la resistencia a la tracción por compresión diametral de las probetas de las mezclas suelo-vidrio-cal aumentan con el aumento del contenido de cal y con el aumento del contenido de vidrio molido. Además, la disminución de la porosidad de las muestras también aumentó el q_u y el q_t.
2. La relación porosidad/contenido volumétrico de la mezcla (η/B_{iv}) resultó ser un parámetro eficaz para estudiar el comportamiento mecánico de las mezclas, tal y como se informó en estudios anteriores. Un exponente de 0,28 sobre el contenido volumétrico de la mezcla ($\eta/B_{iv}^{0,28}$) proporcionó un mejor ajuste de las muestras ensayadas a la compresión simple y a la tracción por compresión diametral.

REFERENCIAS

[1] Ali M., Saberian M., Li J., Transportation Geotechnics Soil stabilization with non-conventional eco-friendly agricultural waste materials: An experimental study, Transportation Geotechnics, v. 14, p. 52–60, 2018.

[2] Motta R. S, Estudo laboratorial de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil para aplicação em pavimentação de baixo volume de tráfego. 2005. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

[3] Rahardjo H., Vilayvong K., Leong E.C., Water characteristic curves of recycled materials. Geotech. Test. J., 34(1): 1–8, 2011.

[4] Lucena L. C., Use of wastewater sludge for base and subbase of road pavements. Transportation Research Part D: Transport and Environment, v. 33, p. 210-219, 2014.

[5] Cardoso R., Silva R. V., De Brito J., Dhir R., Use of recycled aggregates from construction and demolition waste in geotechnical applications: A literature review. Waste Management, vol. 49, p. 131 – 145, 2016.
[6] Prabakar J., Dendorkar N., Morchhale R. K., Influence of fly ash on strength behavior of typical soils. Construction and Building Materials, v. 18, n. 4, p. 263-267, 2004.
[7] ABRELPE – Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais. Disponível em: < http://abrelpe.org.br/>, 2011.
[8] Compromisso Empresarial para Reciclagem. Ficha técnica do vidro. Disponível em: < http://cempre.org.br/artigo-publicacao/ficha-tecnica/id/6/vidro>, 2018.
[9] Saldanha R. B., Scheuermann Filho H. C., Malmann J. E. C., Consoli N. C., Reddy K. R., Physical-Mineralogical-Chemical Characterization of Carbide Lime: An Environmental-Friendly Chemical Additive for Soil Stabilization. Journal of Materials in Civil Engineering. 2018.
[10] Ministério das Minas e Energia. Perfil da Cal. 2009.
[11] ASTM. D2487-11: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). 2017.
[12] ASTM D854 – 14: Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. 2011.
[13] ABNT - NBR 12004: Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 1990.
[14] ABNT - NBR 12051: Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 1991.
[15] Consoli N. C., Winter D., Leon H. B., Scheuermann Filho H. C., Durability, strength, and stiffness of green stabilized sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 144, n. 9, p. 04018057, 2018.
[16] ASTM D 5102. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures. 1996.
[17] ASTM 496/C 496M–04. Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens. 2004.
[18] Consoli N. C., Foppa D., Festugato L., and Heineck K. S., Key parameters for strength control of artificially cemented soils. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 133(2), 197-205, 2007.
[19] Consoli N. C., Prietto P. D. M., Carraro J. A. H., Heineck K. S., Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime mixtures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 127, n. 9, 774-782, 2011.
[20] Consoli N. C., Festugato L., Da Rocha C. G., Cruz R. C., Key parameters for strength control of rammed sand-cement mixtures: Influence of types of portland cement. Construction and Building Materials, 49, 591–597, 2013.
[21] Consoli N.C., Ibraim E., Diambra A., Festugato L., Marques S.F.V., A Sole Empirical Correlation Expressing Strength of Fine-Grained Soils - Lime Mixtures. Soils and Rocks, São Paulo, 40(2): 147-153, 2017.
[22] Diambra A., Ibraim E., Peccin A., Consoli N. C., Festugato L., “Theoretical derivation of artificially cemented granular soil strength.” J. Geotech. Geoenviron. Eng. 143 (5), 2017.
[23] Rios S., Viana da Fonseca A., Baudet B. A., Effect of the porosity/cement ratio on the compression of cemented soil. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 138(11), 1422-1426, 2012.
[24] Mola-Abasi H., Shooshpasha I., Influence of zeolite and cement additions on mechanical behavior of sandy soil. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 8(5), 746-752, 2016.

Análisis de la resistencia a tracción de mezclas de suelo-lodo de ETA-cal en diferentes tiempos de curado

J. L. Rissiardi
luizrissardi@gmail.com
Akdeniz University, Antália, Turquía

E. B. Moreira
eclesielter_ebm@hotmail.com
Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, Brasil

R. C. Pierozan
rodrigopierozan@hotmail.com
The University of Texas at Austin, E.U.A

R. D. Caballero
ricardocaballero23@gmail.com
Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional del Nordeste (UNNE). Av. Las Heras 727. Resistencia, Argentina.

A. Dalla Rosa
amandajohann@utfpr.edu.br
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Brasil

RESUMEN: El destino final del lodo generado en las estaciones de tratamiento de agua (ETA) viene siendo un desafío para las empresas de saneamiento bajo aspectos económicos, técnicos y ambientales. A pesar de haber varias alternativas para el tratamiento del lodo, las soluciones de disposición final que son habitualmente utilizadas (cursos de agua, rellenos sanitarios o estaciones de tratamiento de líquidos cloacales), todavía representan grandes impactos y sobrecargan los sistemas envueltos. El objetivo del presente trabajo es analizar el comportamiento mecánico (resistencia a tracción) de mezcla de suelo-lodo de ETA-cal a diferentes tiempos de curado. Fueron analizadas las siguientes mezclas: mezcla 1 (suelo natural), mezcla 2 (suelo +5% de lodo +5% de cal), mezcla 3 (suelo +10% de lodo +5% de cal) y mezcla 4 (suelo +15% de lodo +5% de cal). Las probetas de las mezclas fueron sometidas al ensayo de resistencia a tracción (qt) con 7, 14 y 28 días de curado. De todas las mezclas, la mezcla 2 obtuvo el mejor comportamiento mecánico. A partir de los 14 días de curado, la mezcla 3 presento valores de qt mayores que los valores del suelo natural (mezcla 1). En general, dos tendencias fueron observadas. Primero, los valores de qt disminuyen con el aumento del contenido del lodo incorporado en la mezcla. Segundo, los valores de qt aumentan a lo largo del tiempo de curado.

Palabras clave: TRATAMIENTO DE SUELOS – RESISTENCIA A TRACCIÓN – LODO DE ESTACIÓN DE TRATAMIENTO DE AGUA - CAL.

1 INTRODUCCIÓN

El lodo es un residuo generado en el proceso de transformación de agua cruda (captada principalmente en ríos y reservorios), en agua potable para consumo humano a través de Estaciones de Tratamiento de Agua (ETA). El lodo es removido periódicamente de los decantadores y filtros para garantizar la eficiencia del tratamiento del agua, que, en general, sigue las siguientes etapas: coagulación, floculación, decantación y filtración Ref. [1].

Ref. [2] relata que el lodo de ETA es compuesto de agua, sólidos en suspensión y productos químicos aplicados en el proceso de tratamiento (cloro, sulfato de aluminio y/o cloruro de hierro, cal o soda caustica, y flúor). Los sólidos del lodo comprenden, por lo tanto, sustancias orgánicas (algas, bacterias, virus y partículas orgánicas), e inorgánicas (coloides, manganeso, hidróxidos de aluminio y polímeros).

Aunque estudios sobre generación de lodo ETA sean escasos en la literatura, se estima que actualmente en el mundo son generadas más de diez mil toneladas de lodo de ETA por día. Además, se estima que la generación de este residuo se duplicará cada 10 años (Ref. [3] y [4]).

De acuerdo con la Ref. [5], el lodo de ETA es clasificado como residuo sólido, por lo tanto, debe ser tratado y dispuesto conforme las exigencias de los órganos reguladores.

Hace mucho tiempo, el destino de estos residuos de ETA viene siendo los cursos de agua próximo de las estaciones, no obstante, la creciente preocupación y reglamentación están restringiendo o prohibiendo este tipo de disposición. Esta práctica viene siendo cuestionada por los órganos ambientales debido a los riesgos a la salud y el medio ambiente Ref. [6].

Investigaciones de laboratorio y de campo sobre el uso del lodo de ETA vienen siendo reportadas en la literatura por diversos autores en Brasil y en el mundo, apuntando a su disposición benéfica o a su reutilización como material en diferentes procesos industriales. Algunas de estas investigaciones están descriptas en la Tabla 1.

Tabla 1. Aplicaciones del lodo de ETA

Aplicación	Investigadores
Refuerzo de suelo para pavimento	Ref. [7]
Incorporación en piezas de hormigón para pavimento	Ref. [8]
Fabricación de elementos cerámicos	Ref. [9] y [10]
Uso como filler en la fabricación de hormigón asfáltico	Ref. [11] y [12]
Fabricación de cemento	Ref. [13] y [14]
Incorporación en la matriz de hormigón	Ref. [15]
Material de cobertura en rellenos sanitarios	Ref. [16]
Uso en la agricultura e silvicultura/reforestamiento	Ref. [17] y [18]
Recuperación de áreas degradadas	Ref. [1] y [19]

2 MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Suelo

El suelo fue recolectado en una obra de excavaciones en el municipio de Fazenda Rio Grande, región metropolitana de Curitiba/PR. Tal suelo es nativo de la formación geológica Guabirotuba. La Fig. 1 muestra la recolección del suelo.

Figura 1. Lugar de recolección del suelo

2.2 Lodo de ETA

El lodo fue recolectado en una Estación de Tratamiento de Agua (ETA) localizado en el municipio de Curitiba/PR. El lodo recolectado se muestra en la Fig. 2.

Figura 2. Lodo de ETA recolectado

Primeramente, el lodo fue secado en estufa a 60°C. Después del proceso de secado, el lodo fue desmenuzado de manera que todo el material pase por el tamiz N° 4 (4,75 mm).
La muestra de lodo de ETA utilizada en este trabajo fue caracterizada por Ref. [8]. Los autores relataron que este residuo sólido posee una masa especifica seca de 1,736 g/cm3, humedad de aproximadamente 87% y un pH de 6,97. La composición química del lodo está descripto en la Tabla 2.

Tabla 2. Composición química del lodo de ETA

Elemento	%
Al_2O_3	22,95
SiO_2	11,25
SO_3	1,49
CaO	0,342
K_2O	0,074
TiO_2	0,062
MnO	0,029
Fe_2O_3	0,028
PF (CO_2)	63,780

2.3 Cal

La cal utilizada en esta investigación fue producida en Almirante Tamandaré, región metropolitana de Curitiba/PR. Esta cal es comercializada como cal hidratada CH-III. La composición química de la cal está expuesta en la tabla 3, tales datos fueron dados por el fabricante.

Tabla3. Composición de la cal

Óxidos	%
Rl + SiO_2	6,30
CaO	40,70
MgO	28,50
Ox. Tot. (CaO +MgO) nv	91,17
CaO + MgO	69,20
H_2O combinada	21,30
CO_2	2,80
$CaCO_3$ total	nd
CO_3 resid.	6,30
(CaO + MgO) no hidr.	7,52
CaO no hidrat.	0,00
PF	24,10

Basados en los datos expuestos en la tabla 3, se trata de una cal dolomítica.

2.4 Agua

En los ensayos de caracterización del suelo y confección de las probetas fue utilizada agua destilada para evitar reacciones químicas no deseadas, como reacciones de las sales y/o impurezas del agua con la cal y el lodo.

2.5 Caracterización del suelo

El suelo fue preparado y caracterizado de acuerdo con los ensayos descriptos en la Tabla 4.

Tabla 4. Ensayos de caracterización del suelo

Ensayo	Norma
Preparación del suelo	NBR 6457 (ABNT, 2016)
Granulometría	NBR 7181 (ABNT, 2016)
Masa Esp. de los granos	NBR 6508 (ABNT, 1984)
Límite líquido	NBR 5459 (ABNT, 2016)
Límite de Plasticidad	NBR 7180 (ABNT, 2016)
Compactación Proctor	NBR 7182 (ABNT, 2016)

2.6 Dosaje de las mezclas

En la Tabla 5 están descriptas los dosajes establecidos para la investigación. Los contenidos de lodo y cal están dispuestos en relación a la masa de suelo seco.

Tabla 5. Composición de las mezclas Suelo-Lodo de ETA-Cal

Mezcla	Contenido (%)	
	Lodo de ETA	Cal
1	0	0
2	5	5
3	10	5
4	15	5

2.7 Confección y curado de probetas

Los métodos de confección y curado de probetas de Suelo-Lodo de ETA-Cal adoptados en esta investigación siguieron las recomendaciones de la Ref. [20].
Después de pesar los materiales secos (suelo, lodo y cal), fueron mezclados hasta que el conjunto adquirió una consistencia uniforme. Los materiales están presentados en la Fig. 3.

Figura 3. Materiales utilizados

Inmediatamente obtenida la consistencia uniforme, el agua destilada fue adicionada, continuando el proceso de homogeneización de la mezcla. Después del proceso de homogeneización, la composición fue almacenada en un recipiente cerrado para evitar la pérdida de humedad antes de la compactación. Tres muestras de la mezcla fueron retiradas para verificación de la humedad de la muestra.
La muestra fue compactada en un molde cilíndrico (100 mm de altura y 50 mm de diámetro), de modo que cada probeta llegue a su peso específico aparente seco y humedad deseados (parámetros obtenidos en el ensayo Proctor normal del suelo natural).
Acabada el proceso de confección de las probetas, la probeta fue inmediatamente retirado del molde, y fue envuelta en un papel film y fueron colocadas en una cámara humedad para evitar cambios significativos de humedad y temperatura durante el proceso de curado.
La cantidad de cuerpos de prueba (probetas) por muestra y tiempos de curado adoptados en este trabajo están descriptos en la Tabla 6.

Tabla 6. Cuerpos de prueba por mezcla y tiempo de curado

Mezcla	Tiempo de Curado			
	0 días	7 días	14 días	28 días
1	3	-	-	-
2	-	3	3	3
3	-	3	3	3
4	-	3	3	3

Las probetas de la muestra 1 fueron ensayadas en el mismo día de la confección, ya que los mismos no pasan por el proceso de curado, En total fueron confeccionados 30 probetas.

2.8 Ensayo de resistencia a la tracción

Las probetas fueron sometidos al ensayo de tracción por compresión diametral en base a la Ref. [21]. En dicho ensayo se obtiene la resistencia a la tracción q_t. Una probeta durante el ensayo es expuesta en la Fig. 4.

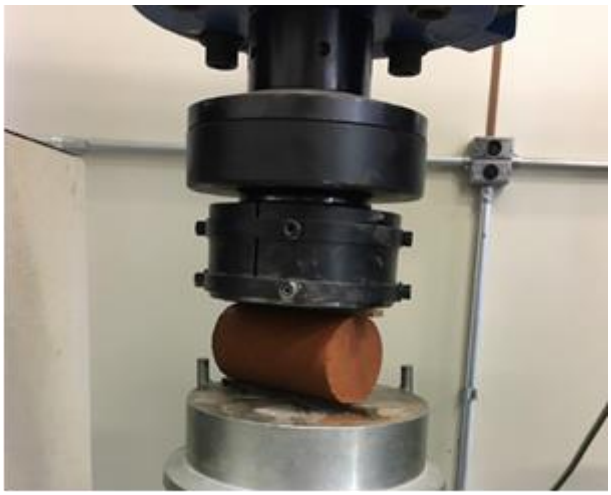


Figura 4. Probeta durante el ensayo a tracción

3 RESULTADOS

Las propiedades físicas del suelo están descriptas en la Tabla 7.

Tabla 7. Propiedades físicas del suelo

Propriedades Físicas	Resultados
Grava (2 mm< φ <60 mm)	0,0%
Arena Gruesa (0,6 mm< φ <2 mm)	5,2%
Arena media (0,2 mm< φ <0,6 mm)	6,8%
Arena fina (0,06 mm< φ <0,2 mm)	24,6%
Limo (0,002 mm < φ <0,06 mm)	53,6%
Arcilla (φ <0,002 mm)	9,8%
Masa especifica real de los granos, Gs	2,712 g/cm^3
Límite liquído, LL	53%
Límite de plasticidad, LP	32%
Índice de Plasticidad, IP	21%

Basados en los datos expuestos en la tabla 7, es observado que se trata de un suelo con predominancia de granos finos (más del 63% de limo y arcilla). Se puede notar también que el suelo posee una plasticidad alta.
En la Tabla 8 están expuestos los parámetros obtenidos en el ensayo de compactación Proctor en la energía normal.

Tabla 8. Parámetros de compactación

Parámetro	Resultado
Peso esp. aparente seco máximo	1,382 g/cm^3
Humedad óptima	28%

Tales parámetros de compactación fueron utilizados para confeccionar todas las probetas.
Las medias de los valores de q_t obtenidos para cada mezcla y tiempo de curado, están presentados en la Tabla 9.

Tabla 9. Valores de qt (kPa)

Muestra	Tiempo de Curado			
	0 días	7 días	14 días	28 días
1	42,00	-	-	-
2	-	42,13	48,76	58,41
3	-	38,34	42,38	49,44
4	-	31,07	33,67	37,53

Con base en los datos de la Tabla 9, se observa tendencias lineares en los valores de qt en función del contenido de lodo y del tiempo de curado.
La primera tendencia observada fue la disminución de los valores de qt en función del aumento en el contenido de lodo, esto puede ser observado en la Fig. 5.

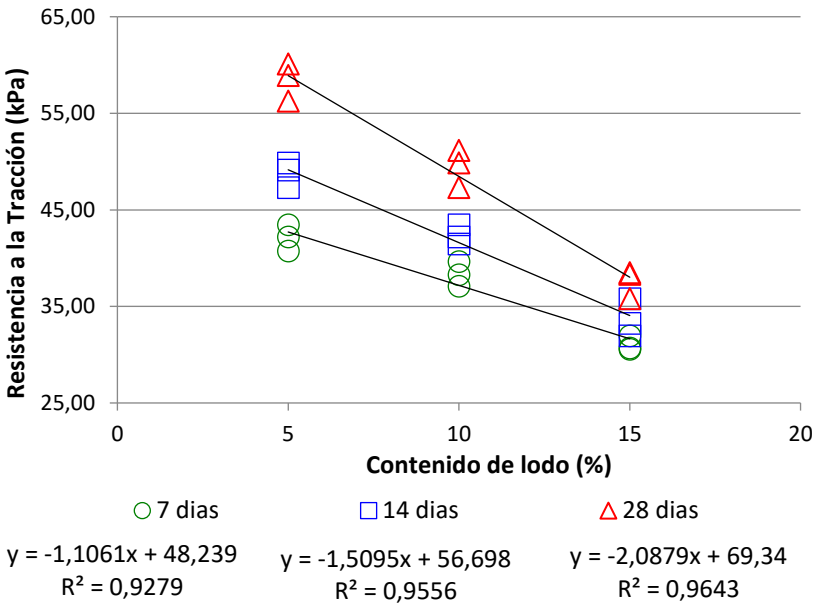


Figura 5. Disminución de q_t en función del aumento del contenido de lodo en la mezcla

La segunda tendencia observada fue el aumento de los valores de qt a lo largo del tiempo de curado, esto se observa en la Fig. 6.

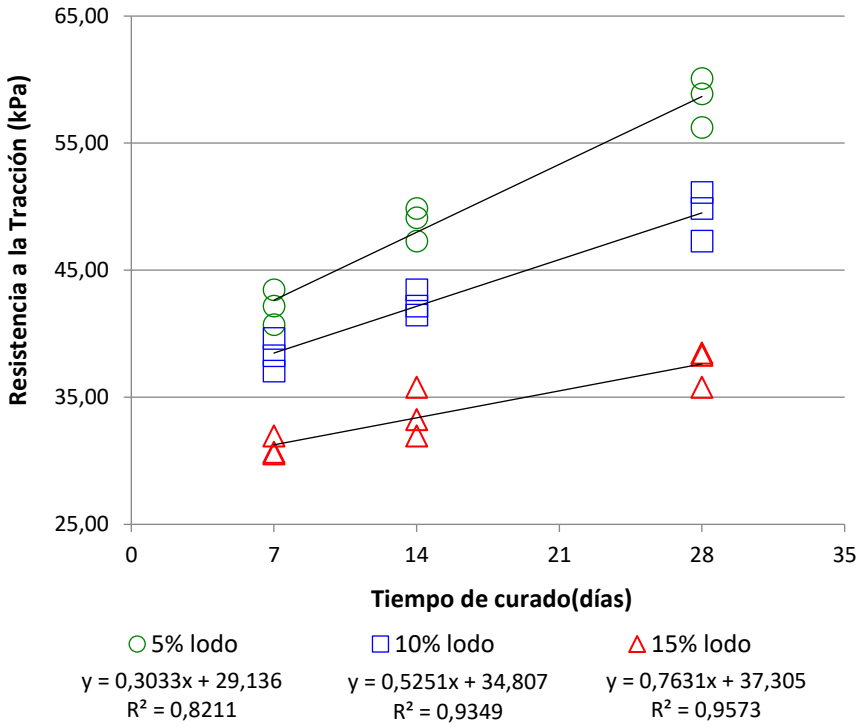


Figura 6. Aumento de q_t en función del tiempo de curado

4 CONCLUSIÓN

A partir de los resultados obtenidos en este trabajo, se pueden remarcar las siguientes conclusiones:

- Se percibe una elación lineal de la resistencia a tracción (q_t) con respecto el contenido de lodo utilizado en las muestras como así también con el tiempo de curado;
- La relación lineal que existe entre la resistencia a tracción (q_t) y el contenido de lodo en la muestra demuestra que un mayor contenido de lodo en la muestra disminuye la resistencia a tracción;
- La relación lineal entre la resistencia a tracción (q_t) y el tiempo de curado muestra que, a un mayor tiempo de curado, mayor será la resistencia a tracción obtenida.

Estas conclusiones nos dan una idea de que la adición de un residuo como el lodo de ETC al suelo, puede mejorar significativamente las propiedades del suelo.

5 REFERENCIAS

[1] Bittencourt S., Monte Serrat B., Aisse M., Souza L. y Simão C. Aplicação de lodos de estações de tratamento de água e de tratamento de esgoto em solo degradado. Eng Sanit Ambient. 7, 17, 2012, pp: 315-324.
[2] Montalvan Tejeda. Investigação do comportamento geotécnico de misturas de solo arenoso como lodo da Estação de Tratamento de Água Cubatão. Escola Politécnica, USP. 2016.

[3] Basibuyuk M. y Kalat D. The use of waterworks sludge for the treatment of vegetable oil refinery industry wastewater. Environmental Technology. 25, 2004, pp: 373-380.
[4] Ahmad T., Ahmad K., y Alam M. Sustainable mangeament of water treatament sludge through 3'R' concept. Journal of Cleaner Production. 24, 124, 2016, pp: 1-13.
[5] ABNT NBR 1004. Resíduos sólidos – Classificação. Rio de Janeiro, 2004.
[6] Portella, K.; Androeli, C.; Hoppen, C.; Sales, A.; Baron, O. Caracterização físico-química do lodo centrifugado da estação de tratamento de água Passaúna – Curutiba – Pr. 22° Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária Ambiental. Joinvile, 2003.
[7] Coelho, R.; Tahira, F.; Fernandes, F.; Fontenele, H.; Teixeira, R. Uso do lodo de estação de tratamento de água na pavimentação rodoviaária. Revista Electrônica de Engenharia Civil. 10, 2, 2015, pp: 11-22.
[8] Fernandez, L.; Mikowski, P.; Macioski, G.; Nagalli, A.; Freire, F. Avaliação da incorporação do lodo de Estação de Tratamento de Água em peças de concreto intertravado. Revista Materia. 23, 3, 2018.
[9] Godblod, D.; Fritz, H.; Jentschke, G.; Meesenburg, H.; Redemacher, P. Root turnover spruce (Picea abies) is affected by soil acidity an contributes strongly to forest floor litter. Tree Physiol. 23, 2003, pp: 915-921.
[10] Vieira, C.; Soares, J.; Monteiro, S. Desenvolvimento de massas de revestimento cerâmico com argila caulinítica e nefelina siento. Cerâmica. 54, 330, 2008, pp: 184–192.
[11] Silva, J.; Ladislau, J.; Campelo, N.; Campos, A.; Silva, A. Comportamento do concreto asfáltico como lodo oriundo de ETA da cidade de Manaus, empregado como fíller. 39° Reunião Anual de Pavimentação. Recife/PE – BRASIL – 16 a 19 de setembro 2008.
[12] Martinez, Juan Gabriel Bastidas. Avaliação de desempenho de misturas bituminosas com adição de lodos de eta e de ete. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília. 2014.
[13] Chen, H.; Ma, X.; Dai, H. Reuse of water purification sludge as raw material in cement production. Cem Concr Compos. 32, 6, 2010, pp: 436-439.
[14] Kikuchi, Ryunsuke. Recycling of municipal solid waste for cement production: pilot-scale test for transforming incineration ash of solid waste into cement clinker. Resources, Conservation and Recycling. 31, 2, 2001, pp: 137-147.
[15] Hoppen, C.; Portella, K.; Joukoski, A.; Baron, O.; Franck, R.; Sales, A. Andreoli, C.; Paulon, V. Co-disposição do lodo centrifugado de Estação de Tratamento de Água (WTP) em materiz de concreto: método alternativo de preservação ambiental. Water research. 51, 20, 2005, pp: 85-95.
[16] Wang, M.; Hull, J.; Jao, M. Stabilization of water treatament plant sludge fo possible use as embankment material. Transportation Research Record 1345. Washington, DC. Transportation Reasearch Board. 1992.
[17] Machado, P.; Boddey, R.; Madari, B.; Rodrigues, Jr.; Urquiaga, S. Os solos brasileiros e o sequestro de carbono. Boletim Informativo. SCBS, 29, 2004, pp: 21-25.
[18] Titshall, L.; Hughes, J.; Characterisation of some South African water treatament residues and implications for land application. Water SA. 31, 3, 2005, pp: 189-199.
[19] Moreira, R.; Guimarães, E.; Boaventura, G.; Momesso, A.; Lopes de Lima, G. Estudo geoquímico da disposição de lodo de estação de tratamento de água em área degradada. Química Nova. 32, 8, 2009.
[20] ABNT NBR 12024. Solo-cimento - Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro. 1992.
[21] ABNT NBR 7222. Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro. 2011.

Caracterización de suelos arcillosos de Entre Ríos a partir de ensayos triaxiales escalonados, correlaciones con ensayos de campo.

Oscar Rico[1], Alejandro García[1], M. Emilia Medina[1], María Bassini[1], Alexis Colicelli[1], Grupo de Geotecnia.

E- Mail: labsuelo@frcon.utn.edu.ar
Facultad Regional Concordia, Universidad Tecnológica Nacional (UTN), Concordia, Salta 277 (3200), Entre Ríos, Argentina.

RESUMEN

En la región suelen utilizarse para los suelos arcillosos, correlaciones internacionalmente difundidas entre parámetros de corte como la cohesión no drenada Cu y el número N obtenido mediante el ensayo estándar de penetración (SPT). Sin embargo, los autores de tales relaciones, solicitan "prudencia" respecto al uso de sus expresiones y recomiendan validaciones para cada zona particular.
Este trabajo pretende ser un aporte hacia el avance en el conocimiento de las variables que permiten definir la capacidad de carga de los suelos arcillosos, en general de alta plasticidad, distribuidos en gran parte de la región centro y norte de la Provincia de E. Ríos.
Se exponen resultados de diferentes ensayos triaxiales ejecutados en forma escalonada, no consolidada ni drenada (UU), a humedad natural; los cuales permitieron la obtención de curvas tensión-deformación y parámetros de resistencia al corte Øu y Cu. Adicionalmente se indaga sobre la validez para estas arcillas, de las expresiones más conocidas en función de N, índice liquidez, humedad natural, plasticidad, etc.
Se presentan relaciones obtenidas entre parámetros de resistencia no drenados y el número de golpes de ensayo de campo SPT.

Palabras clave: arcillas, SPT, parámetros no drenados.

1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 *Antecedentes*

Para las arcillas plásticas normalmente consolidadas o con bajo grado de preconsolidación, existen internacionalmente numerosas correlaciones entre los parámetros de resistencia, la plasticidad y los coeficientes elásticos, obtenidos en condiciones no drenadas.

Varios autores sugieren que la estimación de Parámetros Resistentes y Elásticos (qu, Cu y Es) de suelos arcillosos versus la resistencia a penetración registrada en campo (NSPT), sólo es factible sobre la base de una experiencia regional adecuadamente contrastada y en depósitos geotécnicamente bien caracterizados. Sin embargo, aparecen varias fórmulas de carácter general entre N_{SPT}, los parámetros de resistencia al corte y la plasticidad de las arcillas.
Fundamentalmente se han publicado relaciones entre la resistencia no drenada (Cu) determinada en especímenes de ensayos Triaxiales UU, con el N_{SPT} de campo o bien relacionado con el N_{60} y en función del Índice de Plasticidad (IP) o el Índice de Liquidez (IL).

1.2 *Contexto Regional*

La provincia de Entre Ríos presenta vastas regiones en las que superficialmente y hasta profundidades de interés en obras de ingeniería civil, se alumbran suelos netamente arcillosos y de alta plasticidad, en general con pasante por la malla N°200 superior a 75% u 80% y límite líquido mayor a 50%. Se observa que la corteza u horizonte superior presenta características físicas razonablemente uniformes en una considerable superficie de la provincia, básicamente en las zonas centro y centro norte.

1.3 *Objetivos Específicos*

Siendo el ensayo SPT el sondeo más comúnmente utilizado en las investigaciones geotécnicas regionales, incluso usualmente requerido por reparticiones públicas, resulta prudente avanzar con un trabajo de investigación académica tendiente a cotejar la aplicabilidad de algunas correlaciones internacionales utilizadas, que aparecen en la bibliografía Geotécnica y/o encontrar nuevas relaciones de interés estrictamente regional, basadas principalmente en relaciones con el número N o N_{60}.

2 MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Criterios de Selección de las Muestras

La obtención de muestras para el proyecto se realizó en territorio de la Provincia de Entre Ríos, particularmente en las Localidades de Federal, La Criolla, S.J. de Feliciano, Jubileo, Chajarí, San Pedro, entre otros.

2.2 Obtención e identificación de muestras, ensayos de campo:

2.2.1 Se obtuvieron muestras de Ensayos de Penetración Estándar (SPT) (Norma IRAM 10517, Ref. [1]). A partir de convenio firmado entre la Facultad y una Empresa Geotécnica de la zona, ésta cede al grupo de investigación planillas de campo y “testigos” obtenidos en terreno mediante la ejecución de ensayos SPT con Saca testigos de Zapatos Intercambiables (SZI).
Resumidamente el suelo se obtuvo del interior de un sacamuestras que penetró el terreno a profundidades variables, a partir de la hinca dinámica con una energía teórica normalizada de 4900 kgcm por impacto, registrándose el número de golpes para lograr una penetración de 30 cm del sacamuestras, así se procesaron más de 110 muestras contenidas en tubos de PVC herméticamente sellados y rotulados, las dimensiones de los testigos fueron en general de 46 mm de diámetro y 150 mm de altura. El número de golpes N obtenido en campo fue corregido por el tipo de sacamuestras utilizado, según la relación aproximada $N_{SPT} = 0{,}8\ N_{SZI}$.

2.2.2 En las localidades de Federal, La Criolla y Feliciano, predios donde previamente se habían ejecutado los sondeos mediante la técnica del SPT, se realizaron Ensayos de Cono Dinámico (DCP, Norma ASTM D 6951-03) Ref. [2], mediante hinca dinámica de un cono de 19 mm de diámetro con una energía por golpe de 460 kgcm, registrándose la cantidad de golpes y la penetración en mm, el método no incluye obtención de muestras; así se hicieron varios DCP hasta profundidades cercanas a 4 m, ubicados próximos a los puntos donde se habían realizado los sondeos con obtención de muestras (SPT).
Sin bien el DCP es un ensayo de penetración que fue desarrollado en la técnica vial y para escasa profundidad, permitiendo correlacionar el índice de penetración con el valor soporte relativo del suelo (CBR). Siendo un sondeo ágil, versátil y económico, puede resultar factible su uso para cuantificar de manera indirecta las características estructurales de suelos finos, en terrenos donde a priori se tenga conocimiento de la existencia de mantos de suelos “aceptablemente” homogéneos, situación típica en la región alcanzada por la presente investigación.

2.2.3 En la Localidad de Federal, donde la Empresa había realizado ensayos y obtención de muestras mediante SPT, se ejecutó calicata procediendo a “tallar” una muestra inalterada de suelo a 0,75 m de profundidad aproximadamente, para la caracterización de parámetros del suelo “indisturbado”.
En cercanías al punto de extracción se realizaron ensayos DCP para ampliar la información del suelo del sector.
Complementariamente se realizó un ensayo de Densidad In Situ (Norma IRAM 10536 Ref. [1]) para determinar el peso unitario seco del suelo en condiciones naturales.

2.3 Caracterización física:

Con todas las muestras obtenidas a partir de los ensayos SPT y con las probetas testigo inalteradas de Federal, se realizó la determinación de las características físicas:
Humedad Natural (%): (Norma IRAM 10519 Ref. [1]).
Límite Líquido (%): (Norma IRAM 10501 Ref. [1]).
Límite Plástico (%): (Norma IRAM 10501 Ref. [1]).
La determinación de la Plasticidad se realizó previa molienda y tamizado por malla N°40, se hidrató el suelo hasta comportamiento como líquido quedando en maceración, luego se amasó en superficie plana (mármol) para mediante cascador de Casagrande determinar el Límite líquido. Con el material sobre el mármol se determinó el Límite Plástico.
Contenido de partículas finas o pasante por la malla N° 200 por vía húmeda (Norma IRAM 10507 Ref. [1]).

2.4 Ensayos de resistencia al corte - Triaxiales:

Luego de caracterizado el material, partiendo de los lineamientos generales de la Norma IRAM 10529 Ref. [1], se realizaron Ensayos Triaxiales Escalonados a humedad natural UU, No Consolidado No Drenado, para lo cual se utilizaron las muestras obtenidas del SPT y las talladas a partir de muestra indisturbada. En total, se procesaron más de un centenar de muestras obtenidas mediante la ejecución del Ensayo SPT.
Para su ejecución en la presente investigación se le aplicó una presión de confinamiento isotrópica (σ_3), partiendo de σ_3 = 0,1 MPa, se somete luego la probeta a esfuerzo axial hasta plastificación incipiente (cambio de pendiente en la gráfica), se incrementa el confinamiento haciendo σ_3 = 0,2 MPa y posteriormente hasta σ_3 = 0,3 MPa, así se completan tres escalones de carga alcanzando finalmente la tensión desviante de rotura.
Se registraron los valores de esfuerzos y deformación alcanzada, confeccionando los clásicos gráficos tensión-deformación (σ - ε). Luego se graficaron los círculos de rotura según Mohr con el esfuerzo desviante (σ_1-σ_3) alcanzado al momento de la falla, trazándose la Curva de Resistencia Intrínseca o envolvente de rotura, obteniendo finalmente los parámetros de resistencia al corte Φu (ángulo de fricción interna no drenado) y Cu (cohesión no drenada).

2.5 Ensayos de penetración DCP vs NSPT, N_{60}:

Los datos de campo relevados mediante más de una docena de ensayos DCP, se procesaron y relacionaron al N y N_{60} de un mismo sitio de auscultación.
En planilla y gráficos (ver Tabla 1 y Fig. 1) siguientes se indica el modelo de ordenamiento de datos y su representación gráfica.

Tabla 1. Planilla modelo de procesamiento de datos

Sector 1 San José de Feliciano
Lect. Inicial: 4960

N° Golpes	Penetración acumulada (mm)	Penetración e/lecturas (mm)	Penetración por golpe (mm)	Factor del Mazo	**Índice DCP** (mm/gol)	Promedio Índice DCP	N (SPT)	N60
0	0	0	0	0	0			
3	15	15	5	1	5			
3	193	178	59	1	59	**31**	**4**	6
6	345	152	25	1	25			
6	550	205	34	1	34			
9	702	152	17	1	17			
12	848	146	12	1	12	**13**	**10**	14
12	984	136	11	1	11			
15	1168	184	12	1	12			
15	1369	201	13	1	13			
15	1559	190	13	1	13	**13**	**9**	13
15	1731	172	11	1	11			
15	1951	220	15	1	15			
15	2140	189	13	1	13			
15	2340	200	13	1	13			
15	2535	195	13	1	13	**15**	**6**	10
15	2752	217	14	1	14			
12	2940	188	16	1	16			
3	2994	54	18	1	18			
15	3231	237	16	1	16			
15	3448	217	14	1	14			
15	3638	190	13	1	13	**12**	**14**	20
15	3828	190	13	1	13			
15	4003	175	12	1	12			

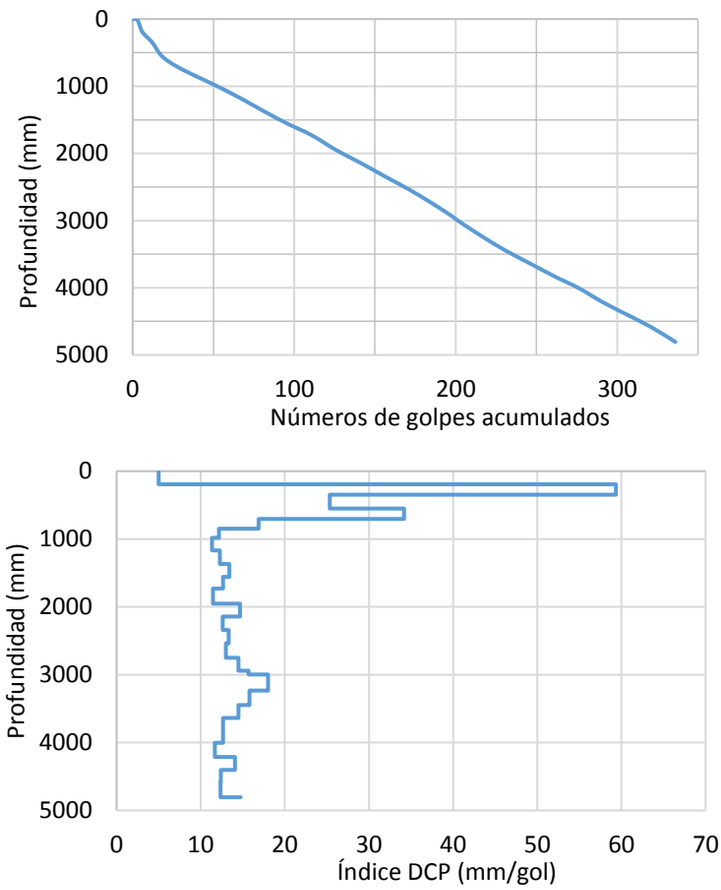


Figura 1. Representación gráfica del Ensayo DCP.

3 RESULTADOS OBTENIDOS

3.1 Parámetros de caracterización física y estructural.

Se procesaron en total más de 110 probetas, a las que se realizaron los ensayos de humedad, plasticidad, peso unitario húmedo, lavado por malla N° 200, Triaxial escalonado, Módulo Elasticidad Secante al 50% para el primer escalón de carga.
Se presenta extracto de planilla modelo, utilizada en el procesamiento de datos y resultados:

Tabla 2. Planilla modelo de procesamiento de datos. Propiedades físicas.

DATOS		N°	PROM.	PROM.	PESO	Wnat	DENSIDAD	L.L.	I.P.	I.L.	P#200
TESTIGO	ORIGEN	N_{SPT}	Ø (cm)	h (cm)	gr	W (%)	γsec (gr/cm³)	%	%		%
M1-17	**CHARRÚAS**	9	4,65	11,48	339	**38,62**	**1,257**	62	**25**	**0,06**	**99**
M3-17	**CHAJARÍ**	9	4,55	12,03	390	**22,28**	**1,633**	56	**37**	**0,09**	**81**
M4-17	**CHAJARÍ**	10	4,60	11,51	375	**25,97**	**1,559**	56	**35**	**0,14**	**85**
M5-17	**CHAJARÍ**	12	4,53	10,93	362	**22,13**	**1,684**	49	**31**	**0,13**	**79**
M6-17	**CHAJARÍ**	17	4,58	12,31	422	**18,08**	**1,765**	46	**32**	**0,13**	**70**
M8-17	**CHAJARÍ**	13	4,54	11,34	368	**23,56**	**1,623**	49	**29**	**0,12**	**76**
M9-17	**CHAJARÍ**	8	4,51	11,31	372	**17,42**	**1,756**	51	**38**	**0,12**	**67**
M10-17	**CHAJARÍ**	21	4,56	10,55	374	**11,45**	**1,949**	23	**12**	**0,04**	**38**
M11-17	**CHAJARÍ**	21	4,59	11,38	411	**14,09**	**1,915**	24	**12**	**0,17**	**44**
M12-17	**CHAJARÍ**	16	4,54	11,20	392	**14,71**	**1,887**	40	**25**	**0,00**	**59**
M13-17	**CHAÑAR**	9	4,63	10,75	372	**22,61**	**1,673**	60	**30**	**0,00**	**89**
M14-17	**CHAÑAR**	11	4,61	10,40	317	**32,86**	**1,375**	61	**32**	**0,12**	**93**
M17-17	**CHAJARÍ**	7	4,53	11,26	357	**23,06**	**1,596**	50	**34**	**0,21**	**72**
M22-17	**CHAJARÍ**	19	4,58	10,96	384	**15,57**	**1,842**	44	**30**	**0,05**	**69**
M23-17	**CHAJARÍ**	15	4,57	11,04	392	**16,14**	**1,860**	44	**30**	**0,07**	**69**

Tabla 3. Planilla modelo de procesamiento de datos. Características Resistentes.

DATOS		N°	Cu	ϕu	SUCS	E_{50}
TESTIGO	ORIGEN	N_{SPT}	kPa	°		MPa
M1-17	**CHARRÚAS**	**9**	**26,48**	8	**MH**	**6,76**
M3-17	**CHAJARÍ**	**9**	**66,69**	14	**CH**	**14,78**
M4-17	**CHAJARÍ**	**10**	**41,19**	12	**CH**	**5,64**
M5-17	**CHAJARÍ**	**12**	**89,24**	3	**CL**	**7,84**
M6-17	**CHAJARÍ**	**17**	**69,63**	8	**CL**	**10,71**
M8-17	**CHAJARÍ**	**13**	**65,71**	9	**CL**	**9,88**
M9-17	**CHAJARÍ**	**8**	**173,58**	11	**CH**	**14,18**
M10-17	**CHAJARÍ**	**21**	**57,86**	23	**SC**	**10,89**
M11-17	**CHAJARÍ**	**21**	**51,00**	18	**SC**	**12,17**
M12-17	**CHAJARÍ**	**16**	**190,26**	4	**CL**	**11,98**
M13-17	**CHAÑAR**	**9**	**62,76**	12	**CH**	**9,81**
M14-17	**CHAÑAR**	**11**	**49,04**	8	**CH**	**6,20**
M17-17	**CHAJARÍ**	**7**	**51,98**	5	**CH**	**7,94**
M22-17	**CHAJARÍ**	**19**	**164,76**	11	**CL**	**12,42**
M23-17	**CHAJARÍ**	**15**	**132,39**	7	**CL**	**7,12**

En las siguientes figuras se indican curvas tensión-deformación para un testigo y determinación de los parámetros de resistencia al corte, cohesión no drenada y ángulo de fricción interna no drenado (Cu-Φu).

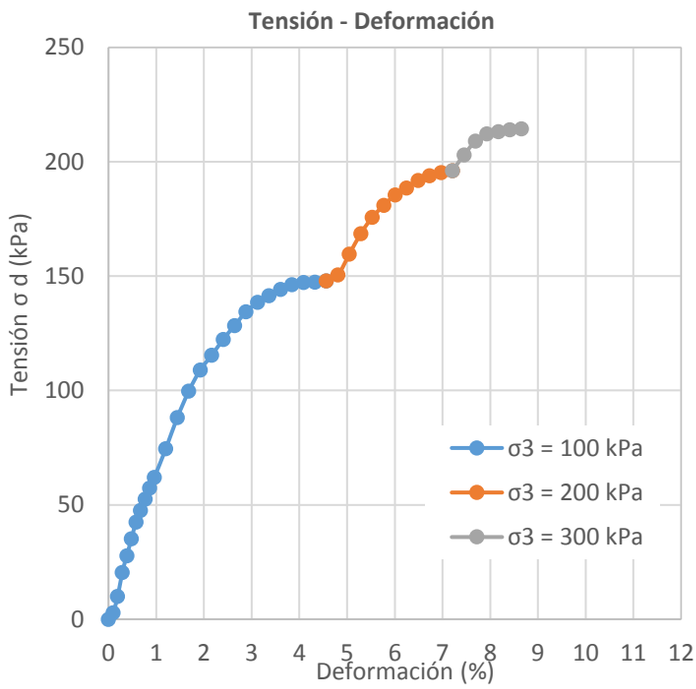


Figura 2. Curva tensión – deformación.

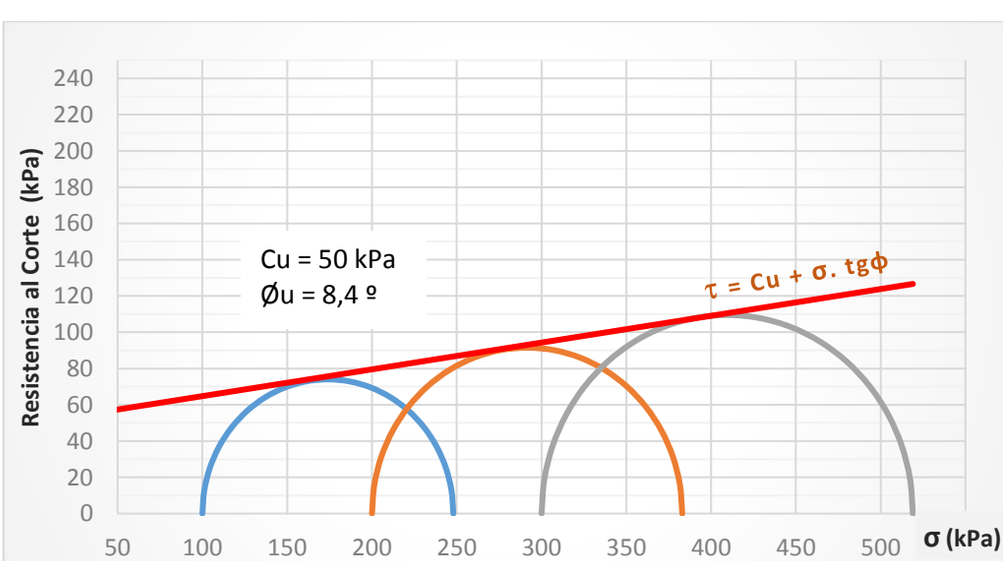


Figura 3. Curva de Resistencia Intrínseca.

3.2 Análisis de correlaciones.

Con la familia de datos obtenidos, se analizaron patrones de comportamiento separándolos según valores de Humedad Natural, Pasante por Malla N° 200, Índice de Liquidez e Índice de Plasticidad, buscando líneas de tendencia similares.
Se indagó sobre las relaciones entre datos de campo: número de golpes N del SPT, corregido por tipo de sacamuestras utilizado, versus Índice de Penetración según el DCP (ver Fig.4).
Se examinaron relaciones lineales y funciones exponenciales o asintóticas, que se representaron gráficamente sobre ejes cartesianos, a escala decimal o semi-logarítmica, cotejándolas con relaciones desarrolladas por diferentes autores, dando prioridad a la información de uso habitual en Argentina.
En los apartados siguientes se presentan algunas de las curvas de tendencia obtenidas.

3.2.1 Relación N_{SPT} vs. $I_{(DCP)}$

Se obtuvo con cierta fiabilidad, una tendencia que permite interrelacionar los resultados de dos ensayos dinámicos de campo, el número de golpes N_{60} del SPT versus el índice de penetración en mm/golpes del DCP. A partir de allí, también se puede analizar una relación entre el índice DCP y la cohesión no drenada Cu. En fig. 4 se representan los valores obtenidos para diferentes locaciones.

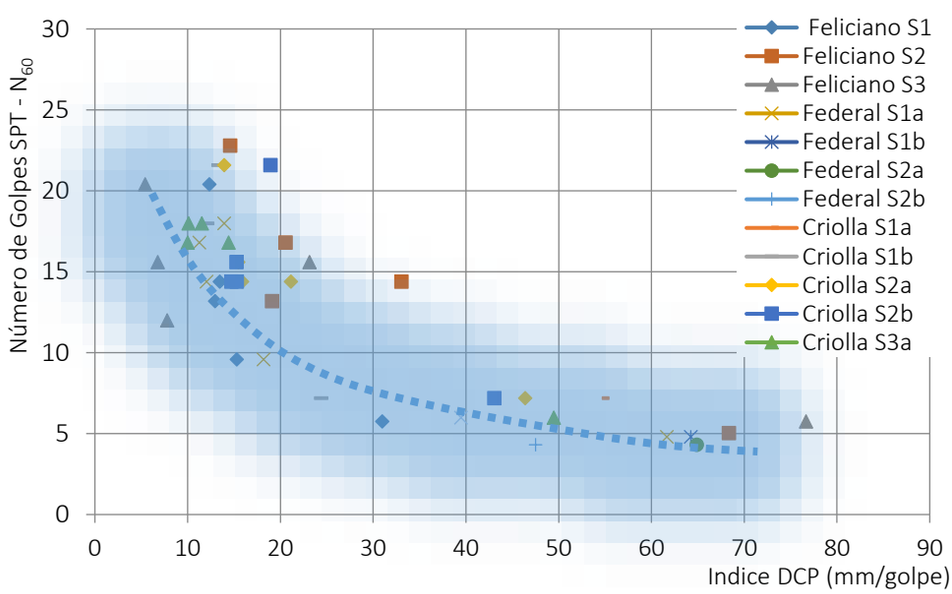


Figura 4. Curva N_{60} –DCP

3.2.2 Relación Cu vs N y Cu vs N_{60}

La literatura técnica contiene numerosas correlaciones entre el NSPT y la resistencia cortante no drenada de arcillas, cotejadas con base a resultados de ensayos triaxiales no drenados para arcillas en general no sensitivas, saturadas o con elevado contenido de humedad. De la revisión estas documentaciones internacionalmente de mayor difusión; las relaciones de tipo lineales son las que mejor aproximan al comportamiento de los suelos estudiados en la región, sobre todo de aquellos de alta plasticidad (CH).
Por ejemplo, haciendo las correspondientes transformaciones de energía de penetración y de unidades; Stroud (1974-1989) Ref. [3] - Ref. [4], sugiere una relación del tipo:

$$Cu = f.(N_{60}); \qquad (1)$$

Siendo *f* una constante que varía entre 3,5 a 6,5 kPa, según el IP, con un promedio de 4,4 kPa, N_{60} es el número de penetración estándar obtenido en campo, corregido por la eficiencia de energía y Cu es la cohesión no drenada de arcilla.
En tanto que si consideramos las diferentes consistencias y tomamos los valores medio de los entornos recomendados por Terzaghi y Peck (1967) Ref. [5], muy difundidos en la bibliografía; esa constante asume un valor promedio aproximado de 6,4 kPa.
En la presente investigación se han conseguido relaciones similares, para suelos de tipo CH y algunos MH, pero con valor promedio de la constante *f*, referida siempre a N_{60}, del orden de 4,7 kPa. Conservadoramente incluso puede tomarse como límite inferior aproximado, un valor para la constante $f \approx 2{,}4\ kPa$.
En las figuras siguientes se presentan las relaciones obtenidas.

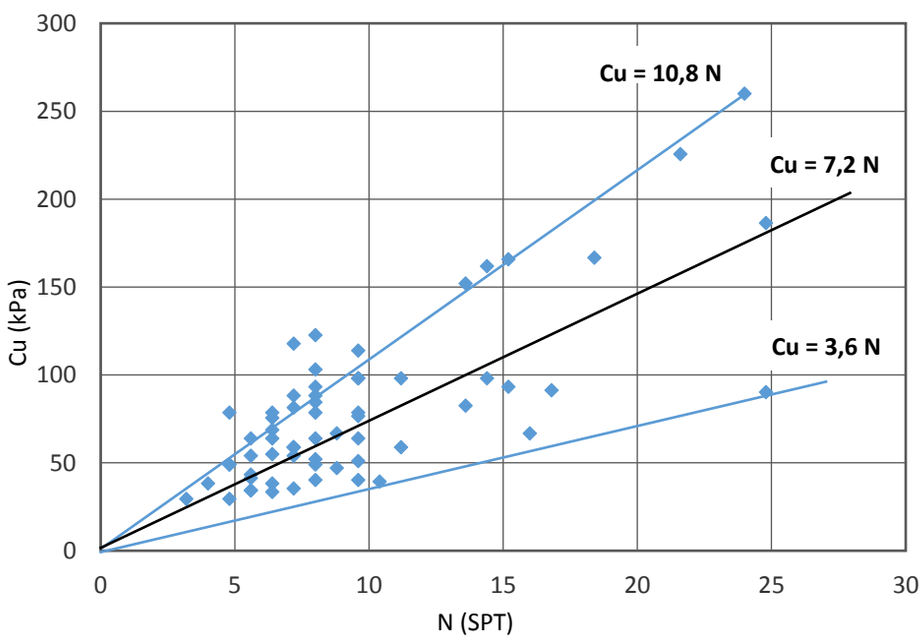


Figura 5. Relaciones N (SPT) – Cu.

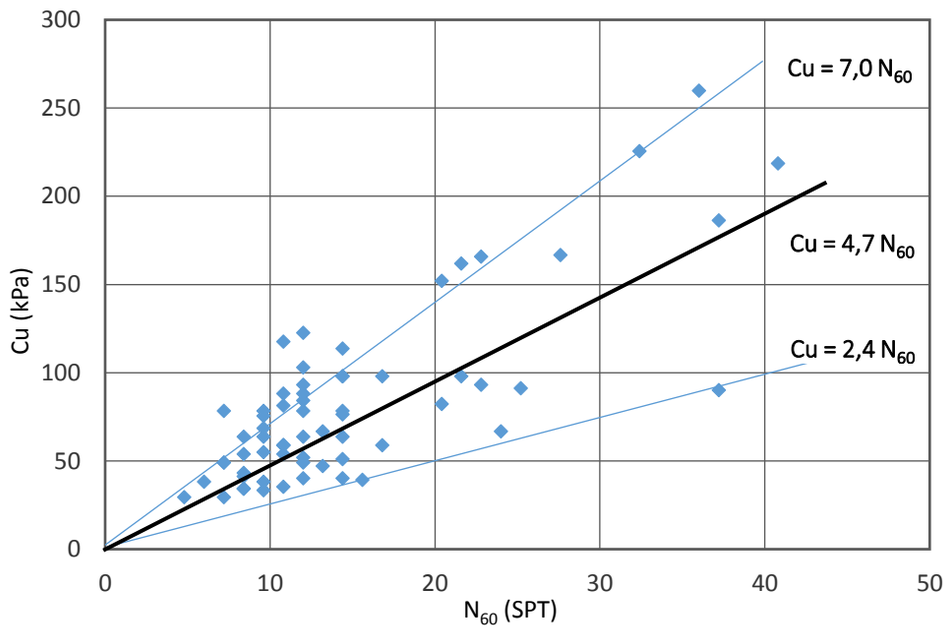


Figura 6. Relaciones N_{60} – Cu.

Obteniéndose una correlación lineal con aceptable dispersión, entre la cohesión no drenada de las arcillas de alta plasticidad y el número de golpes NSPT.

$Cu = f_1 . N$ (2) Siendo $f_1 \sim 7{,}2 \pm 3{,}6$ [kPa/Golpe]

O bien mediante los correspondientes ajustes por la energía de penetración,

$Cu = f . N_{60}$ (3) Siendo $f \sim 4{,}7 \pm 2{,}3$ [kPa/Golpe]

Consiguiendo así, lograr una curva conservadora o del lado seguro, de ecuación:

$Cu \geq 2{,}4\, N_{60}$ $[kPa]$ (4)

Expresiones que resultan comparables a las presentadas por diferentes autores e internacionalmente muy difundidas.
Al momento para los suelos estudiados, no se consiguió la convalidación de otras relaciones fuera de las lineales, entre la cohesión no drenada y el número de golpes del SPT, como por ejemplo aquellas presentadas por Hara et al (1971) Ref. [6] o Kulhawy y Mayne (1990) Ref. [7], del tipo:

$Cu = Cte.x\ N_{60}{}^{0,72}$ (5)

3.2.3 Relaciones entre E vs N, E vs Cu y E vs IL.

En los suelos cohesivos la estimación del módulo elástico E en condiciones no drenadas es usualmente obtenida a partir de relaciones empíricas con la resistencia al corte sin drenaje Su. De acuerdo a Duncan y Buchignani (1976) Ref. [8]; la dependencia entre ambos parámetros es aproximadamente constante, en función de la relación de preconsolidación OCR y de la plasticidad, entre otros factores.
Partiendo de la proporcionalidad precedentemente examinada entre N y Cu, resulta factible analizar ahora alguna correlación E vs N.

Definido el Módulo Elástico Secante E_{50} como el correspondiente al 50% del esfuerzo desviante de falla, para presiones de confinamiento de 0,1 MPa, se pudo lograr en los suelos de alta plasticidad una tendencia lineal, con valor medio de ecuación:

$$E_{50} \approx N \quad [MPa] \qquad (6)$$

O aplicando los ajustes correspondientes a la energía de penetración,

$$E_{50} \sim 0{,}7.N_{60} \quad [MPa] \qquad (7)$$

En la siguiente figura se muestra la relación obtenida.

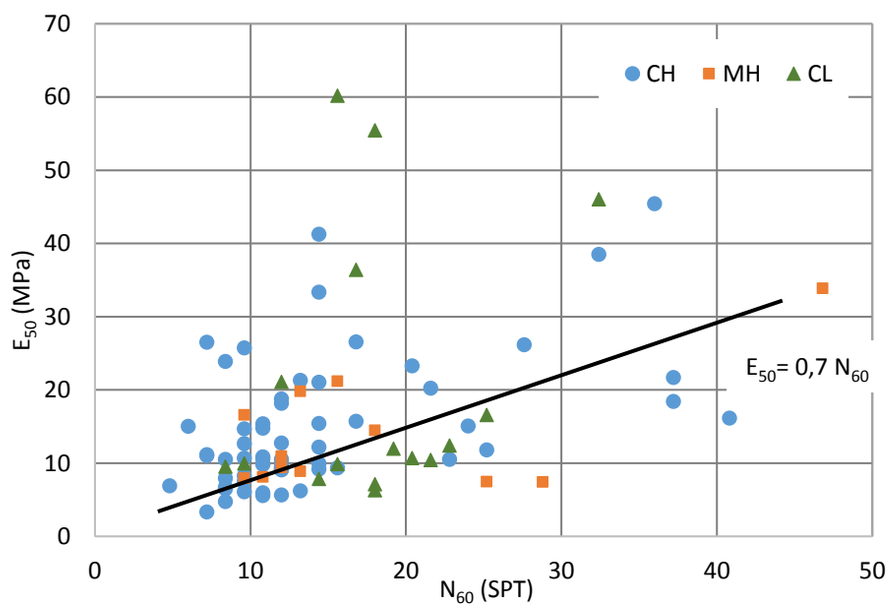


Figura 7. Relación E_{50} vs N_{60}.

Adicionalmente se observa una rápida tendencia a la disminución tanto de E_{50} como de Cu, con el incremento de la humedad natural, tal se aprecia en las figuras siguientes. Así, en fig. 8 se presenta la curva E_{50} [MPa] vs. Humedad Nat [%] para CH, MH, y en fig. 9 la curva Cu [kPa] vs. Humedad Nat [%].
En fig.10 se observa el incremento en el Módulo Elástico para valores apreciablemente reducidos del Índice de Liquidez (IL).

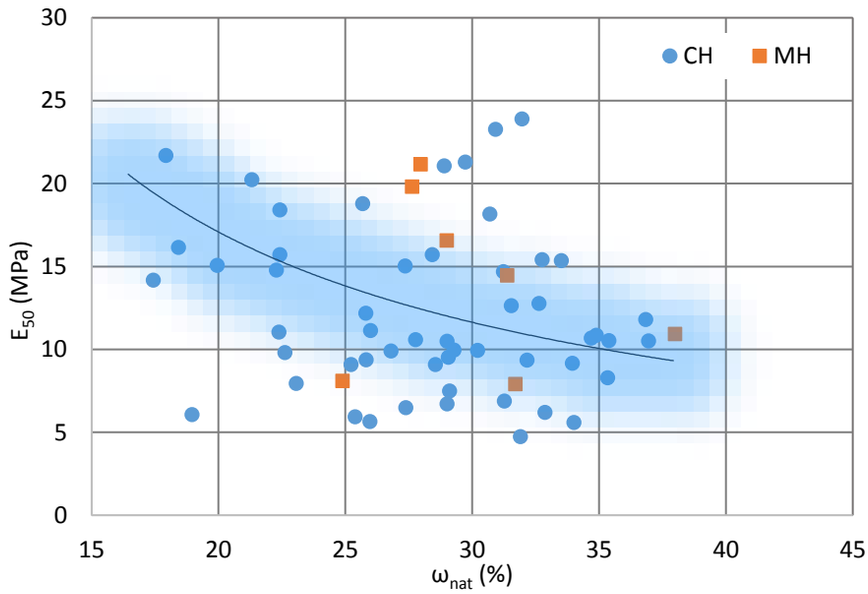


Figura 8. Relación E_{50} vs ω_{nat}

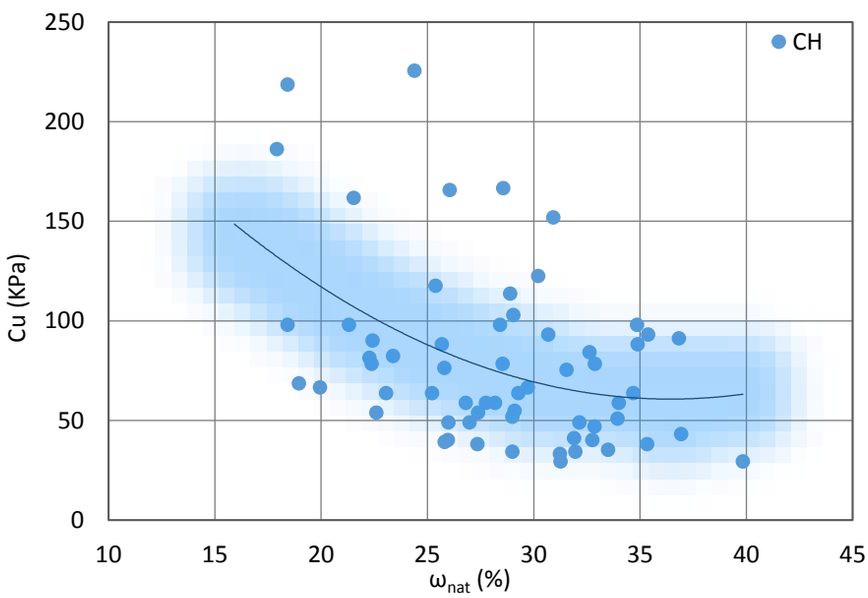


Figura 9. Relación Cu vs ω_{nat}

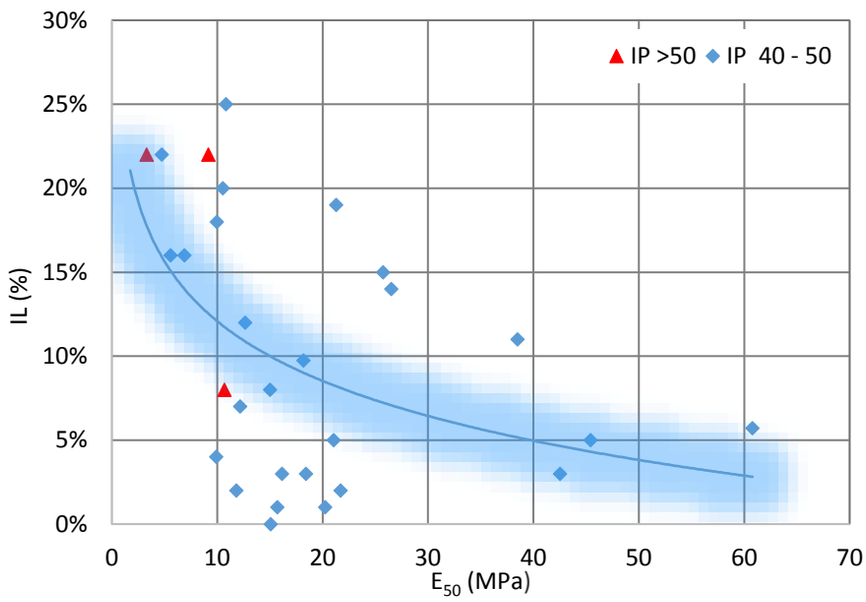


Figura 10. Relación IL vs E_{50}

4 CONCLUSIONES

- Se logró corroborar la tendencia general de una relación aproximadamente lineal entre la Cohesión No Drenada Cu de las Arcillas Plásticas CH, presentes en la región versus el Número de Golpes NSPT, obtenido mediante Ensayo de Penetración Normal. Se obtuvo un valor constante de proporcionalidad considerado como de mínima o seguro y un valor medio, dentro de una dispersión aceptable.
- Se verificó un incremento en el Módulo Elástico del suelo con el aumento de N de campo y una apreciable reducción de dicho Módulo en suelos con elevada humedad natural.
- Las correlaciones logradas mediante la obtención de valores de resistencia a la penetración N_{SPT}, en ausencia de pruebas de resistencia al corte de laboratorio o ensayos triaxiales, pueden ser consideradas para informes geotécnicos preliminares, estudios de factibilidad y/o en obras menores con bajo compromiso estructural y previo a la ejecución de ensayos de laboratorio que corroboren los datos logrados in situ; siempre dentro del acotado contexto de los suelos plásticos regionales y asumiendo un criterio de curva inferior o conservadora.
- Los resultados logrados, si bien muestran tendencias, deben nutrirse de una mayor cantidad de datos que permitan incrementar la certidumbre.

5. REGISTRO FOTOGRÁFICO.

A continuación, se presentan fotografías de los trabajos realizados durante la investigación.

Figura 11. Calicata, excavación y tallado.

Figura 12. Obtención Muestra Inalterada.

Figura 13. Ensayo DCP.

Figura 14. Densidad In Situ.

Figura 15. Ensayo SPT.

Figura 16. Extracción de Testigo de porta muestras.

Figura 17. Tallado base de apoyo.

Figura 18. Tallado de muestra “indisturbada”.

Figura 19. Cámara Triaxial, Prensa de Ensayo y Muestra en Rotura.

Figura 20. Becarios UTN FRCon.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

[1] Instituto Argentino de Normalización y Certificación (IRAM), Normas: IRAM 10517 – Geotecnia, *"Ensayo normalizado de penetración (SPT)",* abril de 2015; IRAM 10536 - Mecánica de suelos, *"Determinación en campaña de la densidad a granel* mediante arena seleccionada (*"peso unitario" o "densidad aparente")",* septiembre de 1993; IRAM 10519 - Mecánica de suelos, *"Método de laboratorio para la determinación de humedad",* junio de 1970; IRAM 10501 – Geotecnia, *"Método de determinación del límite líquido y del límite plástico de una muestra de suelo. Índice de fluidez e índice de plasticidad",* octubre de 2007; IRAM 10507 - Mecánica de suelos, *"Método de determinación de la granulometría mediante tamizado por vía húmeda",* 1986; IRAM 10529 - Mecánica de suelos, *"Método de ensayo de compresión triaxial en suelos cohesivos sobre probetas no consolidadas ni drenadas"*, 1985.

[2] American Society for Testing and Materials (ASTM), Designation: D 6951-03 "*Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications*", West Conshohocken, Pensilvania, USA, 2003, 7p.

[3] Stroud, M. A., *"The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Soft Rocks Proceedings",* European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, 1974, pp. 367-375.

[4] Stroud, M. A., *"The Standard Penetration Test – Its Application and Interpretation. Proceedings"*, Geotechnology Conference on Penetration Testing in the UK, Thomas Telford, 1989.

[5] Terzaghi, K., Peck, R. B., *"Soil Mechanics in Engineering Practice"*, 2nd. Ed., John Wiley & Sons, Incorporated, New York, USA, 1967, pp. 729.

[6] Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., and Banno, T., "*Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soil*", Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Soil and Foundations, Vol. 14, No. 3, 1974, pp. 1–12.

[7] Kulhawy y Mayne, "*Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design"*. Report EPRI-Electric Power Research Institute-EL-6800, Cornell University, Ithaca, New York, USA, 1990, pp 3-8-3-10, 4-53-4-56.

[8] Duncan, J. M. & Buchignani, A. L., *"An Engineering Manual for Settlement Studies"*, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, USA, 1976, pp. 22–71.

[9] Bowles, J. *"Foundation Analysis and Design"*, Fifth Edition, Mc. Graw-Hill Companies, USA, 1996, pp: 94-127; 154-166; 313-317.

[10] Clayton, C. R. I., *"The Standard Penetration Test (SPT): Methods and Use"*. Construction Industry Research and Information Association Report 143. CIRIA, London, 1995, 143 pp.

[11] Das, B.M. and N. Sivakugan, N. "*Principles of Foundation Engineering*", 9th Edition, Cengage Learning, Boston, Massachusetts, USA, 2020, pp. 86-87, 337-338.

[12] Décourt, L., *"The Standard Penetration Test: State-of-the-Art-Report"*, vol. 179. Norwegian Geotechnical Institute Publication, Oslo, Norway, Part II, 1990, pp. 1–12.

[13] Leoni, A. J., Capitulo 7, *"Parametrización de suelos"*, Apuntes UNLP Facultad de Ingeniería, La Plata, págs. 18 a 22, 45 a 48.

[14] Reinert, H. y Otros, "*Correspondencia entre ensayo SPT y capacidad de carga de suelos tropicales de Misiones, Argentina*", XXIV Seminario de Iniciación Científica, Unijuí, Panambí Brasil, 2016, 6 págs.

[15] Sivrikaya, O. and Togrol, E., *"Determination of undrained shear strength of fine-grained soils by means of SPT and its application in Turkey"*, Engineering Geology, Turkey, 2006, pp. 52-69.

Caracterización hidromecánica de mezclas de arena-arcilla al 80-20% y 70-30% modificadas con poliacrilamida aniónica (APAM)

A. Pileggi y M. Codevilla

apileggi@fi.uba.ar; mcodevilla@fi.uba.ar
Universidad de Buenos Aires / Facultad de Ingeniería

RESUMEN: El Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería de la UBA continúa el estudio del comportamiento de mezclas de suelo grueso-fino modificados con adición de poliacrilamida aniónica (APAM) con propósitos geotécnico-ambientales. El presente trabajo tiene como nuevo aporte evaluar la incidencia de la incorporación de APAM y modificación del contenido de arcilla sobre mezclas de suelo grueso-fino en proporciones 80-20% y 70-30%, a diferencia de la mezcla en proporción 85-15% presentada en trabajos anteriores. Sobre las nuevas mezclas de suelo grueso-fino se efectuaron ensayos de compresión simple (UCS), curvas de retención (SWCC), conductividad hidráulica saturada, e hinchamiento libre en condiciones edométricas, sin APAM y con el agregado de APAM al 1.5% y 3.5% en peso sobre la fracción fina. Se analizan los resultados obtenidos y se compara esta nueva batería de ensayos con los resultados obtenidos anteriormente para la mezcla grueso-fino en proporción 85-15%.

Palabras clave: ARENA-ARCILLA – APAM – UCS – SWCC – CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA – HINCHAMIENTO LIBRE

1 INTRODUCCIÓN

Los rellenos sanitarios (RS) son imprescindibles para una correcta disposición de los residuos sólidos urbanos. Uno de los aspectos fundamentales al momento de proyectar un RS es el diseño de las barreras hidráulicas de fondo y de cobertura. Estas estructuras tienen como objetivos principales prevenir el escape de lixiviados y gases producidos por los residuos y limitar el ingreso de agua de lluvia. El desempeño de la barrera a lo largo de su vida útil debe asegurar un determinado valor de conductividad hidráulica, ser volumétricamente estable y ser resistente a la sobrecarga generada por el relleno.
Por lo general el diseño de las barreras hidráulicas implica el uso de mezclas arena-arcilla que logran cumplir con los tres criterios mencionados (Daniel and Benson [1]). La Tabla 1-1 muestra los requerimientos técnicos para la barrera de fondo y de cobertura y las problemáticas principales asociadas a cada una.

Tabla 1-1 – Requerimientos básicos y problemáticas para barrera inferior y superior (Adaptado de Bavernik, 1994 [2]).

Barrera superior		Barrera inferior	
Requerimientos	Problemática	Requerimientos	Problemática
-k<10^{-7} m/s	-Penetración de raíces	-k<10^{-9} m/s	-Percolación de lixiviados
-Resistencia superficial a la erosión	-Ciclos de congelamiento y deshielo	-Resistencia	-Acortamiento de vida útil
-Flexibilidad	-Tránsito vehicular	-Flexibilidad	
-Buen escurrimiento superficial	-Asentamiento diferencial		
-Aislar residuos de vegetación			
-Recolección de gases			
-Control de olores			

El presente trabajo tiene por objeto el estudio del comportamiento hidromecánico de mezclas arena-arcilla con adición de poliacrilamida aniónica (APAM) considerando su uso como barreras hidráulicas inferiores de un relleno sanitario de residuos domiciliarios y constituye la continuación del trabajo realizado anteriormente en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad de Buenos Aires por Marti et al. 2015 [3] y Casagrande, 2019 [4]. En un primer trabajo realizado por Marti [3], se realizó la caracterización hidromecánica de mezclas arcilla-1.5% APAM y mezclas arena-arcilla-APAM en proporción 85-15-1.5 con el propósito de obtener por primera vez resultados experimentales de la interacción del APAM con distintos materiales. En un segundo trabajo realizado por Casagrande [4], se estudiaron mezclas arena-arcilla en proporción 85-15 pero con adición de APAM al 1.5, 2.5 y 3.5%, evaluando el comportamiento de las mezclas con fluidos de diferente naturaleza electroquímica como la salmuera y kerosene que simulan distintas características físico-químicas del lixiviado de un RS. El trabajo aquí desarrollado tuvo por objetivo particular modificar la mezcla original 85-15 arena-arcilla aumentando el contenido de finos en proporciones 80-20 y 70-30, y manteniendo los porcentajes de APAM de 1.5% y 3.5%. Para estas nuevas dosificaciones se obtuvieron las curvas de retención de agua con la técnica de papel de filtro para caracterizar su condición no saturada y se realizaron ensayos de conductividad hidráulica saturada para evaluar las propiedades hidráulicas. Se realizaron ensayos de compresión simple

para analizar el comportamiento mecánico y de hinchamiento libre para evaluar la estabilidad volumétrica de las mezclas.

2 MATERIALES UTILIZADOS

2.1 Arena y arcilla

Se utilizó una arena de origen fluvial a la que se le realizaron los ensayos de granulometría según ASTM D422-63 y gravedad específica según ASTM D854-02. La arcilla utilizada proviene de la zona costera de la ciudad de Comodoro Rivadavia, provincia de Chubut (ver Figura 2-1). Es una arcilla de origen marino que se encuentra fuertemente preconsolidada (Orlandi et al. 2015 [5]). Posee un elevado grado de expansión que es causante de patologías graves en viviendas y caminos de dicha localidad (Manzanal et al. 2019 [6]). Se realizaron ensayos de límites de Atterberg, pasante tamiz 200, hidrometría, gravedad específica y superficie específica con el método de Azul de Metileno (Santamartina et al. [7]). En la Tabla 2-1 se resumen los resultados obtenidos.

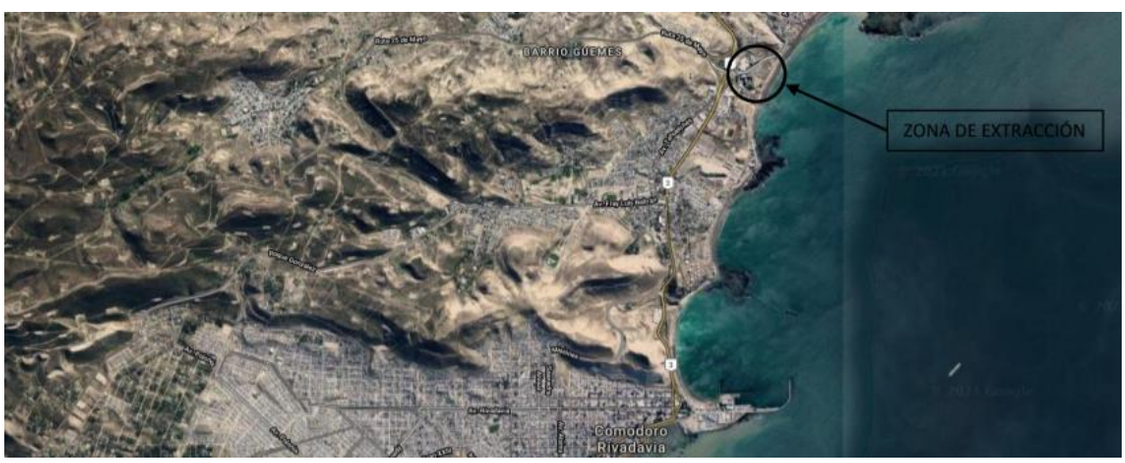


Figura 2-1 – Ubicación geográfica de la zona de extracción.

Tabla 2-1 – Propiedades de la arena y arcilla utilizadas

ARCILLA						
USCS	pasa#200	LL	IP	ARCILLA	S_{esp}	G_S
	[%]	[%]	[%]	[%]	[m^2/g]	[-]
MH	96	63	18	20	187	2.77
ARENA						
USCS	C_U	C_C	D_{60}	D_{30}	D_{10}	G_S
SP	2.1	0.9	0.33	0.22	0.16	2.65

2.2 Poliacrilamida aniónica (APAM)

Se utilizó un polímero aniónico denominado poliacrilamida aniónica (APAM). La APAM es un polímero iónico súper absorbente de elevado peso molecular sintetizado a partir de monómeros de acrilamida y que posee comonómeros de carga iónica negativa. Los parámetros más importantes de la APAM y que definen su interacción con el medio en el que se halle inmerso son, la densidad de carga y el peso molecular. La densidad de carga se define como el porcentaje de monómeros que contienen el grupo funcional cargado en relación con el total de monómeros de la molécula. El peso molecular refiere al largo de la cadena molecular. A mayor peso molecular se tienen cadenas más largas. La acrilamida posee una reactividad química tal que permite generar polímeros en un rango amplio de dichos parámetros. La APAM en estado sólido se presenta como un polvo de partículas frágiles y alargadas de color blanco. Es altamente higroscópica y al absorber agua forma un hidrogel. En general se vuelve cada vez más higroscópica a medida que el carácter iónico del polímero aumenta. En la Tabla 2-2 se presentan algunas propiedades físicas de la APAM sólida.

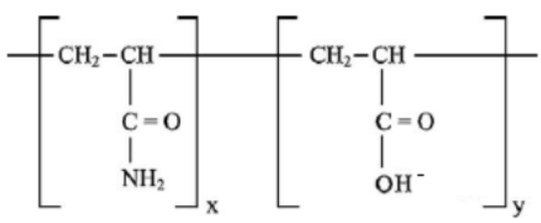


Figura 2-2 – Estructura molecular de la APAM

Tabla 2-2 – Propiedades de la APAM utilizada

Propiedad	APAM
Peso Molecular [Mg/mol]	10-20
Densidad g [kN/m3]	7.85
D50 [mm]	0.30
Temperatura de transición vítrea Tg [°C]	84
Densidad de carga aniónica [mol %]	>30
Absorción [%]	60

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Preparación de mezclas

El programa experimental consiste en la caracterización física, mecánica e hidráulica de mezclas de arena-arcilla-APAM considerando su aplicación potencial como barrera impermeable de un relleno sanitario mediante ensayos de conductividad hidráulica saturada, resistencia a compresión simple, curva de

retención de agua e hinchamiento libre. Las variables en estudio son dos: el porcentaje del contenido de APAM y la proporción arena-arcilla. Las proporciones de arena-arcilla estudiadas son 80-20 y 70-30. Dichas mezclas se estudiaron sin APAM y con APAM al 1.5% y 3.5% del peso seco de la arcilla. En la Tabla 3-2 se resume el programa experimental realizado.

Las muestras fueron preparadas en seco y luego hidratadas con la humedad óptima correspondiente. Previo a su utilización se almacenaron durante un mínimo de 24 horas en recipiente hermético y a temperatura constante. La humedad óptima y la densidad de compactación se obtuvo de ensayos Proctor estándar según ASTM D698-00 *Método A*. La densidad de compactación de cada mezcla se definió como el 95% del promedio del peso unitario seco máximo de cada mezcla analizada en los ensayos Proctor estándar. En la Tabla 3-1 se resumen los valores de densidad seca y humedad objetivo determinados para cada mezcla. Todas las muestras se confeccionaron mediante compactación estática.

Tabla 3-1 – Valores de peso unitario seco y humedad para compactación de muestras

Mezcla [%S-%C]	γ_d [kN/m^3]	ω[%]
80-20	16.7	13.5
70-30	16.7	16.1

3.2 Curva de retención de agua

Las curvas de retención de agua se obtuvieron aplicando la norma ASTM D5298. Se utilizó papel filtro calibrado "Schleicher & Schuell 589/2, ϕ=70 mm - White ribbon" para obtener los valores de succión mátrica y total. En la Figura 3-1 se observa una muestra en preparación con dos pastillas de suelo compactado que envuelven al papel filtro para medir succión mátrica. Por encima se coloca papel filtro para medir succión total.

Figura 3-1 – Muestra en preparación para ensayo de curva de retención

3.3 Conductividad hidráulica saturada

El ensayo de conductividad hidráulica se realizó bajo los lineamientos de la norma ASTM D5856-02 utilizando un permeámetro de carga variable con pared rígida y nivel de restitución constante. Se

confeccionaron muestras de diámetro 100 mm y altura 50 mm a las que se le aplicaron un gradiente hidráulico de entre 30 y 35.

3.4 Compresión simple no confinada (UCS)

Los ensayos de compresión simple se realizaron según la norma ASTM D2166-00 utilizando una prensa de velocidad constante. La velocidad de deformación se estableció en 1.25 mm/min que se ubica dentro del rango establecido por la norma. Se determinó como fin del ensayo cuando la resistencia del material alcanzó su valor máximo y el plano de falla era apreciable a la vista.

Figura 3-2 – Probetas en falla

3.5 Hinchamiento libre

Para el ensayo de hinchamiento libre se compactaron estáticamente las muestras de cada mezcla en pastillas de diámetro interno 3” y altura 3/4”. Para la ejecución del ensayo se utilizó como guía la norma ASTM D4829-03. Las muestras permanecieron inundadas con agua destilada en un edómetro bajo una sobrecarga de 4.9 kPa durante todo el ensayo. El ensayo finalizó cuando la tasa de expansión resultó menor a 0.005 mm/h.

Tabla 3-2 – Programa experimental

[%S+%C]	Conductividad hidráulica	UCS	SWCC	Hinchamiento libre
Ensayos sin APAM				
80-20	sí	sí	sí	sí
70-30	sí	sí	sí	sí
Ensayos con APAM [1.5%]				
80-20	sí	sí	-	sí
70-30	sí	sí	-	sí
Ensayos con APAM [3.5%]				
80-20	sí	sí	sí*	sí
70-30	sí	sí	sí	sí

4 RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1 Curvas de retención

En la Tabla 4-1 y Figura 4-1 se presentan los pares de valores de saturación *Sr* y de succión mátrica $(u_a - u_w)$ obtenidos de los ensayos de succión efectuados sobre distintas muestras de cada mezcla. Las mezclas 80-20 y 70-30 con 1.5% de APAM no pudieron ser realizadas y la mezcla 80-20-3.5 quedó incompleta. Las series obtenidas muestran una doble caída del grado de saturación en función de la succión mátrica. Se observan dos valores de succión de entrada de aire Sae_1 y Sae_2, y dos valores de humedad volumétrica residual $Sres_1$ y $Sres_2$. Esta doble caída describe una curva de retención de agua del tipo bimodal que se presenta en suelos o mezclas de suelos que poseen dos densidades de tamaños de poros bien definidas y con distinto orden de magnitud (Zangh et al. ,2005 [8]; Fredlund et al., 1998 [9]).

Tabla 4-1 – Resultados de ensayos de curvas de retención de agua

Mezcla-%APAM	80-20-0		80-20-3.5		70-30-0		70-30-3.5	
N° muestra	Sr [%]	ua-uw [kPa]	Sr [%]	ua-uw [kPa]	Sr [%]	ua-uw [kPa]	Sr [%]	ua-uw [kPa]
1	0.86	1.95			0.83	3.45	0.89	15.0
2	0.79	2.26	0.75	12.4	0.70	5.26	0.68	250
3	0.70	2.79	0.67	18.4	0.64	15.9	0.61	2314
4	0.63	3.58			0.50	120	0.55	5941
5	0.54	10.3			0.41	7617	0.51	8905
6	0.46	29.8			0.23	28476	0.42	19997
7	0.40	543			0.20	54154	0.29	35488
8	0.37	3818			-	-	-	-
9	0.21	16970			-	-	-	-

A la serie de datos obtenida para cada mezcla se le ajustó un modelo de curvas de retención bimodal propuesto por Durner, 1994 [10] según las Ecuaciones 1 y 2. El modelo consiste en una superposición lineal de dos curvas de retención unimodales del modelo de retención de van Genuchten. La primera curva describe a la distribución de poros intergranular generada por los vacíos existentes entre partículas de arena y arcilla. La segunda curva describe a la distribución de poros intragranular generada por los vacíos existentes entre las láminas de arcilla. El ajuste se realizó con el software RETC [11] desarrollado por el Laboratorio de Salinidad de los Estados Unidos. En la Tabla 4-2 se presentan los parámetros de juste.

$$S_e = W_1 \left[\frac{1}{1+\propto_1(\mu_a-\mu_w)^{n1}}\right]^{m1} + W_2 \left[\frac{1}{1+\propto_2(\mu_a-\mu_w)^{n2}}\right]^{m2} \quad (1)$$

$$n_{1,2} = \frac{1}{1-m_{1,2}} \quad (2)$$

Dónde:

- $S_e = \frac{S_r - S_{res}}{1-S_{res}}$: grado de saturación efectiva
- S_r: grado de saturación de la muestra
- S_{res}: grado de saturación residual de la muestra
- W_i: ponderación de la subcurva *i* de van Genuchten
- $\propto_i = \frac{1}{S_{ae}}$: inversa del valor de entrada de aire de la subcurva *i*

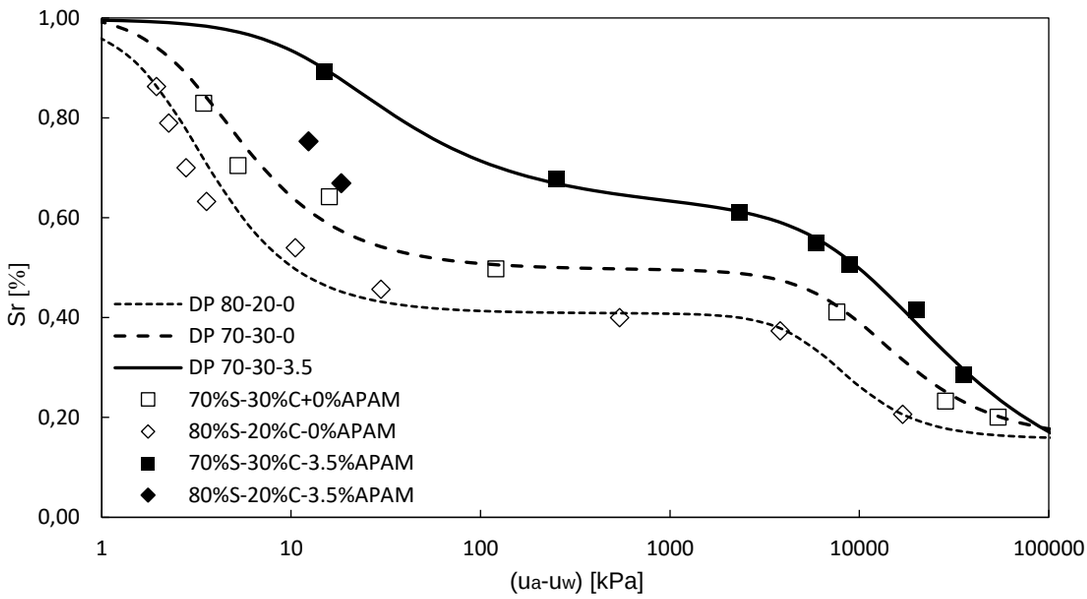


Figura 4-1 – Resultados experimentales de ensayos de curva de retención y ajuste de curvas de retención bimodales. DP: ajuste modelo de doble porosidad.

Tabla 4-2 – Parámetros de ajuste del modelo bimodal para las distintas mezclas.

Mezcla - %APAM	Sae_1 [kPa]	W_1 [-]	m_1 [-]	Sae_2 [kPa]	W_c [-]	m_2 [-]	$Sres_2$ [-]	R2
80-20-0	2.5	0.70	0.57	66667	0.30	0.63	0.16	0.98
70-30-0	3.33	0.60	0.52	10000	0.40	0.53	0.16	0.99
70-30-3.5	14.3	0.39	0.41	11236	0.61	0.40	0.03	0.99

4.2 Conductividad hidráulica

En la Tabla 4-3 se presentan los resultados de conductividad hidráulica de cada mezcla. En todos los casos se obtuvieron valores de conductividad hidráulica *k* menores a 10^{-9} m/s que es el máximo admisible para barreras hidráulicas inferiores de un relleno sanitario.

Tabla 4-3 - Conductividad hidráulica saturada k [m/s]

Mezclas S+C	80-20	70-30
0% APAM	$3.3\ 10^{-10}$	$1.3\ 10^{-10}$
1.5% APAM	$3.1\ 10^{-10}$	$1.6\ 10^{-11}$
3.5% APAM	$1.5\ 10^{-11}$	$1.2\ 10^{-11}$

4.3 Resistencia a compresión simple

En la Tabla 4-4 y la FiguraFigura 4-2 se presentan los valores de resistencia a compresión simple para cada mezcla arena-arcilla en función del contenido de APAM. La incorporación de APAM generó un aumento en la resistencia de las probetas para ambas mezclas. Los cambios resultaron más significativos para las mezclas 70-30 que para las mezclas 80-20. El incremento de la fracción fina también produjo aumento en la resistencia a compresión simple de las probetas. Este aumento es más significativo para mezclas con contenido de APAM que las que no poseen APAM.

Tabla 4-4 - Resultados de ensayos de compresión no confinada (UCS)

Mezcla	APAM	q_{max}	E_{falla}	E_{50}	$w_{inicial}$	γ_d
	[%]	[kPa]	[-]	[-]	[%]	[kN/m^3]
80-20	0	20.2	1.82	1851	13.5	16.3
	1.5	34.0	2.16	2133	13.3	16.3
	2.5	39.7	2.76	2027	13.6	16.3
	3.5	44.1	2.15	3129	13.9	16.3
70-30	0	36.2	2.48	1749	15.5	16.4
	1.5	82.6	2.44	4590	16.0	16.4
	2.5	89.0	2.41	5279	15.8	16.6
	3.5	99.5	2.64	4915	16.1	16.3

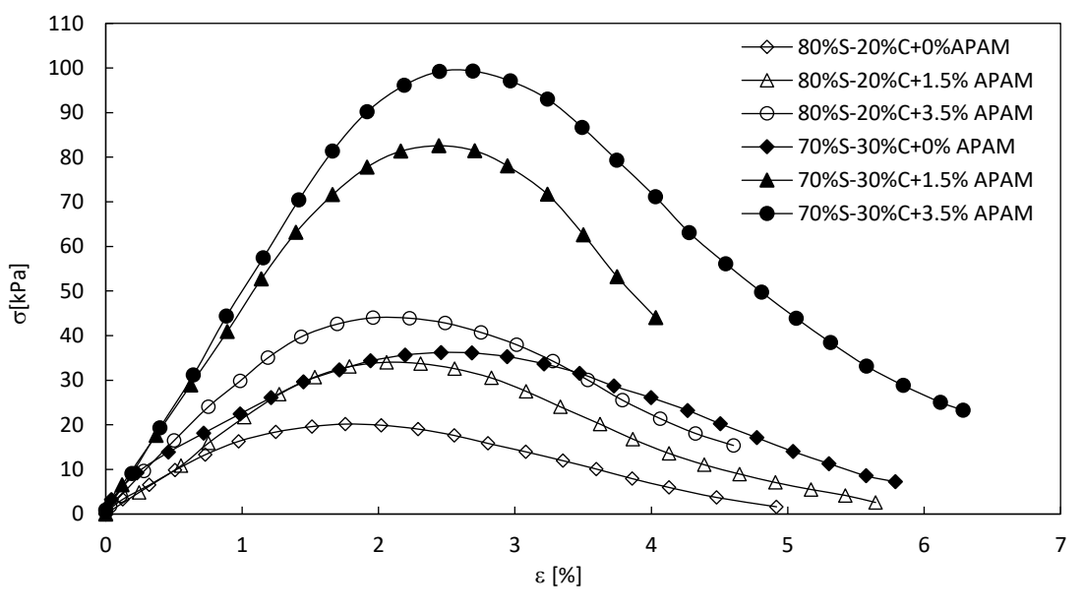


Figura 4-2 – Curvas tensión deformación para mezclas 80-20 y 70-30.

4.4 Hinchamiento libre

En la Figura 4-3 y la Tabla 4-5 se presentan las curvas de hinchamiento para las mezclas arena-arcilla 80-20 y 70-30 sin APAM y con APAM en porcentajes 1.5% y 3.5% de la fracción fina. En la Tabla 4-5 se presentan los valores finales de hinchamiento e índice de expansión.
La incorporación de APAM aumentó los valores finales de hinchamiento libre en todas las mezclas. Para la mezcla 80-20, la incorporación de APAM en un 1.5% y 3.5% aumentó los valores de hinchamiento 2,3 y 4 veces con respecto a la mezcla sin APAM. Para la mezcla 70-30 la incorporación de APAM en mismas proporciones aumentó los valores finales de hinchamiento libre 3,3 y 7,3 veces con respecto a la mezcla sin APAM.
El aumento del porcentaje de finos también incrementó los valores finales de hinchamiento libre para todas las mezclas. Los valores de hinchamiento alcanzados por mezclas con 30% de arcilla resultaron 1.5, 2 y 2.8 veces mayor con respecto a mezclas con 20% de arcilla con proporciones de APAM de 0%, 1.5% y 3.5%.

Tabla 4-5 – Resultados de hinchamiento libre e índice de expansión de mezclas arena-arcilla-APAM

Mezcla	ΔH/H	Índice de expansión (EI)	Potencial de expansión
80-20-0	2.77	27.7	Bajo
80-20-1.5	6.48	68.4	Medio
80-20-3.5	11.2	112	Alto
70-30-0	4.31	43.1	Bajo
70-30-1.5	14.4	144	Muy alto
70-30-3.5	31.5	315	Muy alto

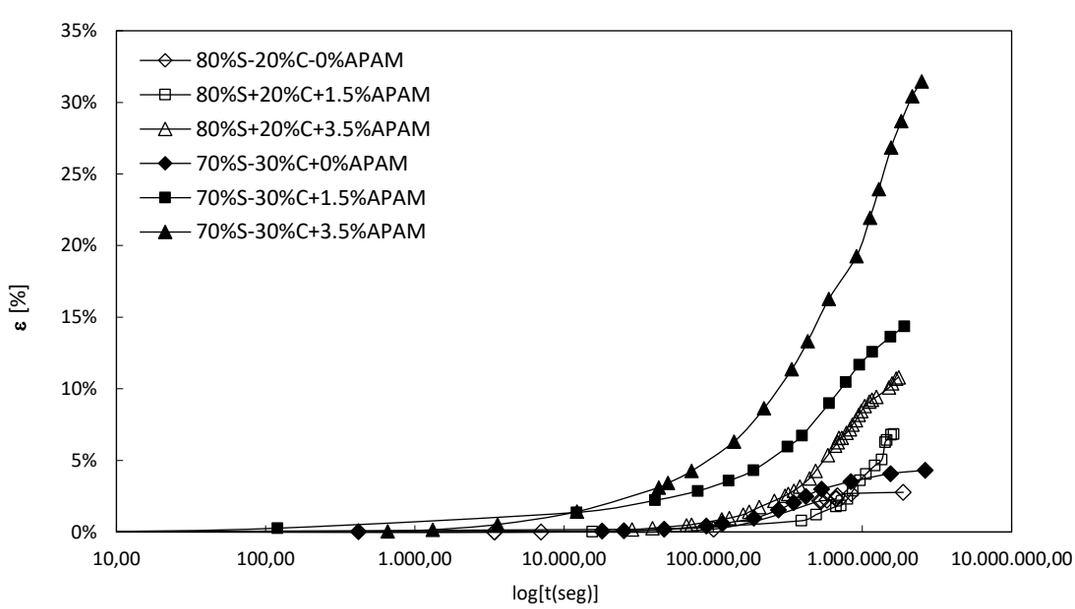


Figura 4-3– Curvas de hinchamiento libre para mezclas 80-20

5 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

5.1 Hinchamiento – Efectos del aumento del porcentaje de finos

En la Figura 5-1 se presenta la tendencia de hinchamiento por aumento del porcentaje de finos para mezclas sin APAM, 1.5% de APAM y 3.5% de APAM. El aumento del contenido de finos incrementó los valores finales de hinchamiento libre. Se observa un cambio en el comportamiento en el que el hinchamiento tiende a una asíntota similar al valor de la arcilla sola cuando el contenido de finos se acerca al 30 %. Esto es esperable ya que el valor máximo de hinchamiento no puede exceder al que describe una mezcla 100% de arcilla. La característica expansiva de estas mezclas está dada por la presencia del mineral arcilla que genera una doble capa difusa al hidratarse y adsorbe agua en su superficie generando posteriormente un cambio de volumen y/o presión de hinchamiento por repulsión eléctrica. Los cambios de volumen pueden describirse considerando el fenómeno de presión de hinchamiento según la ecuación de Van't Hoff [11]:

$$\pi = RT \sum\left[c_i^{interp} - c_i^{fluido}\right] \quad (3)$$

El término π es la presión osmótica también conocida como presión de hinchamiento, c_i^{interp} es la concentración molar iónica en el espacio interpartícula (arcilla), c_i^{fluido} es la concentración molar iónica en el fluido hidratante (agua), R = 8,23*LkP a/mol◦K* es la constante universal de gases ideales y T es la temperatura absoluta. A mayor contenido de finos mayor es la concentración molar iónica interpartícula de la mezcla. Esta ecuación muestra que al aumentar c_i^{interp} la presión de hinchamiento también aumenta y en caso de que no exista restricción al movimiento se experimentará expansión hasta lograr el equilibrio de la solución. Se tiene el caso particular para la mezcla 85-15 sin APAM en el que el hinchamiento libre registrado fue de 0 %. Observando la Ecuación 3, puede suponerse que la cantidad de finos es lo suficientemente baja para que c_i^{interp} de la mezcla sea similar a la del fluido y por lo tanto π no genere cambio de volumen.

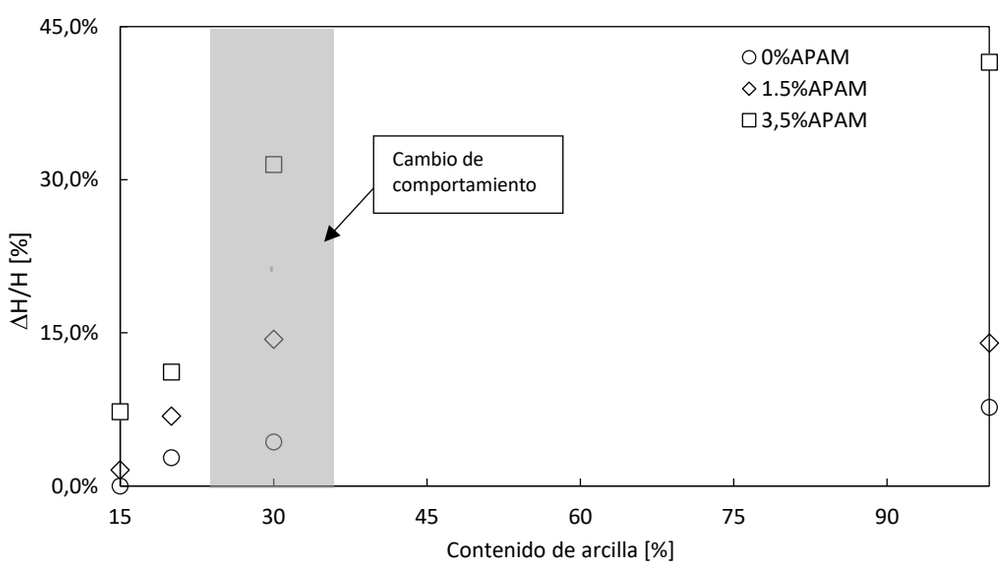


Figura 5-1 – Valores finales de hinchamiento libre en función del contenido de arcilla.

5.2 Hinchamiento – Efectos de la incorporación de APAM

La Figura 5-2 muestra la variación de los valores de hinchamiento libre en función del contenido de APAM para mezclas 85-15 (Casagrande, 2019 [4]), 80-20, 70-30 y 0-100 (Marti, 2015 [3]). La incorporación de APAM aumenta los valores de hinchamiento libre de manera no lineal para todas las mezclas.
Los cambios en los valores de hinchamiento pueden explicarse analizando los cambios en la presión osmótica según describe la ecuación de van´t Hoff (ver Ecuación 3). La adición de APAM incrementa c_i^{interp} ya que posee una alta carga iónica negativa que incrementa la concentración de cationes entre las partículas de arcilla y la APAM. El incremento de c_i^{interp} da como resultado un aumento de la presión osmótica o de hinchamiento que tiende a equilibrar la solución y, dado que el hinchamiento no está restringido se registra una expansión de las mezclas.

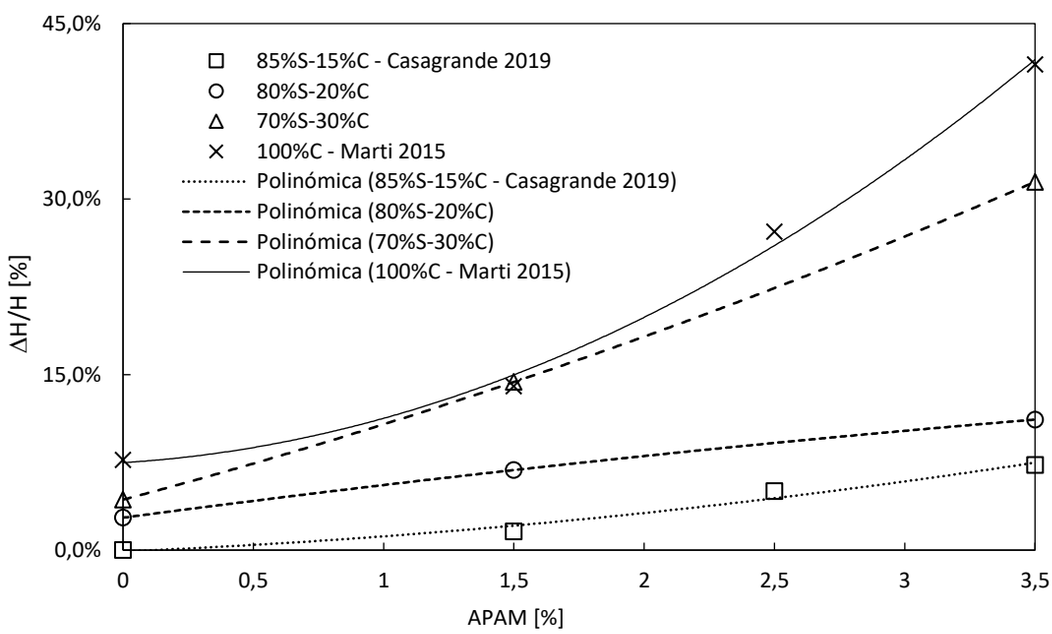


Figura 5-2 – Valores finales de hinchamiento libre en función del porcentaje de APAM.

5.3 Conductividad hidráulica saturada – Efecto del aumento del porcentaje de finos

En la Figura 5-3 se presentan los valores de conductividad hidráulica saturada para las mezclas 80-20 y 70-30 sin APAM y con contenido de APAM de 1.5% y 3.5%. Se incluyen los resultados obtenidos por Casagrande, 2019 [4] para la mezcla 85-15 sin APAM y con 1.5% de APAM. Los resultados muestran que con un contenido de 20 % de arcilla (sin adición de APAM) es posible garantizar el valor límite exigido por norma (k ∼ 10-9 m/s) para barreras hidráulicas de rellenos sanitarios. La conductividad hidráulica de la mezcla 70-30 se ubica en el mismo orden de magnitud que la mezcla 80-20. Se observa un comportamiento asintótico al aumentar el contenido de finos de un 15% a un 20% para los porcentajes

de APAM estudiados. Se estima que a partir de dicho porcentaje la arcilla ocupa gran parte de los vacíos intergranulares generando una matriz similar a la de una mezcla con contenido 100% arcilla.

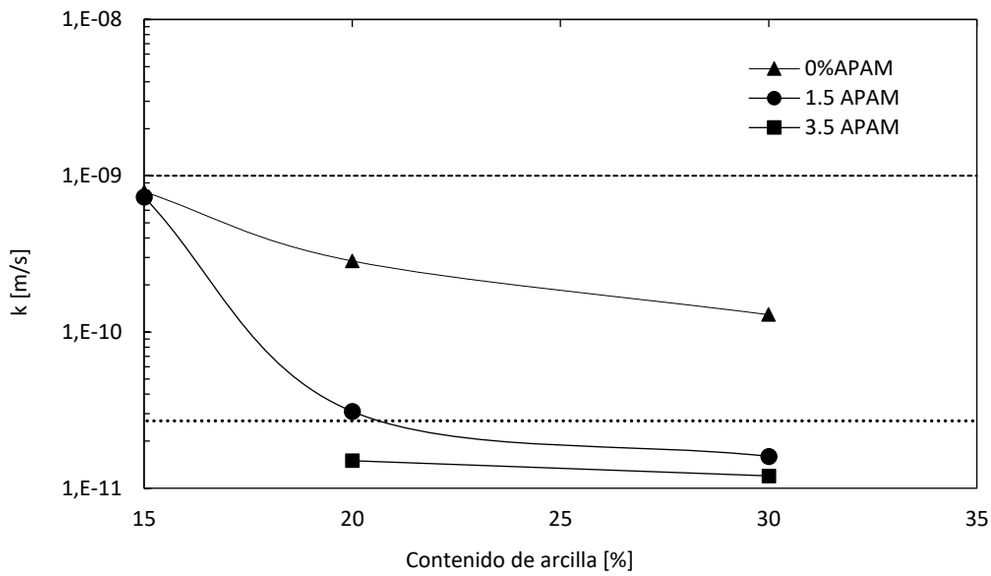


Figura 5-3 – Valores de conductividad hidráulica en función del porcentaje de arcilla.

5.4 Conductividad hidráulica saturada – Efecto de la incorporación de APAM

En la Figura 5-4 se presentan los resultados de conductividad hidráulica de las mezclas en función del contenido de APAM. La incorporación de APAM disminuyó los valores de conductividad hidráulica en las mezclas 80-20 y 70-30. No se registró una disminución significativa en la mezcla 85-15. La disminución de la conductividad hidráulica por la incorporación de APAM es consistente con el aumento de volumen que experimentaron las mezclas. Según el análisis de los resultados de hinchamiento libre, la incorporación de APAM aumentó el hinchamiento libre de las mezclas. En los ensayos de conductividad hidráulica efectuados, el hinchamiento libre estuvo restringido por lo que en consecuencia las mezclas expandieron dentro de los propios vacíos reduciendo el volumen total de vacíos y dificultando el camino de circulación del agua. A mayor contenido de APAM, mayor hinchamiento. Como efecto directo disminuyó de la conductividad hidráulica saturada al aumentar el contenido de APAM. El hecho de que la incorporación de APAM disminuya la conductividad hidráulica solo en mezclas con contenido de finos mayor al 20 % sugiere que el mecanismo impermeabilizador del polímero depende de la presencia de finos electroquímicamente activos.

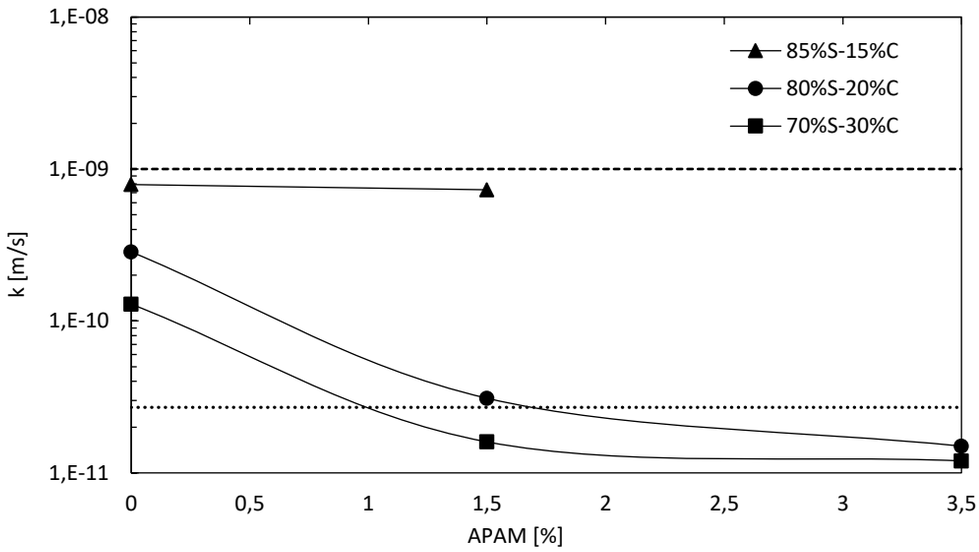


Figura 5-4 – Valores de conductividad hidráulica en función del contenido de APAM.

5.5 Curvas de retención – Efecto de la incorporación de finos

En la Figura 5-5 se presentan nuevamente los resultados junto con los obtenidos por Marti, 2015 [3] y Casagrande, 2015 [4]. Al aumentar el contenido de finos de 15 a 30 % en mezclas sin APAM se registró un aumento de los valores de entrada de aire Sae_1 y Sae_2, del parámetro W_c, y una disminución del índice de distribución de poros m_1. Se observa que el extremo derecho de la curva se aproximó a la curva de retención de la arcilla sola por el aumento de Sae_2 y W_2. Estos resultados indican que el agregado de finos aumenta la capacidad de retención de agua de la mezcla y aumenta los valores de succión mátrica para un determinado porcentaje de saturación. Esto puede entenderse considerando el hecho de que el aumento de finos a la mezcla reduce la cantidad y tamaño de macroporos y modifican los valores de succión mátrica según describe la ecuación de Laplace:

$$u_a - u_b = \frac{2T_s}{R} \quad (4)$$

Dónde:

- $u_a - u_b$: succión mátrica
- T_s : tensión superficial en interfaz aire-agua
- R : radio de curvatura en la interfaz aire-agua

La Ecuación 4 describe la proporcionalidad inversa entre el radio de curvatura R en la interfaz aire-agua relativo al tamaño de poros y la succión mátrica. Una disminución del tamaño de poros genera una disminución del radio de curvatura R que implica un aumento de la succión mátrica $(u_a - u_w)$.

La curva de la mezcla 85-15 no presentó característica bimodal. En vista de cómo cambia la curva con el agregado de finos se estima que la forma bimodal debe existir, pero sería necesario quitar más humedad en los ensayos para observarlo.

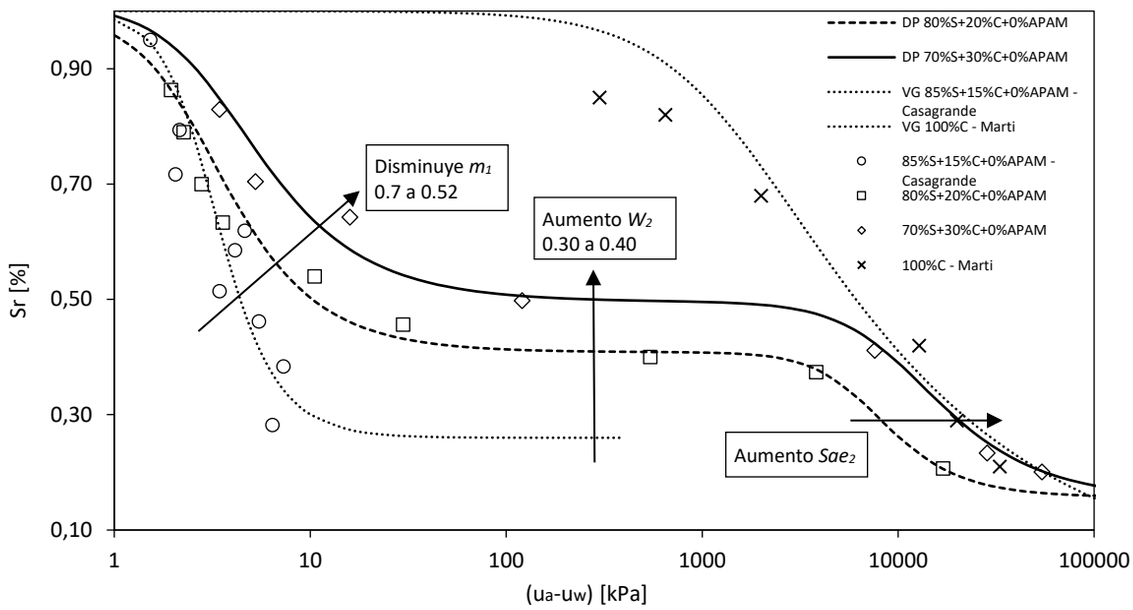


Figura 5-5 – Cambios en curva de retención por agregado de finos. DP: modelo doble porosidad. VG: modelo de van Genuchten.

5.6 Curvas de retención – Efecto de la incorporación de APAM

En la Figura 5-6 se presentan los resultados de la mezcla 70-30 con incorporación de 3.5 % de APAM. La incorporación de 3.5 % de APAM modificó la curva de retención en el mismo sentido en que se observó al aumentar el contenido de finos, pero con cambios más contundentes. La forma completa de la curva tiende a la de la arcilla sola, pero conservando la característica bimodal. Disminuyó el parámetro m_1, aumentó el parámetro W_2 y se incrementaron los valores de succión de entrada de aire Sae_1 y Sae_2. Estos resultados sugieren que el agregado de APAM uniformiza la distribución de poros, aumenta los valores de succión para una humedad dada y aumenta la capacidad de retención de agua. En primera instancia se presume que el polímero uniformiza la distribución de poros al ocupar los vacíos existentes. En cuanto al aumento de la capacidad de retención de agua y de los valores de succión se estima que por un lado parte del agua de la mezcla se combina con el polímero y requiere más energía para su evaporación. Esto es así ya que las moléculas del agua de hidratación poseen una estructura molecular más ordenada que la del agua libre (Mitchell [12]). En un ensayo de papel filtro esto se evidencia en mayores valores de succión mátrica y total. Por otra parte, la incorporación de APAM disminuye el diámetro máximo de poros de la mezcla (Marti, 2015 [3]). Como la succión mátrica es inversamente proporcional a dicho diámetro (ver Ecuación 3) es de esperar que los valores de succión aumenten. La premisa de reducción del diámetro de poros por incorporación de APAM es coherente con los resultados obtenidos en las pruebas de

conductividad hidráulica presentados, en donde se observó una reducción de la conductividad hidráulica *k* al aumentar el contenido de APAM.

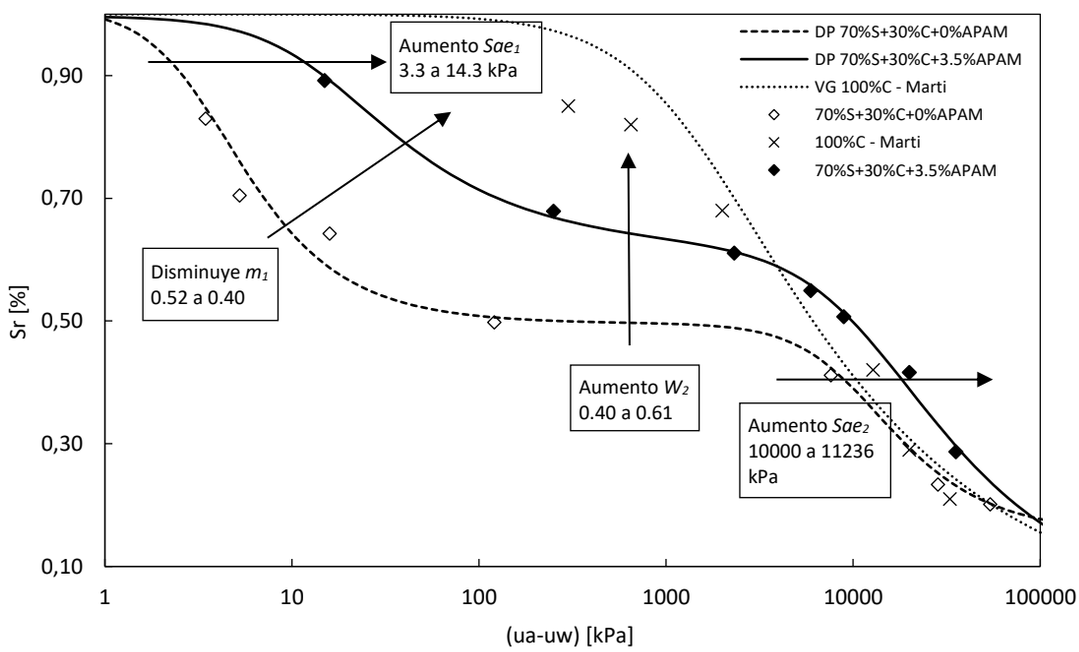


Figura 5-6 – Cambios en la curva de retención para mezclas arena-arcilla 70-30 en función del contenido de APAM. DP: modelo doble porosidad. VG: modelo de van Genuchten.

5.7 Resistencia a compresión simple – Efectos de la incorporación de APAM

En la Figura 5-7Figura 5-7 se presenta la tendencia de la resistencia a compresión simple para mezclas 85-15, 80-20 y 70-30 en función del contenido de APAM. Se observa que la incorporación de APAM genera un aumento en la resistencia de las probetas para todas las mezclas. Los cambios resultan más significativos para las mezclas 70-30 que para las mezclas 80-20 y 85-15. Se observa a su vez que la adición de APAM en un 1.5 % produce un aumento más significativo que con proporciones mayores. El incremento de resistencia registrado por incorporación de APAM puede deberse principalmente a dos efectos. En primer lugar, se estima que el polímero hidratado se adhiere tanto a las partículas finas como gruesas mejorando el comportamiento frente a la acción de esfuerzos de corte. En segundo lugar, se estima que el aumento de la succión mátrica en las mezclas por incorporación de APAM incrementa la resistencia al corte del material. Esto puede interpretarse con la ecuación de resistencia al corte en suelos no saturados propuesta por (Fredlund et al., 1993 [13]) (Ecuación 5) que muestra que un aumento de la succión mátrica $(u_a - u_b)$ implica un aumento en la tensión de corte en el plano de falla τ.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)tan\emptyset' + (u_a - u_b)tan\emptyset^b \quad (5)$$

Donde:

- c' : cohesión efectiva del material con succión mátrica nula
- τ : esfuerzo de corte en el plano de falla
- σ : Esfuerzo normal en el plano de falla
- $\emptyset'$: ángulo de fricción interna efectivo del material relacionado con el esfuerzo normal neto
- $\emptyset^b$: ángulo que indica la tasa de incremento de la resistencia al corte relativo a la succión mátrica
- $(u_a - u_b)$: succión mátrica

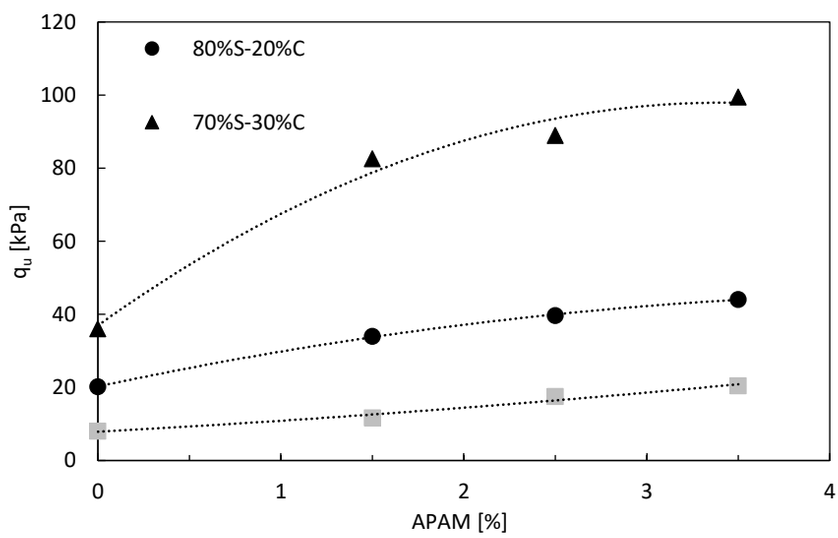


Figura 5-7 – Resistencia a compresión simple en función del porcentaje de APAM.

5.8 Resistencia a compresión simple – Efectos del aumento del porcentaje de finos

En Figura 5-8 se presenta la evolución de la resistencia a compresión simple en función del contenido de finos. El aumento de la fracción de arcilla produjo aumentos en la resistencia a compresión simple de las probetas. El efecto puede deberse a que la mayor incorporación de fracción fina aumenta la succión mátrica de las mezclas y que a su vez genera un incremento de la resistencia al corte del material como se describió con la Ecuación 4.

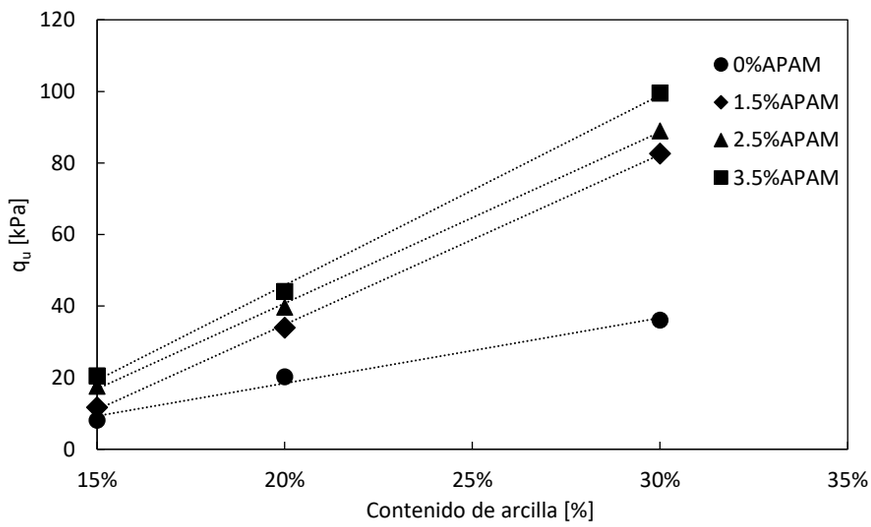


Figura 5-8 – Resistencia a compresión simple en función del contenido de arcilla.

6 CONCLUSIONES

Se evaluaron mezclas arena-arcilla modificadas con poliacrilamida aniónica considerando su uso como barreras hidráulicas de rellenos sanitarios de origen domiciliario. Se realizaron ensayos de caracterización física, mecánica e hidráulica con el objeto de comprender los mecanismos de interacción fluido-partícula y determinar un rango de mezclas que cumpla con los requisitos mínimos para barreras hidráulicas. En base a los resultados obtenidos se presentan las siguientes conclusiones:

- Las nuevas mezclas arena-arcilla 80-20 y 70-30 con y sin incorporación de APAM mantienen el valor de conductividad hidráulica por debajo del valor límite establecido por normas.
- El aumento del contenido de finos en la mezcla arena-arcilla genera curvas de retención bimodales. A su vez, aumenta el valor de succión de entrada de aire y la capacidad de almacenamiento de agua de las mezclas.
- La resistencia a compresión simple aumenta a mayor contenido de finos y a mayor contenido de APAM.
- El hinchamiento libre aumenta a mayor contenido de finos, pero tiende a una asíntota para un contenido mayor al 30 %. Con la adición de APAM, es siempre creciente y se ve potenciado por la arcilla.

REFERENCIAS

[1] Daniel, D. y Benson, C. *Water content-density criteria for compacted soil liners.* Journal of geotechnical engineering, 116, 12, 1991, pp: 1811-1830.
[2] Bavernik, F., *Polyacrylamide characteristics related to soil applications.* Soil science, 158, 4, 1994, pp: 235-243.
[3] Marti, L. (2015), *Suelos compactados con incorporación de polímeros.* Laboratorio de Mecánica de Suelos. Facultad de Ingeniería. Universidad de Buenos Aires.

[4] Casagrande, C. (2019), *Caracterización de suelo-polímero para uso en barreras hidráulicas en rellenos sanitarios,* Laboratorio de Mecánica de Suelos. Facultad de Ingeniería. Universidad de Buenos Aires.

[5] S. Orlandi, D. Manzanal, A. Ruiz, M. Avila, M. Graf., *A case study on expansive clays on Comodoro Rivadavia city.* Fundamentals to Applications in Geotechnics, IOS Press, 2015. pp: 2276-2283.

[6] D. Manzanal, S. Orlandi, J.C. Barria. *Swell characterization of expansive clays from Comodoro Rivadavia - Argentine*. XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2019 pp: 17-20.

[7] Santamartina, J. & Narsilio, G. *Clasificación de suelos: Fundamento físico, prácticas actuales y recomendaciones.*

[8] Zhang, L. & col. *Predicting bimodal soil-water characteristics curves.* Geotechnical and geoenvironmental engineering, 131, 5, 2005, pp. 666-670.

[9] Fredlund, D. & col. *The soil-water characteristics of sand-bentonite mixtures used for liners and covers.* Proceeding of the second international conference on unsaturated soils., 1, 1998 pp: 143-148.

[10] Durner, W. *Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structures.* Water resources research, 30, 2, 1994, pp: 211-223.

[11] van Genuchten, M. & Yates, L. *The RETC code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated soils.* USEPA, 1991.

[12] Mitchell, J. K., *Fundamentals of Soil Behavior.* 3a ed., New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 1992.

[13] Fredlund, D, Rahardjo, H., *Soil Mechanics for Unsaturated Soils,* USA: John Wiley & Sons, Inc., 1993, p.228.

Caracterización geomecánica de suelos residuales compactados del Departamento de Oberá, Misiones.

I. B. Drewes; M. Drewes; S. R. Blech; H. O. Reinert; N. A. Pintos; G. O. Bogado.

ingridbdrewes@gmail.com; mariodrewes98@gmail.com; blechsanti@gmail.com; reinert@fio.unam.edu.ar; nicolasagustinpintos@gmail.com; gustavobogado@conicet.gob.ar.

Laboratorio de Ingeniería Civil (LIC), Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Misiones, Oberá, Misiones, Argentina

RESUMEN: Los suelos residuales compactados, demuestran un buen desempeño en diversas obras civiles, contrario a lo expuesto según su clasificación SUCS y HRB de empleo tradicional. Por ello se iniciaron los estudios en el Laboratorio de Ingeniería Civil (LIC) de la UNaM, para la elaboración de un registro científico académico de las propiedades geomecánicas de los suelos residuales compactados de la provincia. En el presente trabajo se propone analizar relaciones entre parámetros de compactación y propiedades geotécnicas índices y geomecánicas. Las propiedades estudiadas fueron: límites de Atterberg (IRAM 10501-2007), granulometría por tamizado vía húmeda (IRAM 10507-1986), Clasificación de Suelos (IRAM 10509-1982), y determinación de la densidad relativa de los suelos (IRAM 10503). Además, se realizaron ensayos de compactación en sus dos variantes “Método Normal” y “Método Normal, alternativa B” (IRAM 10511-1972), ensayos de determinación del Valor Soporte Relativo e Hinchamiento de los Suelos (IRAM 10520-1971), y ensayo de compresión triaxial sobre probetas no consolidadas ni drenadas (IRAM 10520-1985). Con base en los resultados obtenidos, se establecieron relaciones entre diferentes parámetros, identificándose tendencias definidas en algunos casos, y sin tendencia manifiesta en otros. Los resultados han permitido contar con los primeros registros sobre estos estudios a nivel regional, planteándose como necesario continuar ampliando las muestras estudiadas para poder confirmar los ajustes y tendencias obtenidas.

Palabras clave: SUELOS RESIDUALES LATERÍTICOS – COMPACTACIÓN – TRIAXIAL – VALOR SOPORTE

1. INTRODUCCIÓN

El suelo, en su estado compactado, es el material de soporte de la gran mayoría de las obras civiles. Por esto, para realizar el diseño y cálculo correspondiente, es necesario contar con los parámetros resistentes e índices característicos del suelo con el cual se trabaja, a fin de evaluar su desempeño.

Los suelos presentes en la provincia de Misiones, al norte de Corrientes, en departamentos orientales de Paraguay, y en regiones occidentales de los Estados de Río Grande do Sul, Santa Catarina y sureña de Paraná en Brasil, son caracterizados como residuales lateríticos, ya que provienen de la meteorización del basalto presente en esta zona.

Debido a la pequeña superficie que este tipo de suelo ocupa en la República Argentina las referencias normativas nacionales no contemplan su particularidad, siendo de aplicación general el empleo de normas y reglamentos de desarrollo en regiones con presencia de suelos transportados.

Por esto, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), y el Highway Research Board (H.R.B.), arrojan como resultado que los suelos residuales lateríticos se clasifican como limos de alta o baja plasticidad, definidos como malos para el soporte de cargas y no aptos para su utilización en bases o sub-bases de caminos. Estas determinaciones presentan una contradicción con la experiencia en campo y estudios académico-científicos de divulgación reciente [1][2][3][4][5][6][7], que muestran un adecuado desempeño o comportamiento de los suelos regionales.

En el presente trabajo se exponen resultados de ensayos realizados sobre suelos regionales de 6 sitios del Departamento de Oberá, siguiendo los procedimientos y especificaciones establecidas en las normas IRAM de referencia.

Es necesario mencionar que se cuenta con un numero mas amplio de sitios en estudio, pero en el presente trabajo se concentra en los sitios que responden a una ubicación geográfica concreta, dado el Departamento de Oberá, Misiones.

Para cada sitio en estudio, se busca obtener: las propiedades índices del suelo estudiado, Peso específico aparente, Limites de Consistencia propuestos por Atterberg (LL, LP, IP), y Pasante Tamiz #200; correlaciones entre los parámetros de compactación, densidad seca máxima (DSmax) y humedad óptima (HO), y el contenido de finos del material; tendencias representativas de los valores de Cohesión (c) y Ángulo de fricción interna (ϕ) respecto de las humedades óptimas resultantes de los ensayos de compactación; y el Valor Soporte Relativo e Hinchamiento en muestras realizadas moldeadas a humedad óptima y tres energías de compactación 12, 25 y 56 golpes de pisón Proctor.

Los resultados obtenidos permiten establecer las primeras relaciones entre los parámetros de caracterización y de resistencia de los suelos de sitios en estudio, permitiendo contar con valores índice para su empleo en diferentes tipos de obra de la región, dado que se identifica su desempeño ante la acción de cargas y bajo condiciones de saturación cuando los mismos son remoldeados a energía de compactación controlada.

2. METODOLOGÍA

Las muestras utilizadas para el estudio fueron tomadas en campo por miembros del equipo de trabajo del Laboratorio de Ingeniería Civil (LIC) de la Universidad Nacional de Misiones, conforme detalle de ubicación presentado en la Tabla 1.

Como se observa en Figura 1, todos los sitios se encuentran dentro del tejido Urbano del Municipio de Oberá, en predios convenientemente identificados al momento de toma de muestras.

Respecto de las muestras, las mismas se acondicionaron en bolsas dobles cerradas e identificadas para el adecuado traslado y acopio en Laboratorio, permaneciendo en condiciones de campo hasta tanto se procede a la apertura para inicio de las rutinas de ensayo planificadas.

En primer lugar, se realizaron los ensayos de caracterización: Límites de Atterberg – Norma IRAM 10501-2007 [8], granulometría por tamizado vía húmeda – Norma IRAM 10507-1986 [9], clasificación de Suelos – Norma IRAM 10509-1982 [10], y Densidad Relativa – Norma IRAM 10503-2007[11].

Continuando con la rutina y con el fin de determinar la humedad óptima de compactación con su densidad seca asociada, se realizó el ensayo de compactación Proctor "Método de ensayo de compactación en laboratorio" – Norma IRAM 10511-1972 [12], aplicando dos variantes de energía de compactación tal como lo indica el "Método normal" y "Método normal, alternativa B".

A partir de los puntos de moldeo Proctor, se determinan los valores de Cohesión y Ángulo de fricción interna del suelo mediante el "Método de ensayo de compresión triaxial en suelos cohesivos sobre probetas no consolidadas no drenadas" – Norma IRAM 10529 -1985 [13].

Tabla 1. Localización de los sitios de toma de muestras

Designación	Dirección Aproximada	Latitud	Longitud
FI007	Esquina calle Jujuy y Berutti	-27.482532	-55.123057
FI008	Calle Carhué casi Ushuaia	-27.483949	-55.107659
FI010	Ruta Nacional Nº14, predio DINI	-27.474952	-55.085938
FI011	El Chachi. Calle Santo Chaves.	-27.476834	-55.090665
FI012	Ruta Nacional Nº14, pasando Termas.	-27.463124	-55.086487
FI014	Parque de las Naciones, Humboldt.	-27.49588	-55.109928

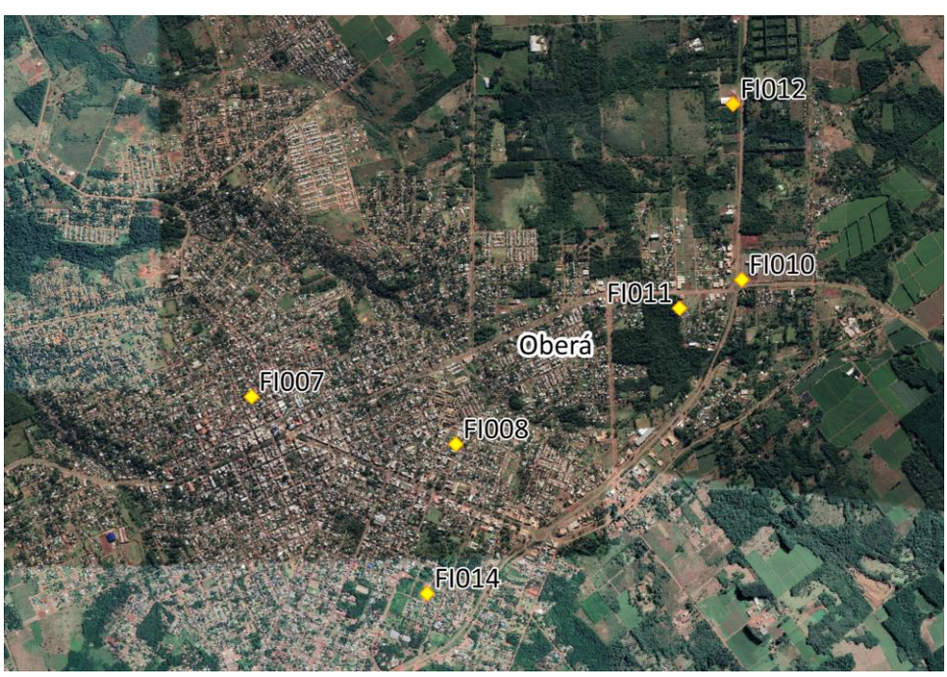


Figura 1. Localización de los sitios de toma de muestras

A diferencia de la norma, para el ensayo en cámara triaxial no se utilizan tres probetas sino una sola, realizando sobre esta el escalonamiento de carga, con el fin de estudiar el suelo como se encontraría en campo, y reducir los errores de variación de humedad que podrían presentarse cuando se reproducen probetas compactadas o remoldeadas.

El estudio del Valor Soporte Relativo e Hinchamiento se realizó en paralelo a los ensayos triaxiales, teniendo como dato base las humedades óptimas obtenidas con las compactaciones Proctor y respondiendo al procedimiento descripto en el "Método de determinación del Valor Soporte Relativo e Hinchamiento de los Suelos " – Norma IRAM 10520 - 1971 [14].

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Caracterización

En la Tabla 2 se muestran los resultados de los Límites de Atterberg, Granulometría, Clasificación y Peso específico aparente, realizados a las muestras estudiadas.

Se obtuvieron pasante tamiz #200 muy superiores al 50 %, en 95 % promedio de los seis sitios, estableciendo que se trata de suelos finos. Además, se puede apreciar que, como resultado de la clasificación según el SUCS, todos los suelos son limos de alta plasticidad, tal como se esperaba.

Respecto del peso específico aparente o gravedad específica, los valores obtenidos presentan variación entre 2.776 de mínima y 2.920 de máxima, siendo característicos de los valores esperados para el caso de suelos derivados del basalto.

Tabla 2. Resultados de ensayos de Caracterización según Normas IRAM

Muestra	Límite Liquido [%]	Límite Plástico [%]	Índice de Plasticidad [%]	Pasa #200 [%]	Clasificación SUCS	Peso específico Aparente
FI007	66.28	49.51	16.76	97	MH	2.920
FI008	57.33	45.76	11.57	94	MH	2.900
FI010	49.45	35.15	14.30	97	MH	2.776
FI011	56.98	44.61	12.37	97	MH	2.776
FI012	79.15	51.91	27.24	99	MH	2.828
FI014	47.46	35.55	11.92	88	MH	2.893

3.2. Ensayos Proctor

Con respecto a los resultados de los ensayos de compactación, en la Tabla 3 se detallan los valores obtenidos de humedad óptima y densidad seca máxima, según el Método normal y el Método normal, Alternativa B.

Los resultados de densidad seca máxima para el Método normal indican un promedio de referencia de 13.905 kN/m^3, con una humedad promedio de 32.2%; mientras que para el Método normal Alternativa B, detallan densidad seca máxima de 14.226 kN/m^3, con humedad promedio en torno a los 30.91%.

Tabla 3. Resultados de los ensayos de Compactación

Muestra	Humedad Óptima		Densidad Seca Máxima	
	Método normal [%]	Método normal, alternativa B [%]	Método normal [kN/m^3]	Método normal, alternativa B [kN/m^3]
FI007	32.70	32.00	13.73	14.22
FI008	34.50	33.00	13.45	13.63
FI010	29.00	28.00	14.51	14.81
FI011	32.50	31.50	13.67	13.93
FI012	37.00	35.00	13.16	13.57
FI014	27.50	26.00	14.91	15.20

En las Figuras 2 y 3, se presentan las curvas características del ensayo de compactación para las seis muestras analizadas en ambas alternativas de energía de compactación.

La comparación de ambas Figuras, permite observar en todos los casos un aumento en la densidad seca máxima y una disminución de la humedad óptima al aumentarse la energía de compactación. Además, se puede afirmar que la humedad óptima de los suelos residuales lateríticos para estas energías de compactación se encuentra en el rango de 26% a 37%, y la densidad seca máxima, aproximadamente entre 13.16 y 14.81 kN/m^3.

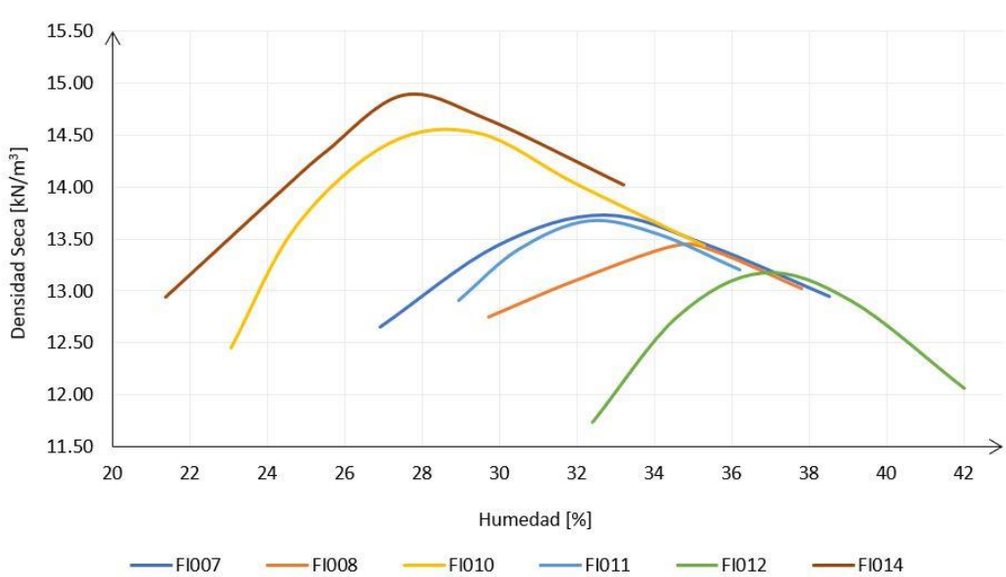


Figura 2. Curvas de compactación. Método normal

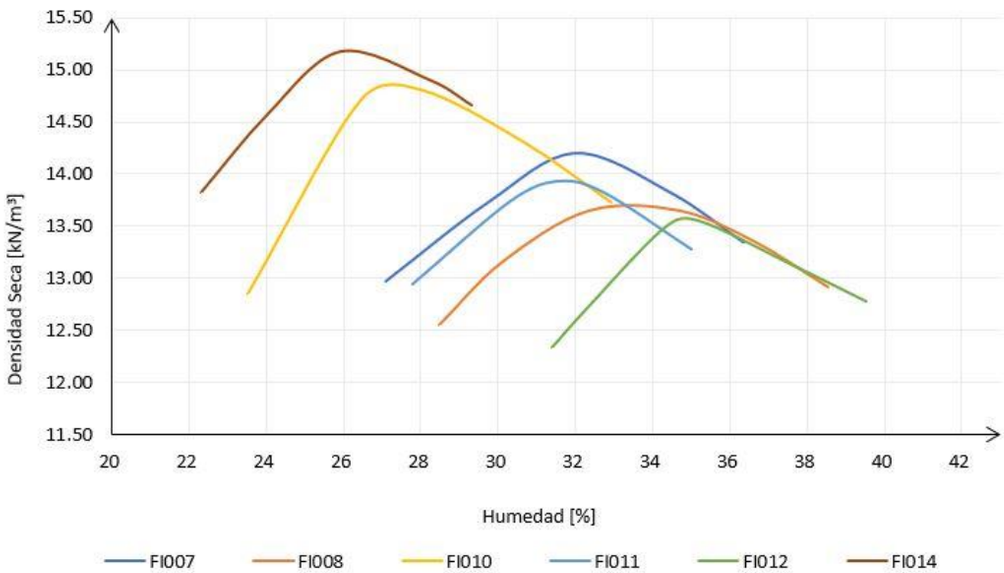


Figura 3. Curvas de compactación. Método normal alternativa B

En las Figuras 4 y 5 se presentan los resultados de las correlaciones el contenido de finos del suelo (pasante #200) y los guarismos característicos del ensayo de compactación: humedad óptima (HO) y densidad seca máxima (DSM).

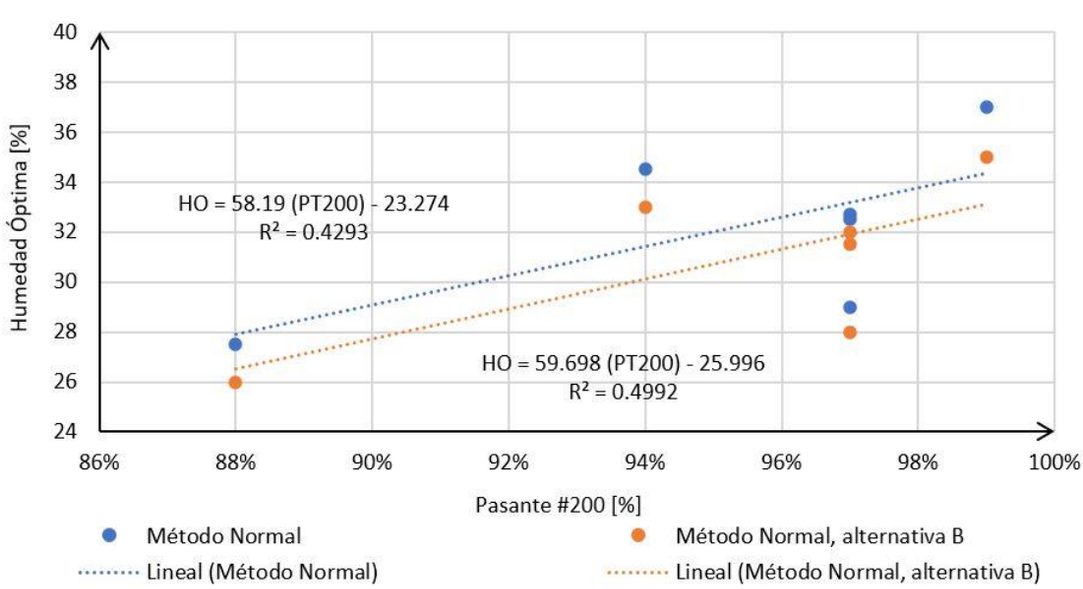


Figura 4. HO vs P#200

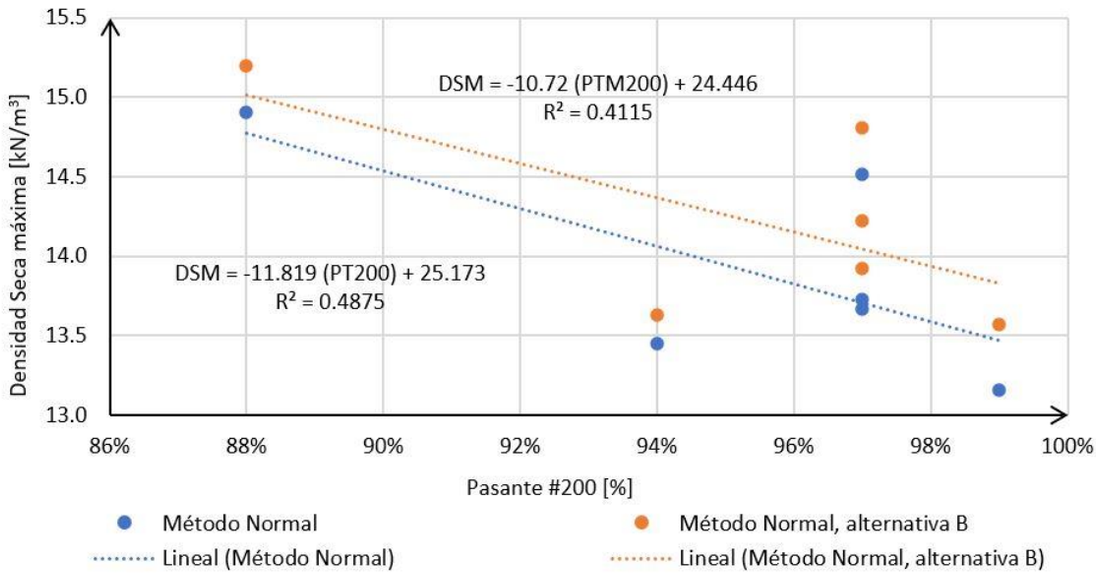


Figura 5. DSM vs P#200

Se puede apreciar en la Figura 4, donde se grafica correlación entre HO y P#200, un aumento en la humedad óptima al incrementarse el contenido de finos propuesto mediante una regresión lineal con un ajuste R^2 de 0.499.

En cuanto a la relación DS máx. y P#200 propuesta en la Figura 5, se presenta una disminución de la densidad seca máxima con el aumento de finos. En este caso la regresión lineal indica un ajuste R^2 de 0.487.

En ambos casos las ecuaciones de referencia de las regresiones propuestas se encuentran indicadas en las Figuras correspondientes.

3.3. Ensayos en Cámara Triaxial

Con los puntos de moldeo obtenidos para el desarrollo de cada ensayo Proctor, se realizaron los tallados y correspondientes ensayos triaxiales para la determinación de Cohesión y Ángulo de fricción interna a humedad de moldeo.

En las Figuras 6 y 7 se presentan los gráficos de Cohesión vs Humedad, y Ángulo de Fricción vs Humedad para el caso del moldeo a energía correspondiente al Proctor Normal, para todas las muestras en estudio.

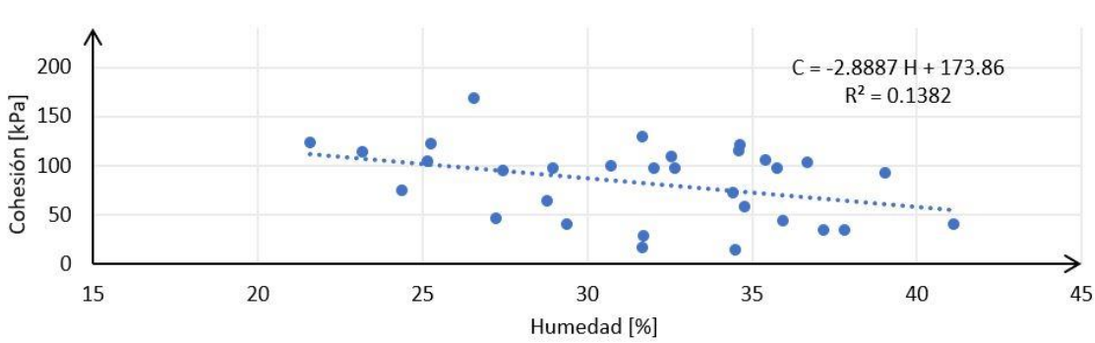


Figura 6. Graficas de Cohesión (C) vs. Humedad. Proctor Normal

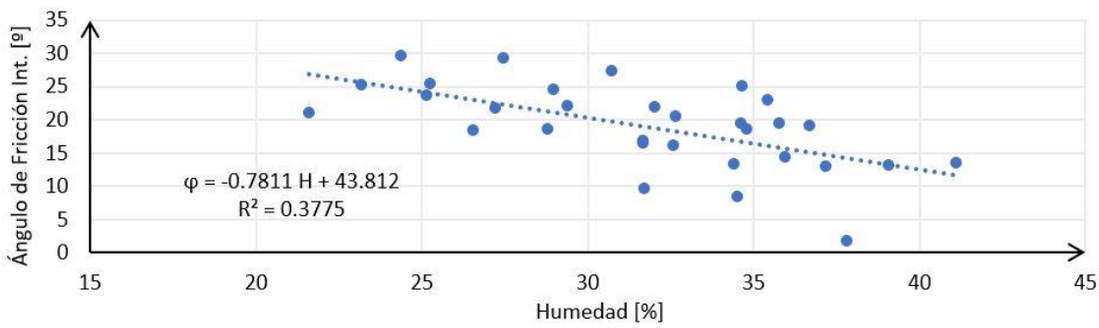


Figura 7. Graficas de Ángulo de fricción (ϕ) vs. Humedad. Proctor Normal

Asimismo, en las Figuras 8 y 9 se presentan los gráficos de Cohesión vs Humedad, y Ángulo de Fricción vs Humedad para el caso del moldeo a energía correspondiente al Proctor Normal, Alternativa B, para todas las muestras en estudio.

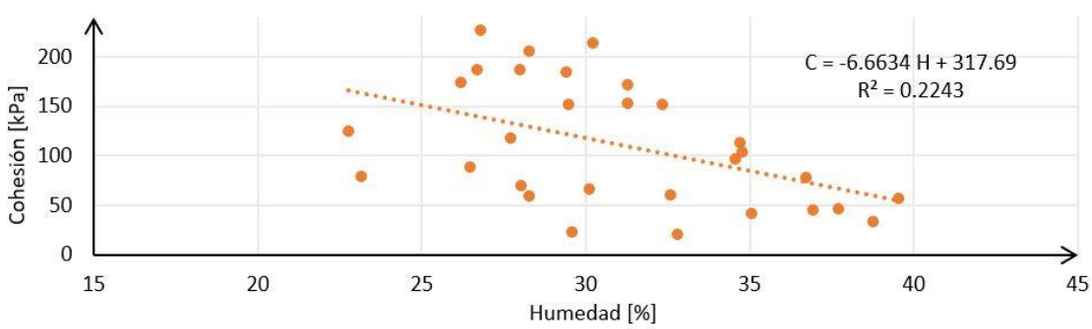


Figura 8. Graficas de C vs. Humedad. Proctor Normal, Alternativa B

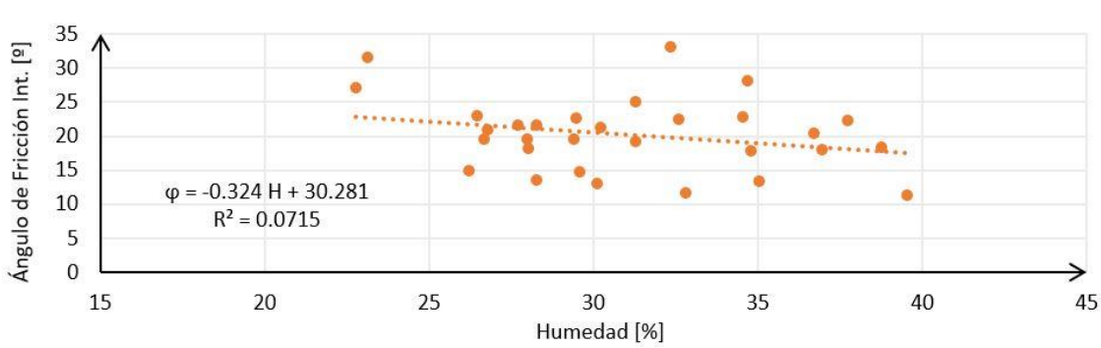


Figura 9. Graficas de ϕ vs. Humedad. Proctor Normal, Alternativa B.

El análisis de los gráficos presentados, permite visualizar que, para ambos parámetros y energías de compactación, los valores tienden a decrecer a medida que aumenta la humedad de moldeo. Este análisis responde a la propuesta de una regresión lineal para cada caso, presentándose en las respectivas gráficas las correspondientes ecuaciones de referencia, y el R^2, siendo este último notablemente bajo en todos los casos.

En la Tabla 4, se presentan los valores correspondientes a cada parámetro (C y ϕ) en función de la Humedad Óptima y del tipo de ensayo Proctor realizado, para las seis muestras analizadas.

Se aprecia que la tendencia general, independientemente del análisis de la humedad óptima, es el aumento de la densidad seca máxima y el mejoramiento de los parámetros resistentes cuando analizamos cada muestra en particular, y en la medida de que se incrementa la energía de compactación.

Tabla 4. Valores característicos obtenidos de ensayos Proctor y Triaxial

Muestra	Proctor Normal				Proctor Normal, Alternativa B			
	DSM [kg/m3]	HO [%]	c [kPa]	φ [°]	DSM [kg/m3]	HO [%]	C [kPa]	φ [°]
FI007	1400	32.7	98.07	20.45	1450	32.0	147.10	25.50
FI008	1372	34.5	114.74	20.00	1390	33.0	148.08	22.50
FI010	1480	29.0	46.09	19.00	1510	28.0	78.45	18.30
FI011	1394	32.5	78.45	20.00	1420	31.5	117.68	22.00
FI012	1342	37.0	102.97	18.00	1384	35.0	98.07	24.50
FI014	1520	27.5	70.61	22.00	1550	26.0	161.81	15.00

Las Figuras 10 y 11 se detallan las gráficas de Cohesión y Ángulo de fricción interna, ambas en función de la Humedad Óptima, de acuerdo a los resultados presentados en la Tabla 4.

El análisis de estas gráficas en la cual se realiza la comparación de los guarismos de cohesión y ángulo de fricción en referencia a la humedad óptima definida, no permite establecer una tendencia o correlación de aplicación general, dado que se identifican ajustes diferentes conforme se analizan los resultados del caso de Proctor Normal, o Proctor Normal Alternativa B. El criterio aquí fue el empleo de regresión a partir de una polinómica de grado dos, dado que es la que mejor ajuste presenta.

Los resultados indican para el primer caso (Proctor Normal), un aumento de la cohesión en la medida que aumenta la humedad óptima del suelo, mientras que para el segundo caso (Proctor Normal alternativa B) se da una disminución de la cohesión en la medida que aumenta la humedad óptima.

La situación inversa se presenta en el caso del análisis de la relación del ángulo de fricción del suelo respecto de la humedad óptima. Aquí es el mejoramiento en los guarismos de ángulo de fricción para el caso de Proctor normal alternativa B con el incremento de la humedad óptima, y disminución del parámetro cuando se analiza el caso de Proctor normal.

La interpretación de ambas graficas podría indicar una diferencia en el procesamiento de los resultados de uno y otro ensayo, atendiendo a que los valores de cohesión y ángulo de fricción interna son mutuamente dependientes en su procesamiento en el círculo de Mohr.

Finalmente, se puede apreciar en la graficas también el hecho de que los ajustes R^2 son altamente variables, lográndose un ajuste grosero de $R^2 = 0.0275$ en un caso, y $R^2 = 0.9014$ en otro.

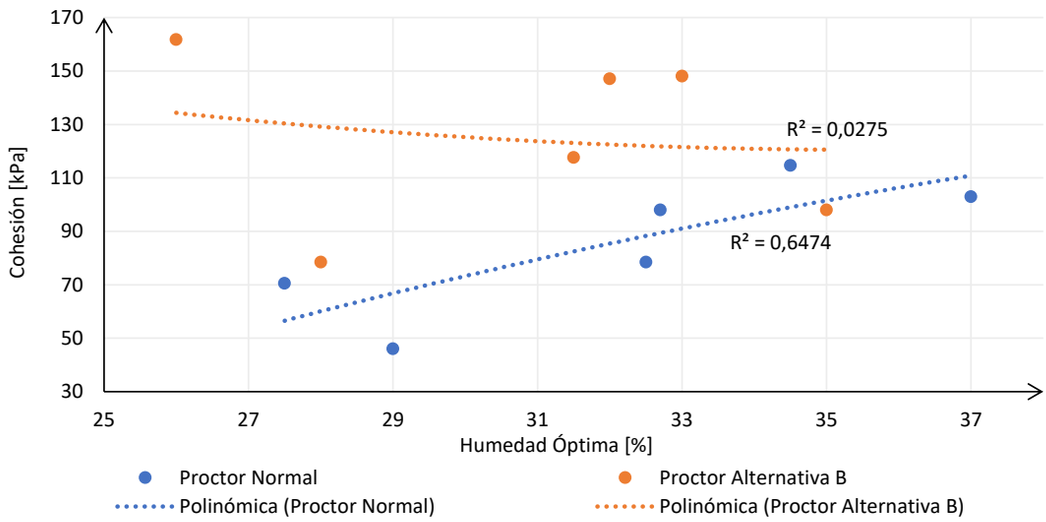


Figura 10. Grafica c vs HO.

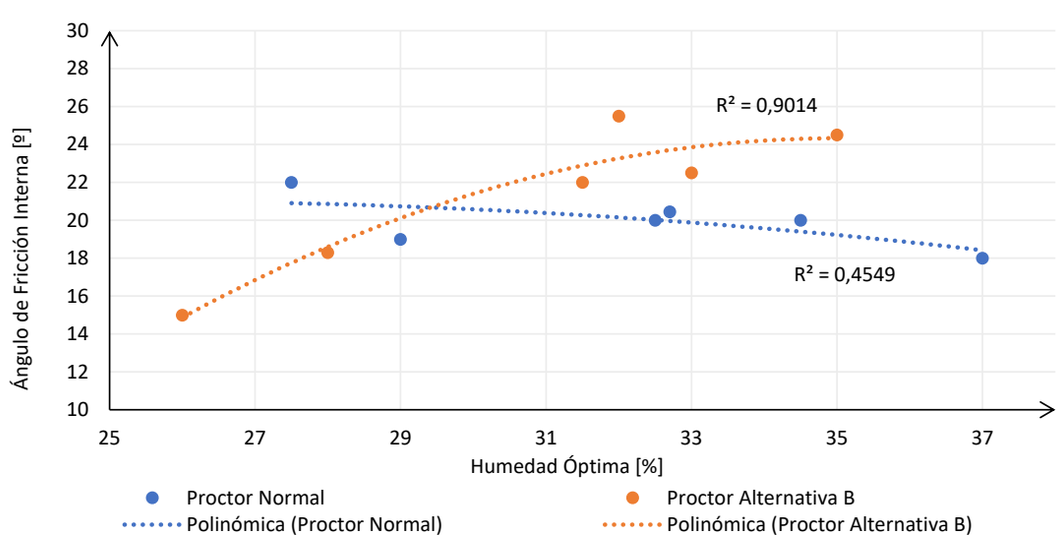


Figura 11. Grafica φ vs HO.

3.4. Ensayos CBR

Con base en las referencias de humedad óptima obtenidas en ambos ensayos Proctor desarrollados para cada muestra de cada sitio, se procedió a moldear probetas para el desarrollo del ensayo de Valor Soporte Relativo e Hinchamiento del suelo.

Los resultados obtenidos se resumen en Tablas 5 y 6, y figuras 12 y 13 respectivamente para el caso de Proctor Normal y Proctor Normal Alternativa B.

Tabla 5. Resultados del Valor Soporte Relativo [%]

Muestra	Proctor Normal				Proctor Normal, alternativa B			
	HO [%]	Golpes por capa			HO [%]	Golpes por capa		
		12	25	56		12	25	56
FI007	32.7	7.64	17.87	11.86	32.0	6.60	14.31	17.57
FI008	34.5	12.38	13.79	8.97	33.0	4.52	9.12	16.61
FI010	29.0	6.67	6.15	5.64	28.0	16.13	11.12	8.71
FI011	32.5	14.83	16.46	8.16	31.5	15.27	11.86	13.12
FI012	37.0	8.90	10.45	7.79	35.0	8.82	6.23	6.67
FI014	27.5	6.15	7.49	7.12	26.0	9.42	6.23	4.75

Tabla 6. Resultados de Hinchamiento [%]

Muestra	Proctor Normal				Proctor Normal, alternativa B			
	HO [%]	Golpes por capa			HO [%]	Golpes por capa		
		12	25	56		12	25	56
FI007	32.7	1.58	0.58	0.67	32.0	1.67	1.04	0.75
FI008	34.5	2.00	0.75	0.33	33.0	2.08	0.92	0.58
FI010	29.0	0.42	0.42	0.25	28.0	0.75	0.58	0.58
FI011	32.5	0.83	0.75	0.08	31.5	1.42	1.08	0.75
FI012	37.0	1.33	0.83	0.92	35.0	1.00	0.83	0.75
FI014	27.5	0.42	0.42	0.25	26.0	0.83	0.67	0.58

Para el caso del Proctor Normal, el Valor soporte presenta valores máximos cuando se refiere a 25 golpes de moldeo, a excepción de la muestra FI010, que lo hace para 12 golpes.

Por otro lado, para el Proctor Normal alternativa B se presentan dos suelos (FI007 y FI008) que dan su máximo a los 56 golpes, mientras que el resto de las muestras lo hace para 12 golpes.

Respecto de los valores de hinchamiento obtenidos, se presenta una tendencia marcada de disminución del hinchamiento en la medida que se aumenta el numero de golpes, es decir la energía por unidad de volumen de moldeo. Esto es así para el caso del Proctor Normal alternativa B en todas las muestras, mientras que en el Proctor Normal la muestra correspondiente a FI007 y FI012 no cumple con esta tendencia.

En cuanto al procedimiento de laboratorio, se percibe al momento de moldeo, que a partir de alrededor de 30 golpes el suelo comienza a “amasarse”, manifestando un exceso de energía aplicada, sobre todo cuando se trabaja con humedades óptimas provenientes de ensayos de compactación Proctor Normal.

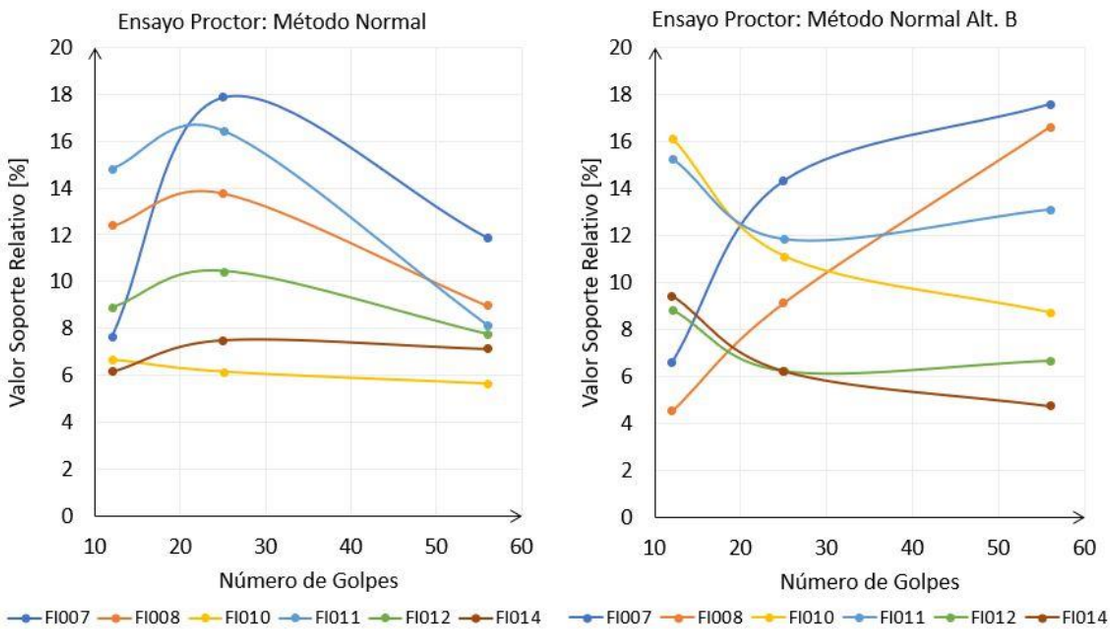


Figura 12. Valor Soporte Relativo vs. N° de golpes por capa.

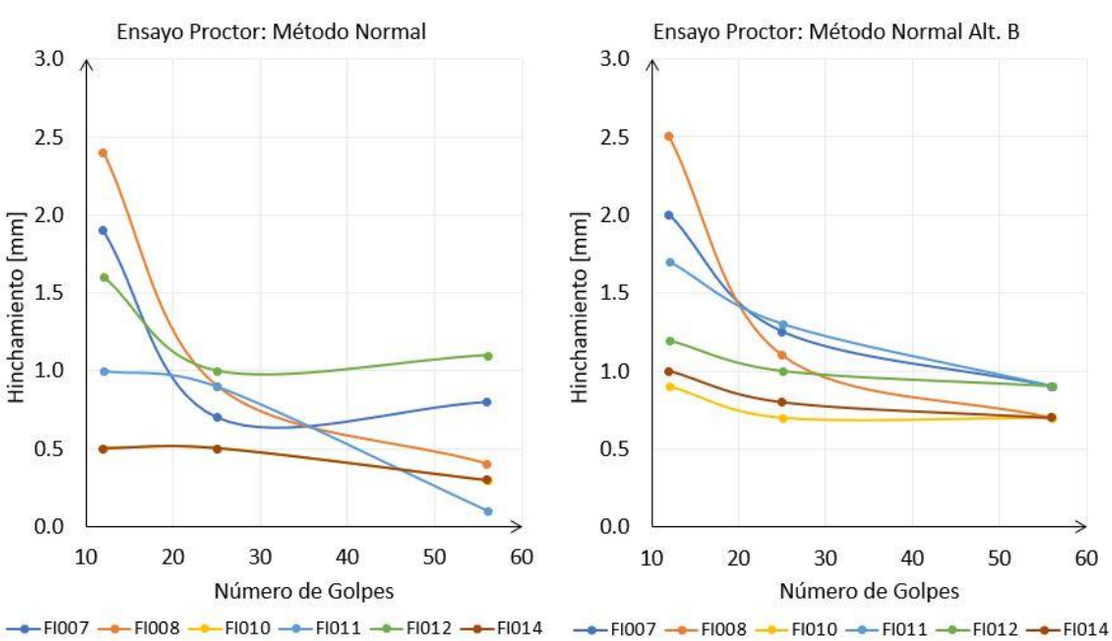


Figura 13. Hinchamiento Relativo vs. N° de golpes por capa.

4. CONCLUSIONES

Los resultados expuestos en el presente trabajo cuentan como mayor aporte, el registro académico científico de estos estudios que se han iniciado en el Laboratorio de Ingeniería Civil (LIC), de la Facultad de Ingeniería de la UNaM.

A partir de ello, se iniciaron los registros de antecedentes de las propiedades índices y parámetros resistentes de suelos residuales compactados, así como la variación de dichos valores con respecto a la energía de compactación y a la humedad óptima.

De los ensayos de compactación Proctor se observa que como es de esperarse, en todas las muestras analizadas se pudo apreciar una disminución de la humedad óptima y un aumento de la densidad seca máxima obtenida al aumentar la energía de compactación, es decir, al pasar del Método normal, al Método normal alternativa B.

Además, se observa un aumento en la humedad óptima y una disminución de la densidad seca máxima al incrementarse el contenido de finos.

Del análisis de los resultados de ensayos triaxiales tanto la cohesión como el ángulo de fricción interna, para ambas energías de compactación, presentan valores que tienden a decrecer a medida que aumenta la humedad de moldeo.

Respecto del análisis de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna cuando se analiza específicamente a humedad óptima de cada suelo, no se puede definir una tendencia o correlación de aplicación general, dado que se identifican ajustes diferente conforme se analizan los resultados del caso de Proctor Normal, o Proctor Normal Alternativa B.

Los resultados obtenidos hasta el momento para la comparación de los parámetros resistentes y la humedad óptima, indican tendencias opuestas de comportamiento a medida que esta última varía. Para el método normal, mientras la cohesión crece, el ángulo de fricción decrece con el aumento de la humedad óptima, y lo contrario ocurre con el método normal, alternativa B. Se puede observar también, a modo general, que los valores estudiados aumentan con la energía de compactación.

Estas observaciones resultan muy útiles en el ámbito practico ya que con los gráficos obtenidos se pueden conocer, en función de la humedad óptima, los parámetros necesarios para obtener la capacidad portante de un suelo antes de realizar una obra civil, información indispensable para formular criterios de pre diseño, siempre a nivel de anteproyecto, dado que se insta a realizar el estudio específico a cada caso de obra.

En el análisis del Valor Soporte Relativo se aprecia que los valores más altos para cada curva varían aproximadamente entre un 7% y un 18%, valores importantes para suelos de tipo limo, lo que sería un primer comienzo para respaldar el buen funcionamiento del mismo, observado en las obras de ingeniería en general que se encuentran en servicio, algunas con hasta 40 años de edad.

Respecto del hinchamiento los valores informados resultan ser bajos y aceptables en la mayoría de los pliegos de especificaciones de obras, con lo cual el resultado es positivo.

Finalmente, se destaca que son varias las cuestiones mencionadas en los análisis de los resultados de la serie de ensayos desarrollados, que evidencian la necesidad de seguir estudiando los suelos presentes en nuestra provincia, para poder verificar o modificar las conclusiones actuales y así, formular un registro más amplio de los parámetros geomecánicos en análisis.

5. REFERENCIAS

[1] Bogado, G. O., Reinert, H. O., & Francisca, F. M. (2017). Geotechnical properties of residual soils from the North-east of Argentina. International Journal of Geotechnical Engineering, 2017.

[2] De Salvo, O. E. (1990), El Perfil de Meteorización de las Rocas Basálticas y su Importancia en la Ingeniería de Fundaciones, Revista Técnica de las Asociaciones Paraguayas de Estructuras y Geotecnia (APE y APG), Ediciones y Arte SRL. Año 1, Nro. 1, octubre 1990, Asunción, Paraguay.

[3] Drewes I. B., Semañuk M. A., Reinehr M. T., Piñeyro A. V., Reinert H. O., Pintos N. A. Evaluación de cohesión y ángulo de fricción en rama seca y húmeda de ensayos Proctor normal. XXV Seminário de Iniciação Científica - Participante ESTRANGEIRO. Salão do Conhecimento. UNIJUI 2017.

[4] Morgenstern M. E, Tkachuk M. G, Demonari F. E, Basile A. M, Bogado G. O, Bressan, D. A. Influencia de la energía de compactación en suelos residuales de Misiones, Argentina. XXV Seminário de Iniciação Científica - Participante ESTRANGEIRO. Salão do Conhecimento. UNIJUI 2017.

[5] Drewes I. B., Semañuk M. A., Reinehr M. T., Piñeyro A. V., Reinert H. O., Pintos N. A. Evaluación de cohesión y ángulo de fricción interna de ensayos Proctor normal. Jornadas de Investigación y Desarrollo Tecnológico, Extensión, Vinculación y Muestra de la Producción 2017 de la Facultad de Ingeniería de la UNaM.

[6] Morgenstern M. E, Tkachuk M. G, Demonari F. E, Basile A. M, Drewes I. B, Bogado G. O, Pintos N. A. Análisis de la energía de compactación en suelos tropicales de Misiones, Argentina. Jornadas de Investigación y Desarrollo Tecnológico, Extensión, Vinculación y Muestra de la Producción 2017 de la Facultad de Ingeniería de la UNaM.

[7] Jakob, B. D., Degaudencio, A. A., Drewes, I. B., Ramírez, G. A., Quiñones, A., Morgenstern, M. E. Reinert H. O., Pintos N. A., Bressan, D. A. Análisis del valor soporte y potencial de hinchamiento de suelo residual laterítico compactado. Jornadas de Investigación y Desarrollo Tecnológico, Extensión, Vinculación y Muestra de la Producción 2017 de la Facultad de Ingeniería de la UNaM.

[8] Norma IRAM 10501 " Método de determinación del límite líquido y del límite plástico de una muestra de suelo. Índice de fluidez e índice de plasticidad " - 2007.

[9] Norma IRAM 10507 " Método de determinación de la granulometría por tamizado mediante vía húmeda " - 1986.

[10] Norma IRAM 10503 " Método de determinación de la densidad relativa de los sólidos y de la densidad de los sólidos de un suelo " – 2007.

[11] Norma IRAM 10509 " Clasificación de los suelos, con propósitos ingenieriles " - 1982.

[12] Norma IRAM 10511 " Método de ensayo de compactación en laboratorio " - 1972.

[13] Norma IRAM 10529 " Método de ensayo de compresión triaxil en suelos cohesivos sobre probetas no consolidadas ni drenadas " - 1985.

[14] Norma IRAM 10520 “Método de determinación del Valor Soporte Relativo e Hinchamiento de los Suelos”. 1971.

Falla estructural de una edificación educativa emplazada en la provincia de Entre Ríos. Análisis de las causas

Lorena Broche[1], Leandro Marcó Munilla[1], Fabio Calvo[1] y Pamela Fank[1]

lorenabroche@gmail.com

[1] UTN Facultad Regional Concepción del Uruguay, Depto Ing. Civil, Ing Pereyra 676, Concepción del Uruguay, Entre Ríos, Argentina

RESUMEN: La edificación en estudio se encuentra emplazada en Concepción del Uruguay, ciudad caracterizada por presentar un gran porcentaje de suelos arcillosos con diferentes niveles de expansividad. Esta obra fue construida en la década del ´30 y desde entonces ha presentado una serie de daños estructurales significativos que llevaron al desalojo. El fin de este trabajo es determinar las posibles causas de la problemática. El suelo de fundación fue evaluado a través de estudios geotécnicos que revelaron un manto de arcilla tipo CL según SUCS -de 4 m de profundidad- asociado a un Índice de Plasticidad mayor a 25 y pasante tamiz #200 mayor a 60%, indica la presencia de un suelo potencialmente expansivo. Ensayos específicos ejecutados sobre el suelo extraído a 2 m de profundidad indicaron un contenido de arcilla del 26% conformado por un 90% de esmectita, un nivel de expansión libre mayor al 2% y un grado de actividad de Skempton medio a alto. Se concluye que los daños edilicios identificados fueron producto del tipo de suelo existente a nivel de fundación (1,2 a 1,8 m) que, al estar expuesto a focos de humedad, ha experimentado cambios de volumen provocando asentamientos diferenciales de la cimentación corrida.

Palabras clave: ARCILLAS - EXPANSIVIDAD - HINCHAMIENTO - FISURACIÓN - CIMENTACIÓN.

1 INTRODUCCIÓN

1.1. *Edificio. Generalidades.*

El edificio en estudio se encuentra emplazado en la ciudad de Concepción del Uruguay, provincia de Entre Ríos - Argentina, específicamente en la manzana comprendida entre las calles J.J. Millán, Boulevard 12 de Octubre, Chacabuco y Santa Teresita. En esta edificación funcionaba el Colegio Primario N° 75 Don Bosco y se trata de una construcción antigua que data de los años ´30, sobre la cual se llevaron a cabo dos ampliaciones, una en el año 1967 y otra en el año 1983.
La edificación abarca en su totalidad una extensión de 1600 m^2 en planta y fue ejecutada en un solo nivel con paredes de mampostería portante de ladrillo común, de altura comprendida entre los 3,2 m y los 5,5 m, que descargan sobre vigas de encadenado inferior de hormigón armado apoyadas sobre cimientos corridos de mampostería, los que a su vez descansan sobre un hormigón ciclópeo ejecutado con roca calcárea altamente cementada de la zona (piedra mora), alcanzando una profundidad de fundación que va desde los 1,2 m a los 1,8 m dependiendo del sector.
Con el correr de los años el edificio comenzó a presentar una infinidad de problemas, entre los que se pueden destacar fisuras a 45° desde antepechos de ventanas, grietas verticales en las esquinas, levantamiento de veredas perimetrales y hundimiento de pisos (ver Fig. 1). Esto derivó al desalojo en el año 2016, luego de que un peritaje determinara el riesgo estructural de la construcción.

Figura 1. Izq.: Fisuras a 45° en muros. Centro: Grietas en esquinas. Der.: Rotura de veredas.

Las figuras antes expuestas se condicen con daños típicos por asentamientos diferenciales del edificio, lo cual debe atribuirse a que la estructura no ha podido adaptarse a las características del terreno real Ref. [1,2,3], lo cual es lógico porque al momento de la construcción de esta obra no se contaba con estudios para conocer el tipo de suelo de fundación y así adoptar la cimentación más conveniente.
Datos relevados de estudios de suelos realizados en la ciudad de Concepción del Uruguay por parte de la Facultad Regional Concepción del Uruguay de la Universidad Tecnológica Nacional (FRCU-UTN) entre los años 1994 y 2013 Ref. [4] revelaron una preponderancia de suelos arcillosos superficiales y a poca profundidad, mientras que aproximadamente a partir de los 3 m se observaron mantos limo arcillosos, de arenas y gravas.
Datos específicos de la zona donde se encuentra emplazada la edificación en estudio fueron obtenidos recién en el año 2018 gracias a la aprobación de un proyecto de recuperación y refuncionalización del edificio, llevándose a cabo el primer estudio de suelos. Los resultados del mismo arrojaron un suelo plástico con presencia de materia orgánica hasta los 1,2 m de profundidad, arcilla inorgánica de baja a

mediana plasticidad (clasificadas como CL según el Sistema Unificado de Suelos de Casagrande) con escaso contenido calcáreo en la franja de 1,2 a 4,0 m, arcilla limosa orgánica de baja plasticidad en la franja de 4,0 a 4,5 m y finalmente arena limosa sin plasticidad a partir de los 4,5 m hasta los 4,8 m de profundidad, donde se halló el nivel freático y se detuvo la perforación.
Teniendo en cuenta la profundidad de fundación del edificio y los resultados del estudio de suelo, se puede inferir que el mismo ha sido fundado en un manto de arcilla. Los daños estructurales registrados se condicen con los señalados por Ayala Carcedo et al. Ref. [5] al analizar los riesgos por expansividad de arcillas en España, por lo tanto también pueden considerarse como un posible indicador de la presencia de arcillas con cierto potencial de expansión. En consecuencia, a continuación se hará referencia a los suelos arcillosos, focalizando también en las arcillas expansivas y sus efectos sobre las construcciones civiles.

1.2. *Suelos arcillosos*

Los minerales arcillosos se forman por el proceso de erosión química y su composición es distinta a la de las rocas de que proceden. Son materiales de naturaleza silícea donde se destacan principalmente los silicatos de aluminio, hierro y magnesio Ref. [1,6]. La estructura de estos minerales es generalmente cristalina y complicada, con sus átomos dispuestos en forma laminar, por lo que las partículas poseen una gran superficie específica. Las uniones químicas que presentan las arcillas generan diferencias en su comportamiento ante las partículas de agua, distinguiéndose tres grupos básicos: Caolinita, illita y montmorillonita Ref. [7].
La caolinita es relativamente estable en presencia de agua -tiene baja susceptibilidad a la retracción y expansión- porque la unión entre todas las retículas es suficientemente firme para no permitir la penetración de moléculas de agua entre ellas. Estas arcillas suelen formarse en climas tropicales drenados y tienen propiedades estables en el tiempo. La illita, por su parte, es la especie mineralógica más abundante y su estructura no es expansiva ya que no admite la entrada de átomos de agua entre sus capas. Estas arcillas suelen formarse en climas secos y fríos. La montmorillonita, en contraste a las anteriores, es un mineral de arcilla con capacidad expansiva perteneciente a la familia de las esmectitas. Se caracteriza por presentar una débil unión entre las retículas de mineral por lo que las moléculas de agua pueden introducirse en la estructura con relativa facilidad, otorgándole características de hinchamiento por hidratación y dispersión coloidal. Esto conlleva a un incremento del volumen de los cristales, lo que se traduce en una gran inestabilidad frente a la variación de la humedad Ref. [6,7].
Como no todos los minerales arcillosos pueden experimentar modificaciones volumétricas, la posibilidad de que un suelo tenga carácter expansivo dependerá primariamente del tipo de arcilla existente Ref. [5], en consecuencia, los suelos que contengan al grupo de las montmorillonitas serán los más activos. Este fenómeno será más importante cuanto menor resulten los granos de la estructura mineral de la arcilla ya que las fuerzas intergranulares que aparecen serán más potentes, éstas tenderán a comprimir al suelo cuando éste se seca (disminución de volumen) y a una relajación de la compresión interna al incrementarse su contenido de humedad (expansión) Ref. [8].

1.3. *Arcillas expansivas*

Las arcillas expansivas se caracterizan por tener partículas capaces de absorber grandes cantidades de agua, por lo tanto, experimentan cambios de volumen cuando se modifica su contenido de humedad. Es por ello que los suelos expansivos pueden hincharse al entumecerse y retraerse cuando se desecan. Juárez Badillo y Rico Rodríguez Ref. [7] sostienen que este cambio de volumen no es uniforme y tampoco constante, además que responde a las condiciones físicas, ambientales y esfuerzos que muchas veces no se pueden predecir. Por su parte Lopez Rodriguez *et al.* Ref. [8] señalan que la expansividad dependerá del tamaño de las partículas, composición mineralógica de las mismas, variación de la humedad (estado de humedad inicial), del clima (variaciones estacionales, lluvias, inundaciones) y del terreno

(permeabilidad). También Ayala Carcelo *et al.* Ref. [5] indican que para que un suelo pueda exhibir expansividad son necesarios dos requisitos fundamentales: i) deben existir y entrar en funcionamiento ciertos mecanismos que a nivel microescalar produzcan la inestabilidad volumétrica del suelo y ii) deben estar presentes unas fuerzas capaces de transferir la humedad de un punto a otro del suelo, lo que implica un desequilibrio de la humedad natural del entorno. Por su parte Llorca Aquesolo Ref. [3] indica que las condiciones medio ambientales vinculadas básicamente al clima, a la posición del nivel freático, vegetación, profundidad, estratos, etc., actuando en mayor o menor proporción, controlan el equilibrio de humedad del suelo, del que en definitiva dependen sus cambios de volumen.

En síntesis, el hecho de que un suelo arcilloso se reconozca como potencialmente expansivo por su composición mineralógica (presencia de esmectitas) sólo constituye una parte del problema, pues para que efectivamente se produzca un cambio en su volumen, éste necesariamente debe experimentar cambios de humedad. Es por ello que las variaciones del potencial expansivo, aún dentro de una zona calificada como de muy alta expansividad, pueden ser importantes Ref. [5].

Los problemas más comunes que provocan estas variaciones son asentamientos diferenciales de la cimentación, lo que puede llevar a la estructura a soportar esfuerzos superiores a los previstos en el cálculo y por ende producir patologías no admisibles, que pueden ser la generación de grietas verticales e inclinadas en ambos sentidos, fisuración y rotura de elementos estructurales, rotura de la cimentación, abombamiento de la protección superficial (pisos internos, aceras, drenajes, etc.) y rotura de las redes de agua y saneamiento Ref. [1,7]. La inspección cuidadosa de las deformaciones y daños que afectan a una construcción, en general, permite definir su origen con suficiente claridad. No obstante, cada uno de estos detalles por separado puede ser debido a otras causas ajenas a la expansividad.

Con ensayos de laboratorio se busca la definición de las propiedades expansivas de un suelo, siendo los límites de Atterberg -para cada estado de consistencia- el punto de partida para la estimación de la expansividad Ref. [1], previéndose una alta actividad en suelos con un Índice Plástico mayor a 25. El contenido de arcilla y limo también es un indicador de actividad (mayor contenido de arcilla equivale a una mayor expansividad) y se lo determina a través del método del Hidrómetro. El ensayo de expansión libre unidimensional, por su parte, sirve para corroborar la expansión del suelo en presencia de agua, éste varía de acuerdo al porcentaje de humedad inicial. El estudio de la mineralogía se utiliza para clasificar el grupo de arcilla presente en el suelo (caolinita, illita o montmorillonita-esmectita) por lo que constituye otro indicador de expansividad, siendo el ensayo de difracción de Rayos X (método directo) y la técnica de azul de metileno (método indirecto) los usualmente empleados Ref. [6,9].

Con la investigación del predio donde se encuentra emplazado el edificio se busca determinar si durante los años de vida útil del mismo se han dado las condiciones necesarias para que se manifieste la posible expansividad del suelo Ref. [3]. Es decir, rotura y filtraciones de las redes de agua y saneamiento, acumulación de agua, períodos de lluvia y sequía, la condición de la protección superficial, entre otros.

También es necesario comprobar la viabilidad de la cimentación adoptada teniendo en cuenta que, por lo general, las arcillas expansivas afectan de modo especial a estructuras livianas como ser pequeñas edificaciones de mampostería donde se utilizan fundaciones (zapatas aisladas, pilotines o zapatas corridas) de poca profundidad. Como las cargas transmitidas son bajas para hacer frente a las presiones de hinchamiento que puede transmitir el suelo Ref. [1] que se recomienda el empleo de cimentaciones rígidas y en caso de ser corridas deben ir armadas. A su vez, para evitar daños y fallas estructurales la profundidad de cimentación debe ser tal que sobrepase la zona en la que se verifican los máximos cambios volumétricos periódicos, es decir, mayor que la denominada zona o capa activa. La estimación de la profundidad de esta capa no es sencilla ya que depende del clima de la zona, del potencial de succión del terreno, posición del nivel freático, etc. En España suele variar entre 2 y 4 metros, en el valle de Guadalquivir en Córdoba puede tomarse como 4 m Ref. [5] y en Concepción del Uruguay podría estimarse someramente en 3 m considerando la base de datos disponible, la cual involucra 121 estudios geotécnicos en diferentes puntos de la ciudad (estudios de suelos UTN Ref. [4]) de los cuales 29 revelaron arcillas con

un índice plástico mayor a 25 en los primeros 3 m de profundidad, siendo insignificante su aparición en profundidades mayores.

1.4. *Objetivo del trabajo*

El objetivo de este trabajo consiste en determinar las posibles causas del daño estructural registrado en el edificio que llevaron a su desalojo. Con tal fin y teniendo en cuenta la preponderancia de un suelo arcilloso en la zona donde se encuentra emplazada la edificación más los mecanismos de agrietamiento y fisuración registrados en la construcción, se llevará a cabo i) el estudio geotécnico para verificar la eventual presencia de arcillas expansivas, ii) investigación del entorno constatando cambios del flujo de humedad en el suelo y iii) análisis de viabilidad de la cimentación adoptada.

2 MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. *Materiales*

El material analizado en la presente investigación se compone de 3 muestras de suelo obtenidas del predio donde se encuentra ubicado el Colegio Don Bosco en la ciudad de Concepción del Uruguay (Entre Ríos). En la Tabla 1 se presentan datos generales de las muestras mientras que en la Figura 2 se indican los puntos exactos de la planta del edificio donde las mismas fueron extraídas (ubicación georeferenciada del acceso principal: 32°28'26.7"S 58°14'26.0"W).

Tabla 1. Muestras

Identificación	Profundidad (m)	Tipo
I1	2,0	Inalterada
A1	2,0	Alterada
A2	4,0	Alterada

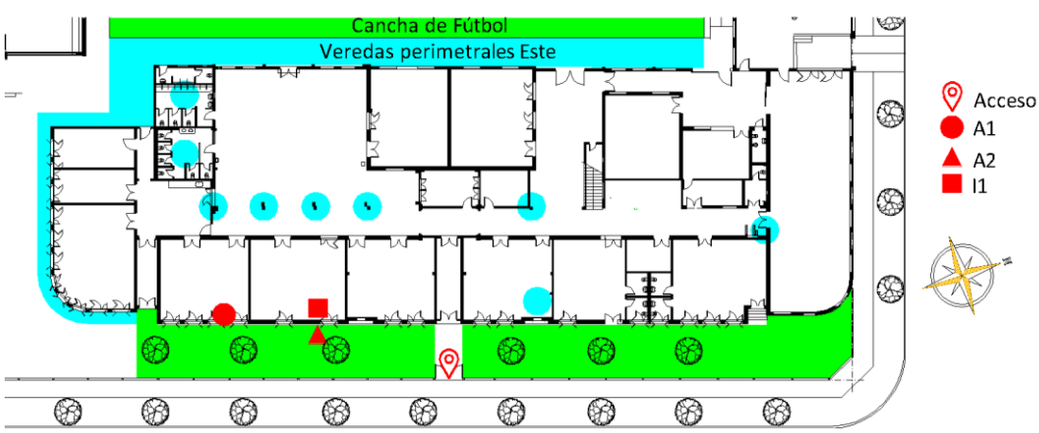


Figura 2. Ubicación de los puntos de extracción de las muestras de suelo.

Las muestras alteradas (Muestra A1 y Muestra A2) fueron obtenidas de perforaciones y profundidades diferentes como se indica en la Figura 2 y Tabla 1. En ambos casos fue aprovechado el movimiento de

suelo que se estaba realizando en la obra para el recalce del edificio. El equipo utilizado para la extracción fue una hoyadora con mecha sin fin de 30 cm de diámetro, 3 tramos y con capacidad de alcanzar los 4,20 m de profundidad. Al alcanzarse la cota adoptada para cada muestreo, se retiró la mecha de la perforación y el suelo fue tomado del sin fin teniendo el recaudo de que no estuviera contaminado por otros estratos. Esta tarea no presentó mayor dificultad por tratarse de un suelo cohesivo con una humedad tal que permitió la extracción de bloques enteros. Una vez obtenidas las muestras fueron guardadas en bolsas independientes para su posterior trasporte al laboratorio.
La muestra inalterada (Muestra I1) fue extraída mediante un sacamuestras (barrena) conformado por un cilindro de 76,2 mm de diámetro y 120 mm de altura. Al alcanzar la profundidad de muestreo (ver Tabla 1), el sacamuestras se posicionó sobre el suelo y fue hincado mediante golpes de una maza de 3 kg hasta producir el rebote del mismo, lo que indicó cilindro lleno. En ese momento se giró el mango en T para cortar el suelo y retirar la muestra, la que inmediatamente fue guardada en una bolsa hermética para impedir la pérdida de humedad durante su transporte hacia el laboratorio. Con la finalidad de remover el suelo alterado contiguo a las caras del cilindro –debido al proceso de hincado-, un espécimen concéntrico a la muestra fue extraído con el aro del edómetro, cuyo diámetro (63 mm) es menor al del cilindro del sacamuestras (76,2 mm).

2.2. *Métodos*

Los ensayos fueron llevados a cabo en el Laboratorio de Ingeniería Civil de la Facultad Regional Concepción del Uruguay perteneciente a la Universidad Tecnológica Nacional. Las pruebas realizadas son las presentadas en la Tabla 2, en la cual también se indican las muestras involucradas.

Tabla 2. Pruebas realizadas sobre las muestras

Muestra	Espécimen	Ensayo
A1	C1	Caracterización de suelos
	PE1	Determinación del peso Específico
	H1	Prueba del Hidrómetro
	E1, E2, E3	Expansión Unidimensional
	AM1	Prueba de Azul de Metileno
	DRX1	Difracción de Rayos X
A2	C1	Caracterización de suelos
	PE1	Determinación del peso Específico
	H1	Prueba del Hidrómetro
	E1	Expansión Unidimensional
	AM1	Prueba de Azul de Metileno
	DRX1	Difracción de Rayos X
I1	E1	Expansión Unidimensional

2.2.1. *Caracterización de suelos*

Las muestras de suelo fueron clasificadas de acuerdo a la carta de plasticidad propuesta por la Norma ASTM D 2487 Ref. [10]. La granulometría por tamizado fue realizada como lo indica la Norma ASTM C 136 Ref. [11]. El límite líquido (*LL*) fue determinado siguiendo el Método A (o Método multipunto) propuesto por la Norma ASTM D4318 Ref. [12] y el límite plástico (*LP*) de acuerdo al Método Manual propuesto por la mima norma Ref. [12]. La diferencia entre ambos límites determinó el Índice de Plasticidad ($IP = LL - LP$).
También fue obtenido el límite de contracción (*LC*), parámetro necesario para predecir el potencial expansivo de las muestras mediante el método USBR Holtz y Gibbs Ref. [13]. Como el procedimiento de

ensayo para la determinación del *LC* especificado en la Norma ASTM D 427 Ref. [14] involucra el empleo de mercurio, sustancia prohibida en nuestro país a partir del año 2020 según Ley Nº 27356 que aprueba el Convenio de Minamata (proteger la salud humana y el medio ambiente de las emisiones y liberaciones antropogénicas de mercurio y sus compuestos), éste índice fue calculado mediante la expresión empírica (1) propuesta por Carter y Bentley Ref. [15], la cual se indica a continuación:

$$LC = \frac{46,4LL - 43,5IP}{IP + 46,4} \qquad (1)$$

Siendo:
LL: Límite Líquido, en %.
IP: Índice Plástico, en %.

2.2.2. *Determinación del Peso específico*

El método adoptado para determinar el peso específico del suelo se encuentra especificado por la norma ASTM D 854 Ref. [16]. En la Figura 3 puede observarse el picnómetro o matraz aforado (500 ml de capacidad) empleado en esta prueba, el cual debió ser calibrado antes de que se realizara el ensayo propiamente dicho.

Figura 3. Colocación del espécimen en matraz 500ml

2.2.3. *Análisis granulométrico por el método del hidrómetro o Sedimentometría*

Para conocer el porcentaje de partículas de limo y arcilla del suelo se adoptó el método propuesto por la norma ASTM D 422 Ref. [17], éste se fundamenta en la ley de Stokes determinando cuantitativamente la distribución de los tamaños de las partículas a través de su velocidad de sedimentación.
El contenido de arcilla del suelo es aquel que se encuentra por debajo de los 0,002 mm de diámetro de partícula. Con este valor se determina la actividad de la arcilla (A_c) según la expresión (2).

$$A_c = \frac{IP}{\%Arcilla} \qquad (2)$$

Siendo:
IP: Índice Plástico (ver Apartado 2.2.1)
%Arcilla: porcentaje de la fracción de tamaño arcilloso (porcentaje de granos más finos que 0,002 mm, en peso)

El valor del contenido de coloides (partículas menores a 0,001 mm que se mantienen en suspensión) se emplea para predecir el potencial expansivo a través del uso de la Tabla del método USBR Ref. [13].

2.2.4. *Ensayo de expansión libre unidimensional*

La expansión unidimensional fue determinada a través del ensayo de expansión en edómetro siguiendo los lineamientos del método A propuesto por la norma ASTM D 4546 Ref. [18]. El mismo consistió en colocar en el molde del edómetro un espécimen de suelo, una piedra porosa humedecida en contacto con cada cara del mismo y una placa de carga capaz de transmitir una presión de 0,01 kgf/cm² al conjunto. Al inundar el molde, gracias a la presencia de las piedras porosas, el suelo fue adsorbiendo agua y expandiéndose verticalmente (único movimiento posible). Los valores de deformaciones fueron registrados a través de un comparador mecánico de precisión 0,01 mm en los períodos de tiempo que estipula la norma antes señalada. Cada una de las pruebas llevadas a cabo se dio por finalizada cuando varios registros sucesivos no presentaron cambios sustanciales en sus valores (estabilización de las deformaciones).
La preparación de cada espécimen varió de acuerdo al tipo de muestra, si ésta era alterada o inalterada.
Para el primer caso, en los especímenes procedentes de muestras alteradas, se llevaron a cabo ensayos de expansión con diferentes porcentajes de humedad inicial. En todos los casos se partió de 300 g de suelo pasante tamiz #40 seco en horno a peso constante. Con dicho valor se estimó el peso de agua necesario a ser incorporado al suelo para lograr el porcentaje de humedad inicial buscado. Cada espécimen fue moldeado sobre una superficie de vidrio mezclando el suelo seco más la cantidad de agua estimada. Para evitar la aparición de intersticios de aire, la mezcla suelo-agua extendida fue cortada con el aro metálico, asegurándose que ambas caras queden completamente lisas y planas, sin depresiones ni protuberancias, para que garanticen contacto completo con las piedras porosas (ver Fig. 5.Izq.).
En cuanto a la muestra inalterada, el espécimen fue obtenido cortando un disco del suelo extraído del cilindro sacamuestras, como puede observarse en la Figura 5.Der. Este disco fue acondicionado reduciendo su diámetro de 75 mm a través de un corte concéntrico al del aro del edómetro (63 mm), nivelando las caras para que quedaran lo más planas posible.

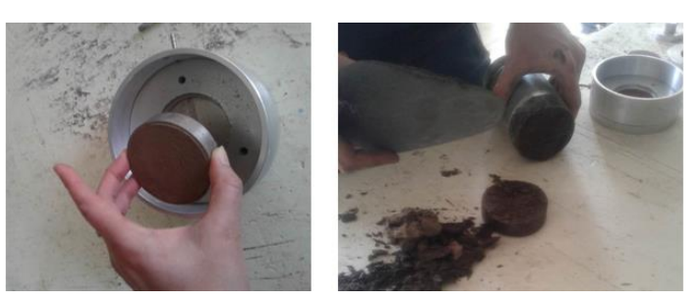


Figura 5. Izq.: Espécimen moldeado en el aro de ensayo. Der.: Extracción del espécimen E1-1I del cilindro sacamuestras

Una vez que se realizó el ensayo se calcularon dos parámetros de expansión, el primero se trata de la expansión total, es decir el incremento de altura de la muestra registrado mediante el comparador, que se presenta como porcentaje de la altura inicial. El segundo es el parámetro expansión 24 h, que constituye una medida de la virulencia con la que reaccionó el espécimen, y se expresa como porcentaje de la expansión total a las 24 h de iniciado el ensayo.

2.2.5. *Ensayo de adsorción de Azul de Metileno*

Esta prueba consiste en una sucesiva adición de pequeñas dosis de solución colorante al suelo hasta encontrar el volumen requerido, denominado valor de azul (*MB*), y fue llevada a cabo siguiendo los lineamientos de la Norma UNE - EN 933-9 Ref. [19].
La solución colorante se conformó por azul de metileno en estado sólido (M_{am}) -seco en horno a peso constante- y agua destilada (V_{sam}) a razón de 0,01 g/ml, mientras que la solución de suelo fue preparada disolviendo en 500 ml de agua destilada, 30 g (M_1) de pasante tamiz #100 –seco en horno a peso constante- según Anexo A de la norma UNE - EN 933-9 Ref. [19].
En primer lugar, se añadió una dosis de 5 ml de solución colorante en el vaso de precipitado donde se encontraba la solución de suelo, y con la ayuda de una varilla de vidrio se agitó la solución suelo-colorante por el lapso de un minuto. Al cabo de ese tiempo se depositó una gota sobre el papel filtro (Whatman 40) y se observó si en la mancha aparecía una aureola de azul claro persistente en la zona húmeda alrededor del depósito central (ver Fig. 6). En las primeras aplicaciones la aureola desaparecía dentro de los primeros 4 min, por lo que se fue añadiendo otros 5 ml de solución colorante ante cada aplicación. Cuando la aureola comenzó a desaparecer entre el cuarto y quinto minuto, fue añadido solo 2 ml de solución colorante tal como especifica la norma Ref. [19].
En todos los casos la solución suelo-colorante se continuó agitando por un minuto antes de cada aplicación sobre el papel filtro. El ensayo se dio por finalizado cuando la aureola formada se mantuvo durante 5 min en dos colocaciones de gota consecutivas, instancia en al cual se procedió a registrar el volumen total en ml de solución añadida (V_1).

Figura 6. Ensayo de adsorción de Azul de Metileno

El valor de la superficie específica (S_e) expresada en m^2/g fue determinado por medio de la expresión (3) propuesta por Santamarina *et al.* Ref. [20], quienes en su investigación exponen una tabla con los valores límites S_e que se asocian a cada mineral arcilloso.

$$S_e = \frac{M_{am}}{V_{sam}} \times \frac{1}{M_1} \times V_1 \times A_{am} \times \frac{1}{P_{am}} \times N_{av} \qquad (3)$$

Siendo:
M_1: Masa de la muestra de ensayo, en g.
V_1: Volumen total de la solución colorante añadido, en ml.
M_{am}: Masa de Azul de metileno, en g.
V_{sam}: Volumen de la solución de azul de metileno, en ml.
A_{am}: Área cubierta por un catión de azul de metileno, $1{,}3 \times 10^{-18}$ m^2/molécula.
P_{am}: Peso molecular del azul de metileno, 319,79 g/mol.
N_{av}: Número de Avogadro, $6{,}022 \times 10^{23}$ moléculas/mol.

2.2.6. *Ensayo de Difracción de Rayos X*

Con el fin de identificar y cuantificar las especies minerales, un espécimen de suelo asociado a cada profundidad fue enviado al Centro de Tecnología de Recursos Minerales y Cerámica (CETMIC) para ser ensayado a través de la técnica de Difracción de Rayos X (DRX).
Los difractogramas se realizaron en el difractométro Bruker D8 Advance A25 con diseño DAVINCI y un controlador PW 3710, empleando radiación Cu-Ka, filtro de Ni, 50 kV-80mA. El barrido fue realizado entre 3º y 70° con paso de 0,5 seg/paso. La cuantificación se basa en el trabajo de Biscayne (1965) Ref. [27].

3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para determinar si el edificio se fundó sobre un suelo expansivo, se exponen en primer lugar los resultados del estudio geotécnico de las muestras de suelo extraídas del lugar (ver Tabla 1). Posteriormente se presenta una evaluación de focos de humedad que se pudieron haber generado en el edificio y actuado como posible detonante de la expansión del suelo de fundación; y por último se analiza la cimentación adoptada.

3.1. *Análisis del suelo de Fundación*

3.1.1. *Caracterización de los suelos*

El porcentaje pasante tamiz #200 Ref. [11] resultó superior al 50 %, tanto para la muestra A1 como para la muestra A2, lo que indica suelo de grano fino según Norma ASTM D2487 Ref. [10]. Los valores obtenidos del límite líquido (*LL*), límite plástico (*LP*), límite de contracción (*LC*) e índice plástico (*IP*) correspondientes a cada muestra analizada se exponen en la Tabla 3. En la carta de plasticidad de Casagrande -sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)- con el valor de *LL* e *IP* de cada muestra fue determinado el tipo de suelo como puede verse en la Tabla 3 y Figura 7.

Tabla 3. Caracterización de los suelos según ASTM D 2487 Ref. [10].

PARÁMETRO	Muestra A1	Muestra A2
Límite Líquido [%]	44,55	45,81
Límite Plástico [%]	19,57	29,21
Límite de Contracción [%]	13,74	22,28
Índice Plástico IP [%]	24,98	16,60
Pasante tamiz #200 [%]	75,35	74,14
Clasificación SUCS	CL	ML - OL
Tipo de suelo SUCS	Arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad	Arcilla limosa orgánica de baja plasticidad

La muestra A1 se clasifica como CL, arcillas inorgánicas de mediana a baja plasticidad. Mientras que la muestra A2 se puede clasificar como un limo arcilloso orgánico de baja plasticidad o como una arcilla limosa orgánica de baja plasticidad. Ésta última sería la más apropiada por su cercanía a la Línea A de la carta (ver Fig. 7)**.** Ambas muestras presentaron una coloración marrón claro, siendo este uno de los colores predominantes de las arcillas expansivas Ref. [8].

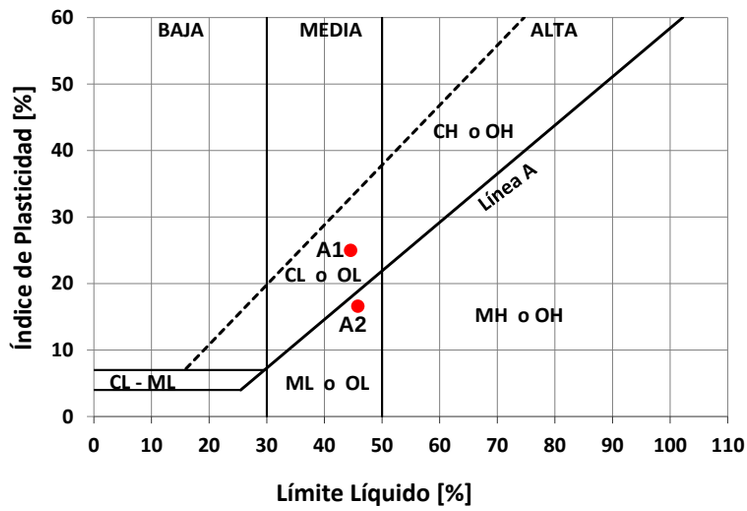


Figura 7. Ubicación de las muestras A1 y A2 en la Carta de Plasticidad Ref. [10]

3.1.2. *Peso específico*

El peso específico ($G_{20°C}$) del espécimen A1-PE1 resultó 2,67 g/ml, lo cual es congruente con el valor de peso específico mostrado en la norma ASTM D 854 Ref. [16] para suelos CL. Por otra parte, el peso específico ($G_{20°C}$) del espécimen A2-PE1 resultó 2,64 g/ml, lo que indica mayor similitud a un suelo arcilloso ($G_{20°C}$ = 2,67 g/ml) que a uno limoso ($G_{20°C}$ = 2,72 g/ml) de acuerdo a la norma ASTM D 854 Ref. [16].

3.1.3. *Análisis granulométrico*

La curva de granulometría por tamizado hasta el tamiz #200 (0,075 mm) y la curva de granulometría resultante de la aplicación del método del hidrómetro para suelo pasante tamiz #200, fueron graficadas en un mismo eje de coordenadas para obtener la curva de granulometría completa, la misma es representada en la Figura 8 para ambas muestras alteradas, A1 y A2, mientras que en la Tabla 4 se indican los valores correspondientes.

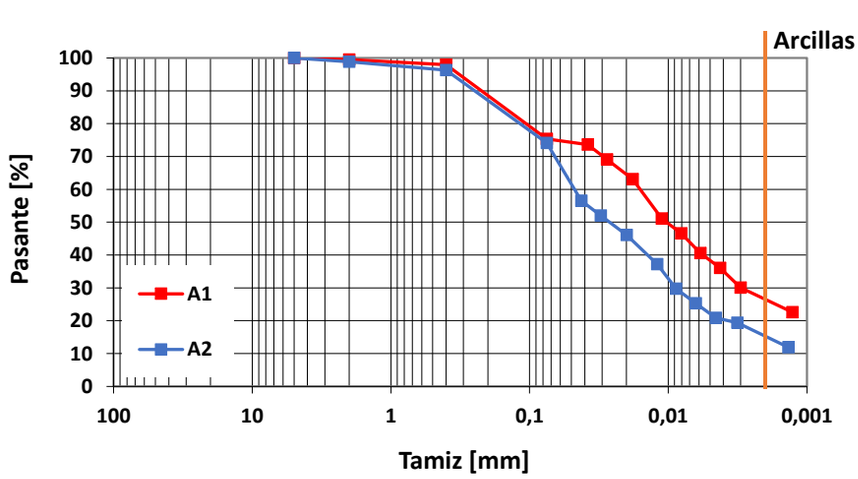


Figura 8. Curva de distribución granulométrica completa

Del análisis granulométrico por el método del hidrómetro se puede ver claramente que el suelo A1 es un suelo más fino que el A2, ya que con la granulometría por tamizado no se evidenciaba tal diferencia.
De la curva granulométrica completa se obtuvieron el pasante tamiz #200, el contenido coloidal y la fracción de arcillas (%Arcilla). Éste último valor junto al índice de plasticidad (ver apartado 3.1.1) se utilizó para calcular la actividad de Skempton Ref. [21], cuyos resultados se exponen en la Tabla 5.
Das Ref. [22] en su obra indica valores típicos de actividades (A_c) para varios minerales arcillosos, las illitas presentan un rango de actividad comprendido entre 0,5 y 1,0, mientras que las montmorrillonitas se encuentran comprendidas en un rango A_c de 1,0 a 7,0. En base a estos límites, los valores obtenidos de A_c (ver Tabla 5) indican que la muestra A1 se encuadra como illita, mientras que la muestra A2 como montmorrillonita. Cabe destacar que ambas muestras acusan una actividad similar y se encuentran en el límite entre ambos minerales arcillosos.

Tabla 4. Granulometrías completas para las muestras A1 y A2

Muestra A1		
Tamiz		Pasante
[N°]	[mm]	[%]
#4	5,000	100,00
#10	2,000	99,53
#40	0,400	97,96
#200	0,075	75,35
Método del Hidrómetro	0,038	73,61
	0,028	69,10
	0,018	63,09
	0,011	51,07
	0,008	46,57
	0,006	40,56
	0,004	36,05
	0,003	30,04
	0,001	22,53

Muestra A2		
Tamiz		Pasante
[N°]	[mm]	[%]
#4	5,000	100,00
#10	2,000	98,81
#40	0,400	96,26
#200	0,075	74,14
Método del Hidrómetro	0,042	56,49
	0,031	52,03
	0,020	46,09
	0,012	37,17
	0,009	29,73
	0,006	25,27
	0,005	20,81
	0,003	19,33
	0,001	11,89

Tabla 5. Valores de Actividad de Skempton para las muestras A1 y A2

Parámetro	Muestra A1	Muestra A2
Contenido Coloidal [%]	22,53	11,89
%Arcilla	26,29	15,61
Actividad A_c	0,95	1,06

Por otra parte, a través del gráfico de Skempton Ref. [21] ingresando con el valor de actividad (A_c) y el índice de plasticidad (*IP*), se obtuvo que la muestra A1 se clasifica como de alta actividad mientras que la A2, de media actividad. En la misma línea, aplicando el Método de Seed, Woodward y Lundgren Ref. [23] para predecir el potencial expansivo de una arcilla, se determinó que la muestra A1 se condice con un suelo de alto grado de actividad mientras que la A2, de medio grado de actividad. Según el método USBR de Holtz y Gibbs Ref. [13] que involucra el contenido coloidal, el índice de plasticidad y el límite de contracción (ver Tabla 3 y 5) para predecir el comportamiento expansivo de los suelos, también la muestra A1 se clasifica como un suelo de grado de expansión medio y la muestra A2 de grado de expansión bajo. De acuerdo a estos resultados, se puede prever un potencial expansivo mayor del suelo A1 respecto del A2.

3.1.4. *Ensayo de expansión libre*

Los resultados de los ensayos de expansión libre unidimensional se exponen en la Tabla 6 y en la Figura 9. Cabe aclarar que el período de ensayo se refiere al número de días que fue sometido cada espécimen a la prueba de expansión hasta alcanzar su estabilización, es decir, superar la expansión primaria según lo indica la norma ASTM D 4546 Ref. [18].
Los resultados del ensayo para los tres especímenes de la muestra A1 (ver Tabla 6) confirman que a menor humedad inicial la expansión primaria se produce en un período de tiempo menor acusando un porcentaje de expansión más elevado Ref. [8].

Tabla 6. Cuadro comparativo de los parámetros del Ensayo de Expansión Unidimensional

Espécimen	Humedad Inicial (H_0)	Humedad Final (H_f)	Gradiente (H_0- H_f)	Período ensayo	Expansión 24 h	Expansión total
	[%]	[%]	[%]	[Días]	[%]	[%]
A1-E1	35,03	39,35	4,32	21	52,75	2,36
A1-E2	50,36	50,16	-0,20	9	-46,28	-0,28
A1-E3	28,33	30,74	2,41	7	74,54	2,18
A2-E1	34,23	38,25	4,02	18	51,20	5,23
I1-E1	24,91	28,81	3,90	7	100,00	0,23

Es de notar que el espécimen A1-E2, el cual fue sometido a ensayo con una humedad inicial mayor al límite líquido de la muestra A1 (ver Tabla 3), obtuvo un valor de expansión negativo, es decir, una contracción. Si bien, como puede verse en la Figura 9, a partir de las 24 horas el espécimen comienza a expandir, no alcanza a superar la altura inicial.

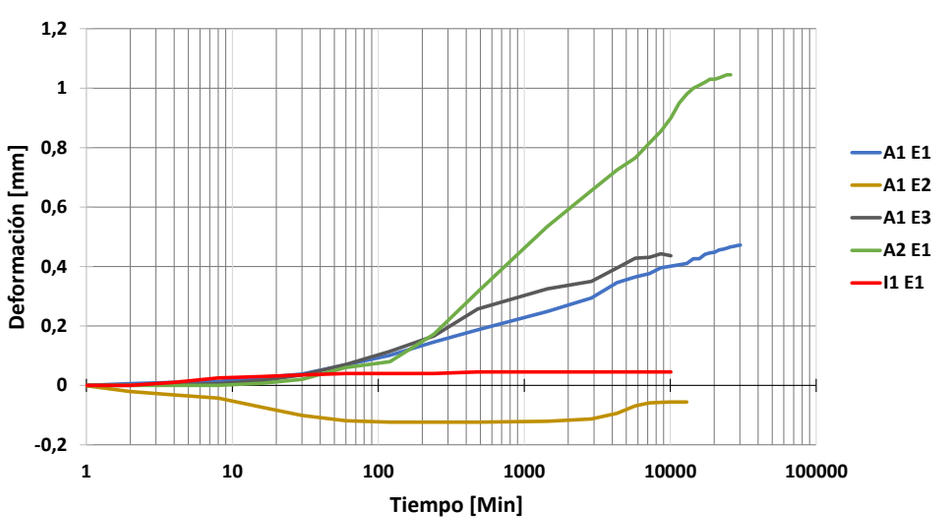


Figura 9. Superposición de curvas de Expansión Unidimensional

Como puede observarse en la Tabla 6, el espécimen A2-E1 ha resultado ser el más expansivo, el valor de su expansión total es más del doble que la del espécimen A1-E1, con el cual es comparable por tener similar humedad inicial (aproximadamente 35%). Cabe destacar que el suelo que conforma la muestra A2,

además de diferenciarse en su caracterización, posee una consolidación natural superior a la de la muestra A1 por haberse extraído a una mayor profundidad (4,0 m). Los resultados obtenidos para el espécimen A2-E1 podrían relacionarse no con una genuina expansión del suelo sino como una relajación de las fuerzas intergranulares de consolidación, puesto que la prueba de laboratorio involucró una presión ínfima respecto al estado de esfuerzos al que estaba sometido el suelo en su estado natural Ref. [24]. Posiblemente si con el mismo espécimen se realizaran varios ciclos de ensayos de expansión, se produciría la fatiga del mismo, tal como lo indica Torres García Ref. [24], convergiendo a un comportamiento expansivo acorde a su baja plasticidad y bajo contenido de arcillas (ver Tabla 3 y 5). Lo que podría conducir a un resultado congruente con el obtenido en el Apartado 3.1.3.
Por otra parte, para analizar el comportamiento de un suelo inalterado respecto de uno alterado, se comparan los resultados obtenidos para el espécimen I1-E1 (muestra inalterada) con los del espécimen A1-E3 (muestra alterada) considerando que ambos presentan una humedad inicial similar y provienen de muestras extraídas a igual profundidad. Los resultados indican que I1-E1 (muestra inalterada) experimentó tan solo un 10 % de la expansión total del A1-E3 (muestra alterada). Esto puede deberse a que, en el espécimen alterado, las caras expuestas a la saturación presentan poros abiertos debido al moldeo creando una estructura dispersa Ref. [25], lo que facilita el ingreso del agua. Mientras que al espécimen inalterado (no moldeado) no fue posible saturarlo totalmente durante el ensayo, situación que se dio por la baja permeabilidad del suelo en su estado original de consolidación Ref. [24]. Esto provocó que la expansión registrada sea la que se condice con el suelo ubicado casi exclusivamente en las caras expuestas del espécimen, lo que justifica además que se diera una expansión 24 h del 100 %.

3.1.5. *Ensayo de adsorción de Azul de Metileno*

Los resultados del ensayo de azul de metileno arrojaron un valor de superficie específica (S_e) de 149 m^2/g para el espécimen A1-AM1 y, un valor levemente superior, de 171 m^2/g para el espécimen A2-AM1. Las mediciones de superficie específica efectuadas en cada una de las muestras permiten estimar el grupo mineralógico predominante. Santamarina Ref. [20] propone un rango S_e de 10 a 20, de 80 a 100 y de 400 a 800 m^2/g para caolinitas, illitas y montmorrillonitas, respectivamente. En la misma línea, Juárez Badillo Ref. [7] y Das Ref. [22] indican valores S_e aproximados de 10 m^2/g para caolinitas, 80 m^2/g para illitas y 800 m^2/g para montmorrilionitas. A través del análisis de la S_e, al igual que lo obtenido en el Apartado 3.1.3, ambas muestras se encuentran en el límite entre las illitas y las montmorrillonitas sugiriendo un mineral arcilloso con cierta capacidad de expansión.
El suelo obtenido de la muestra A1, más fino respecto del A2 (ver Fig. 8), presentó una superficie específica menor, lo que resulta contradictorio ya que una menor S_e se relaciona con un mayor tamaño de partícula Ref. [7,20,22]. No obstante, la diferencia registrada entre los valores de S_e de la muestra A1 respecto de la A2 no supera el 13 %. Un caso similar expone Codevilla Ref. [26] al estudiar las arcillas superficiales del Gran Buenos Aires.

3.1.6. *Ensayo de Difracción de Rayos X*

El resultado de la composición mineralógica sobre la fracción arcilla a través del ensayo de DRX muestran un 90 % y 60 % de esmectita y un 10 % y 40 % de illita para el espécimen A1-DRX1 y el A2-DRX1, respectivamente Ref. [27]. En ambos casos la presencia de impurezas fue escasa, destacándose principalmente cuarzo, plagioclasa y clionoptilolita.
La cuantificación mineral permitió observar que en ambos especímenes la fase dominante sobre la fracción arcilla es la esmectita. Teniendo en cuenta que este mineral pertenece a la familia de arcillas expansivas -donde aparece la montmorillonita-, se puede deducir que el suelo extraído a 2 m de profundidad presenta una mayor capacidad expansiva puesto que a tal cota tanto el porcentaje de esmectita como así también de la fracción de arcilla (ver Tabla 5) son superiores respecto al suelo ubicado a mayor profundidad (4 m).

La muestra A1 presenta un 26,29 % de arcilla, donde el 90 % se corresponde con el mineral esmectita, es decir, aproximadamente el 24 % del suelo tiene capacidad expansiva. Por otra parte, la muestra A2 contiene un 15,61 % de arcilla, donde el 60 % está representado por esmectita, es decir, tan solo un 9 % del suelo tiene capacidad expansiva.

3.1.7. *Conclusión respecto del tipo de suelo*

Teniendo en cuenta los resultados de los ensayos de laboratorio llevados a cabo, se concluye que el suelo de fundación puede considerarse una arcilla de media plasticidad, con predominio del grupo mineralógico montmorrillonita -perteneciente a la familia de la esmectita- con cierta actuación del mineral illita, lo que le confiere un grado medio a alto de expansividad.
Gracias a la técnica de difracción de rayos X se pudo corroborar que el suelo extraído a menor profundidad (2 m) es notoriamente más susceptible a sufrir cambios de volumen ante la presencia de agua que aquel dispuesto a 4 m. Lo cual está en línea tanto con lo obtenido a través del gráfico de Skempton como aplicando los métodos de Seed, Woodward y Lundgren, y de Holtz y Gibbs (USBR).

3.2. *Evaluación de potenciales focos de humedad*

Para que un suelo expansivo produzca un cambio en su volumen éste necesariamente debe experimentar cambios de humedad Ref. [5,8], por lo que resulta fundamental investigar los posibles focos de humedad que podrían haberse generado en las cimentaciones del edificio en estudio durante el transcurso de los años.
Se observaron los siguientes puntos críticos:
- Existencia de una cancha de fútbol próxima a la edificación en el margen Oeste (ver Fig. 2), cuya pendiente hacía llegar el escurrimiento pluvial superficial hasta las veredas perimetrales del edificio. Por la inexistencia de un sistema colector pluvial, el agua podía filtrarse fácilmente a través de las grietas y juntas abiertas de las veredas deterioradas (ver Fig. 1. Der.).
- Descarga pluvial de la cubierta a través de: i) bajadas laterales con desagote directo sobre las veredas perimetrales de la edificación, sumando otro punto de ingreso de agua a través de las fisuras de éstas; ii) embudos ubicados en la zona central del edificio desde donde el agua de lluvia era evacuada por medio de cañerías subterráneas que pasaban a través de los cimientos, cabe destacar que este sistema presentó fallas por roturas recurrentes.
- Sistema de desagües cloacales con falencias, debieron llevarse a cabo sucesivos arreglos de las cañerías debido a roturas.
- Patio verde al frente de la edificación (fachada Este) con árboles de gran porte, lo cual generó un ambiente húmedo al verse obstruido el paso de la luz solar.
- Inexistencia de veredas perimetrales en la fachada Este del edificio.

Todos estos factores contribuyeron a la formación de focos de humedad (ver Fig. 2), y en línea con lo señalado por López Rodríguez *et. al* Ref. [8], los daños registrados en edificaciones fundadas sobre suelos expansivos pueden verse agravados por la situación de las redes de saneamiento (roturas permanentes de las instalaciones sanitarias), el inadecuado diseño de la red pluvial, falta de pavimentación perimetral o escasa impermeabilización de las superficies y la existencia próxima de jardines y masas de árboles.
Sumado a lo antedicho, el edificio presenta una planta de forma rectangular alargada (ver Fig. 2) alcanzando una longitud aproximadamente de 70 m en la dirección Norte-Sur y de 22 m en la dirección Este–Oeste, lo que contribuyó a crear situaciones muy disímiles entre los paramentos Este y Oeste. Este gradiente de humedad detectado podría haber activado la expansión de las arcillas por sectores, lo que conduce a asientos diferenciales en las cimentaciones y el consecuente daño estructural del edificio.

3.3. *Viabilidad de la cimentación adoptada*

La cimentación se conforma por una viga de encadenado inferior con altura variable (15 a 23 cm), de hormigón de baja calidad (presumiblemente H13 o inferior) y armadura tanto inferior como superior constituida por 2 hierros lisos, a excepción de tan solo algunos sectores donde aparecen 4 barras. Esta viga descarga sobre un cimiento de mampostería de ladrillos comunes de mayor espesor (sobre ancho de aproximadamente 15 cm), el que a su vez se apoya sobre un dado de hormigón ciclópeo de piedra mora, alcanzando una profundidad de fundación que varía entre 1,2 m y 1,8 m.
Ayala Carcedo *et al.* Ref. [5] señalan que, ante la presencia de suelos expansivos, las cimentaciones deben ser rígidas y, en caso de ser del tipo corridas, deben ir armadas para poder absorber los eventuales movimientos que puedan generarse por los cambios de humedad a lo largo de la vida útil de la obra. Ayala Carcedo *et al.* Ref. [5] también indican que la profundidad de cimentación debe ser tal que sobrepase la zona en la que se verifican los máximos cambios volumétricos periódicos (capa activa).
Al analizar las características del edificio se advierte una estructura de gran extensión en planta sin juntas constructivas haciéndolo susceptible al fallo ante asentamientos diferenciales, por lo que la cimentación adoptada puede considerarse inadecuada (poco rígida) teniendo en cuenta el tipo de suelo presente a nivel de fundación. Resulta oportuno señalar que la cota de fundación debiera ser tal que la carga transmitida al suelo supere la presión de hinchamiento generada, como no fue posible llevarse a cabo este tipo de ensayos en la presente investigación, no se puede dar una conclusión al respecto.

4 CONCLUSIONES

Del estudio geotécnico se determinó que el suelo de fundación presenta un potencial de expansión medio a alto que aumenta en sentido inverso a la profundidad.
De la investigación del entorno se constataron varios focos de humedad que se alimentan por las condiciones propias de escurrimiento del lugar sumado a la existencia de cañerías rotas.
Del análisis de viabilidad de la cimentación adoptada se confirmó que la solución materializada no fue la más conveniente para el tipo de suelo de fundación, situación agravada por la baja rigidez estructural del edificio.
En síntesis, el gradual y continuo deterioro que llevó al desalojo del edifico obedece a movimientos relativos entre las distintas partes estructurales. Se puede afirmar que los mecanismos de fisuración detectados en los muros del edificio se correlacionan con los asentamientos de las veredas y los pisos interiores, los que a su vez se vinculan con las condiciones de drenaje superficial como con la infiltración continua de fluidos.
Se concluye que los daños edilicios identificados fueron producto del tipo de suelo existente a nivel de fundación (1,2 m a 1,8 m) que, al estar expuesto a focos de humedad, ha experimentado cambios de volumen provocando asentamientos diferenciales de la cimentación corrida.

REFERENCIAS

[1] ASEFA, *Patologías por arcillas expansivas, naturaleza y comportamiento*. Artículo técnico. Construcción. Página web: https://www.concretonline.com/construccion. 2018.
[2] Jiménez Salas, J., *Geotecnia y cimientos III: Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia. Primera Parte*. España, Madrid: Editorial Rueda, 1980, p.650.
[3] Llorca Aquesolo, J., *Sobre la edificación en arcillas expansivas*. Informes de la Construcción N° 321. Vol. 33, 1980, pp: 71-82.
[4] Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Concepción del Uruguay. Laboratorio Construcciones. Grupo de Estudio de Suelos (1994-2013). Estudio de Suelos (T1-6). Concepción del Uruguay, Entre Ríos.

[5] Ayala Carcedo, F.J., Ferrer Gijon, M., Oteo Mazo, C., Salinas Rodríguez, J.L., *Mapa previsor de riesgos por expansividad de arcillas en España a escala 1:1.000.000*, Informe del Instituto geológico y minero de España, 1986, p.60.

[6] Jiménez Salas, J., De Justo Alpañés, J., *Geotecnia y Cimientos I: Propiedades de los suelos y de las rocas*, Editorial Rueda, España, 1975, p.466.

[7] Juárez Badillo, E., Rico Rodríguez, A., *Mecánica de Suelos. Tomo 1: Fundamentos de la Mecánica de Suelos,* Editorial LIMUSA, México, 1973, p.499.

[8] López Rodríguez, F., Rodríguez Rodríguez, V., Santa Cruz Astorqui, J., Torreño Gomez, I., Ubeda de Mingo, P., *Manual de Patología de la edificación. Tomo 1: El lenguaje de las grietas. Patología y recalces de las cimentaciones*. Universidad Politécnica de Madrid, España, 2004, p.171.

[9] Girbert Llanés Y., Martínez Silva, R., Ordaz Hernandez, A., *Evaluación de la expansividad de las arcillas en la ciudad de Pinar del Río*, Centro de Información y Gestión Tecnológica, Avances N°1, Vol. 21, 2019, pp:79-88.

[10] ASTM D 2487, *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).* Pensilvania, Estados Unidos de América. 2000.

[11] ASTM C 136, *Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates.* Pensilvania, Estados Unidos de América, 1996.

[12] ASTM D 4318, *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.* Pensilvania, Estados Unidos de América. 2000.

[13] Holtz, W.G., Gibbs, H.J., *Engineering properties of expansive clays*. ASCE 121, Transact. 1956, pp: 641-677.

[14] ASTM D 427, *Standard Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method.* Pensilvania, Estados Unidos de América. 1998.

[15] Carter M., Bentley S. *Correlations of Soil Properties*. Pentech Press Publishers, Reino Unido. 1991, p.130.

[16] ASTM D 854, *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.* Pensilvania, Estados Unidos de América, 2014.

[17] ASTM D 422, *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils.* Pensilvania, Estados Unidos de América, 1963 (Reapproved 2002)

[18] ASTM D 4546, *Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils.* Pensilvania, Estados Unidos de América, 2014

[19] UNE - EN 933-9, *Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos*. Parte 9: Evaluación de los finos. Ensayo de azul de metileno. Norma Europea. Madrid, España, 2010

[20] Santamarina J.C., Klein K.A., Wang Y.H., Prencke E., *Specific surface: determination and relevance*. NRC Canadá, 2002, pp: 233-241

[21] Skempton, A.W., *The colloidal activity of clays*. Proceedings 3rd International Conference of Soil Mechanics Foundation Engineering. Vol. 1, Suiza. 1953. pp 57

[22] Das, B.M., *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, Brooks Cole, Estados Unidos, 2002, p.589

[23] Seed, H. B., Woodward, R. J., and Lundgren, R., *Prediction of swelling potential for compacted clays*, Journal of the Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, Vol. 88, N° SM4, 1962, pp: 53–87.

[24] Torres Gracía, J., *Estudio de fatiga de expansión en suelos arcillosos. Tesis.* Facultad de Ingeniería. Maestría en Ciencias. Universidad Autónoma de Querétaro, México 2005, P. 97

[25] López Lara, T., *Estudio fisicoquímico de la modificación de suelos arcillosos. Tesis.* Facultad de Ingeniería. Doctorado. Universidad Autónoma de Querétaro, México 2002, P. 155

[26] Codevilla M., *Arcillas expansivas del Gran Buenos Aires*. Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires. XIX CAMSIG, 2008.

[27] CETMIC, *Difracción DRX con Identificación de fases e Identificación y cuantificación de las fases minerales en la fracción arcilla*. Informe de Ensayo N° 44322/21 I.P1 Centro de Tecnología de Recursos Minerales y Cerámica. Fecha: 01/09/2021.

Santiago del Estero Terremoto histórico. Paleolicuefacción. Potenciales de Licuefacción. Peligro y riesgo del sedimento aluvial del Río Dulce.

Juan Castellano[1], Ricardo Shiava[2]

1 castellano_juan@yahoo.com.ar;2 rschiava@hotmail.com

Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías, Universidad Nacional de Santiago del Estero (UNSE), Av. Gral. Manuel Belgrano (S) Nº 1912. (4200) Santiago del Estero. República Argentina

Instituto de materiales, estructuras y construcciones. (IMEC) Sede Parque Industrial (S/N). 4300 La Banda, Santiago del Estero.

RESUMEN Diferentes metodologías disciplinares permitieron caracterizar los sedimentos fluviales del río Dulce con el fin de comprender posibles comportamientos ante un evento histórico como el terremoto que afectó el 4 de Julio de 1817, a la ciudad de Santiago del Estero. Las zonas sismogénicas y sus sismos, evidencias de paleolicuefacción, determinación de las características geotécnicas del sedimento del río Dulce y los potenciales de licuefacción de dichos sedimentos, son indicadores de la peligrosidad que representan y el riesgo que significan si en los cálculos y construcciones de fundaciones, se soslaya a los mismos ya sea en cimentaciones directas como indirectas. Aquí se presentan y agrupan los resultados obtenidos como corolario de diferentes actividades profesionales y de investigación cuando se estudiaron las arenas depositadas por el río Dulce. Particularmente las del subsuelo del sitio del conglomerado urbano formado por las ciudad Capital y La Banda, construidas en las márgenes derecha e izquierda respectivamente del río Dulce. Así analizadas y sintetizadas desde las perspectivas histórica, geológica, sismogénica y geotécnica, hoy nos permite valorar el posible comportamiento de las arenas fluviales ante un evento sísmico de características similares o superiores al ocurrido en el año 1817.

Palabras clave: SISMOS. SUELOS. PALEOLICUEFACCIÓN. POTENCIAL LICUEFACCIÓN.

RESUMO Diferentes metodologias disciplinares permitiram caracterizar os sedimentos fluviais do rio Dulce, a fim de compreender possíveis comportamentos antes de um evento histórico como o terremoto que afetou a cidade de Santiago del Estero em 4 de julho de 1817. As zonas sismogênicas e seus terremotos, evidências de paleólise, determinação das características geotécnicas do sedimento Río Dulce e o potencial de liquefação desses sedimentos são indicadores do perigo que representam e

do risco que representam nos cálculos e construções de fundações , eles são ignorados em fundações diretas ou indiretas. Aqui, os resultados obtidos são apresentados e agrupados como corolário de diferentes atividades profissionais e de pesquisa quando foram estudadas as areias depositadas pelo rio Dulce. Particularmente os do subsolo do conglomerado urbano formado pelas cidades Capital e La Banda, construídos nas margens direita e esquerda, respectivamente, do rio Dulce. Assim analisado e sintetizado sob as perspectivas histórica, geológica, sismogênica e geotécnica, hoje permite avaliar o possível comportamento das areias de um rio diante de um evento sísmico com características semelhantes ou superiores ao ocorrido em 1817. Assim analisado e sintetizado sob as perspectivas histórica, geológica, sismogênica e geotécnica, hoje permite avaliar o possível comportamento das areias de um rio diante de um evento sísmico com características semelhantes ou superiores ao ocorrido em 1817.

Palavras-chave: Terremotos. Chão. Paleóliquefacão. Potencial de liquefação.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 *Introducción general.*

Este trabajo se elaboró a partir de la información antecedente preinstrumental, de carácter histórico – periodístico, de resultados obtenidos para establecer la sismicidad superficial y areas sismogénicas de la Provincia de Santiago del Estero, en evidencias de paleolicuefacción en depósitos aluviales del río Dulce, como asimismo sobre la base de, en las determinaciones realizadas de potenciales de licuefacción en diversos sitios de la ciudades de La Banda y Capital del Estero donde se constataron la presencia de arenas fluviales. En este trabajo se menciona resultados de observaciones, mediciones, estudios de investigación, Ref [1], como así también datos provenientes de profesionales geotécnicos locales, e información provista por organismos nacionales como el INPRES, o el SEGEMAR, sin lo cual no podría haberse realizado lo que se presentan a consideración.

2 ÁREA SISMOGÉNICA DE FOCOS SUPERFICIALES.

Las consecuencias de la actividad sísmica quedó documentada por primera vez, en la etapa en el document en el documento histórico de las Actas Capitulares del 10 de Julio de 1817, en donde se mencionan los eventos sismicos que afectaron a la ciudad de Santiago del Estero, particularemente que entre sus efectos, se describe la licuefacción del suelo Ref. [2]. Cabe mencionar que el INPRES le asignó a este sismo historico para la ciudad Capital, la magnitude M7, y una intensidad de grado VIII en la escala de Mercalli Modificada, Ref. [3]. Otro documento, pero periodístico Ref. [4], informa de un evento sismico que provoco el agrietamientos y caida de parapetos en viviendas de la ciudad de Santiago del Estero y otros daños en la localidad de Gramilla, a 33 km al NE de la ciudad de Termas de Río Hondo.
Con datos de un catálogo de sismos del período 1906 – 2009, y a las cuales se lo amplió con nuevos registros de sismos del INPRES, hasta el año 2019. Ref. [5], lo que permite identificar las áreas sismogénicas existentes en la Provincia de Santiago del Estero. De ellas se emerge de interés al presente trabajo el área sismogénica superficial Doña Luisa, ubicada al Oeste de la ciudad Capital, al S SE de la ciudad de Termas de Río Hondo y ligeramente al ENE de las Sierras de Guasayán, ver la Fig. 1. Ella

concentra la mayor cantidad de epicentros de foco sísmico superficial, esto es entre 0km a 69km de profundidad y con valores de la magnitud de M > 4 ≤ M 5,5. Sin embargo en esta misma área el INPRES, registró el sismo de mayor magnitud en el mes de Junio de 1996, con una magnitud M 5, 7, aunque en Diciembre de 1926, el Observatorio Nacional de La Plata dio cuenta de un sismo de magnitud M 6,5, cuyo epicentro se ubicó en el flanco O de las Sas de Guasayán. Ref. [5]. Por lo que se considera que el área sismogénica superficial y en particular la nominada como Doña Luisa es potencialmente capaz de generar un sismo fuerte a muy fuerte como para producir daños en construcciones. Es en esta área que el INPRES ubica el terremoto histórico que afecto la ciudad de Santiago del Estero el 4 de julio de 1817.

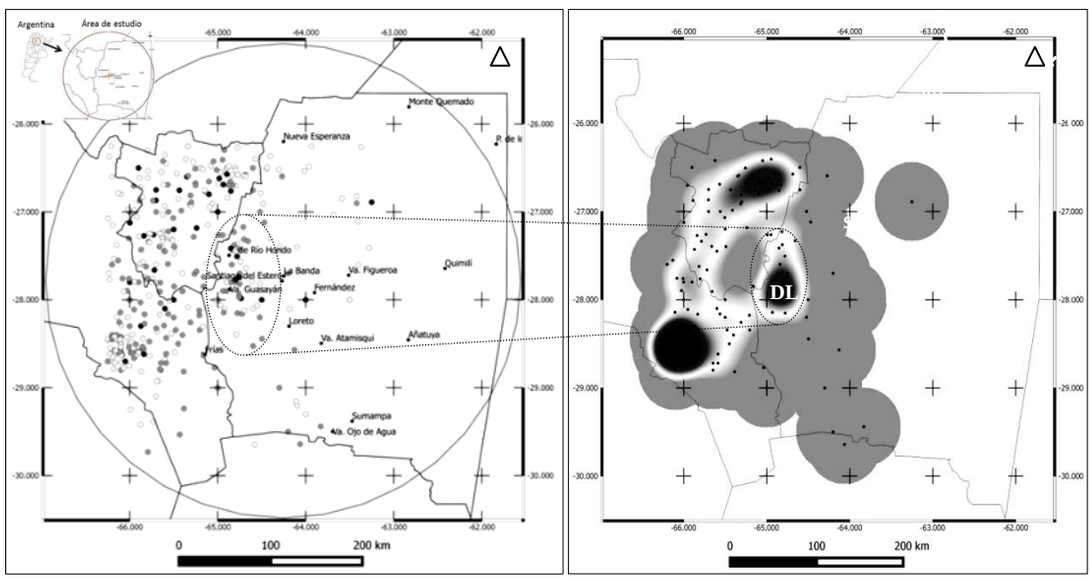


Figura 1: Izq.) Ubicación general, epicentros de focos símicos superficiales. Período 1908 -2019, Ref. [5] Der.: Área sismogénica superficial, Doña Luisa. (DL) Ref. [6].

2.1 *Aspectos geológicos y estructuras relacionadas*

El subsuelo sobre el cual se fundan o fundarán las próximas construcciones de las ciudades de La Banda y Santiago del Estero lo hacen principalmente sobre sedimentos aluviales recientes depositados por el Río Dulce quienes coronan a los situados abajo de edad más antigua. Así a 19 km al SSO de la ciudad Capital, en el paraje San Félix, se llego a perforar hasta los 500m de profundidad, donde se hallo el sustrato del basamento metamórfico de la Sas de Guasayán. Estas rocas constituyen el zócalo cristalino más antiguo del lugar y sobre el que se han asentado las formaciones geológicas más nuevas. Ref. [7] Esta particular disposición contribuye que, un foco sísmico en el interior de dicho basamento geológico, las ondas sísmicas generadas provocarán, al pasar a los sedimentos superficiales menos consolidados, una amplificación de las mismas y consecuentemente un mayor tiempo tránsito de la señal sísmica por aquellos materiales. Esta condición se verá favorecida aún más, si dichos sedimentos están saturados en agua como es el caso en los diversos sectores del subsuelo de las ciudades mencionadas particularmente si están en las cercanías del Río Dulce. Ref. [2]. A este marco geológico hay que incorporarle la presencia de fallas sismogénicas regionales del período Cuaternario, de épocas Holoceno – Pleistoceno que vienen experimentado actividad sísmica desde hace $2x10^6$ años a la fecha, Ref. [8]. Estas fallas son las ubicadas al pie de la Sierra de Guasayán y la de Huyamampa que pasa al Oeste del conglomerado de Santiago del Estero y La Banda. En la Fig. 2, se aprecian las alineaciones de ambas

estructuras sísmica del pleistoceno y otras de menor longitud las que también no dejan de ser un peligro geológico si un foco sísmico superficial generara un sismo en ellas. Ref. [9].

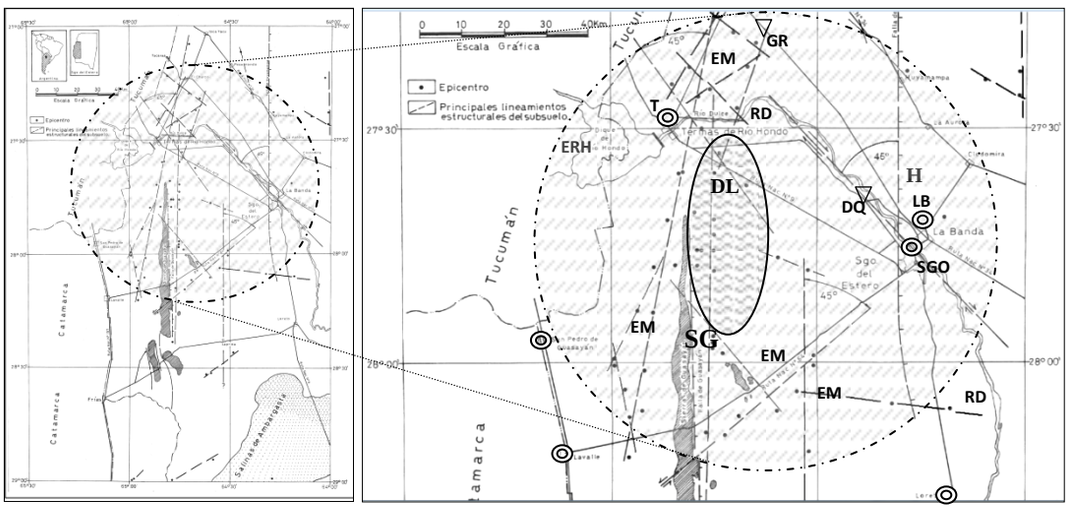


Figura 2. Estructuras sismogénicas regionales < 2,6 Ma. Fallas: SG: Sierras de Guasayán, H: Huyamampa en Ref. [8]. E.M: Fallas menores. Ref. [9]. DL: área sismogénica Doña Luisa. RD. Río Dulce. ERH: Embalse Río Hondo. T: Ciudad de Termas. LB: La Banda. SGO: Santiago del Estero. DQ: Dique Los Quirogas.

Esto de producirse podría significar un potencial riesgo, especialmente si la energía liberada por el sismo, alcanzara un grado de intensidad fuerte o muy fuerte, M6 – M7; Ref. [10] en aquellos situados en los alrededores del área sismogénica superficial. Aunque bien cierto es, que las intensidades registradas son predominantemente bajas o moderadas y con epicentros que se ubicaron alejados de los centros urbanizados, ello no excluye la posibilidad que se ubique un epicentro sísmico cerca a alguna ciudad con magnitud fuerte o muy fuerte debido a su proximidad a una estructura activa, ver la Fig.3.

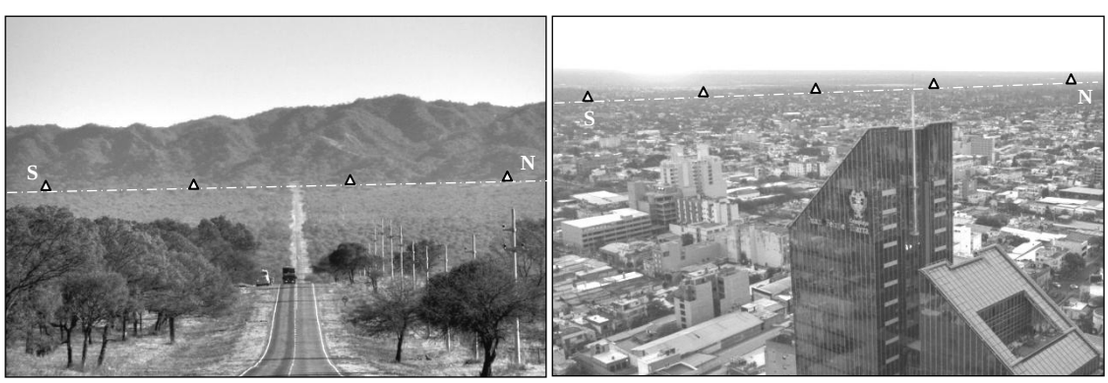


Figura 3: Fotos con vistas hacia los bloques sismogénicos ascendidos a través de sus fallas activas, (trazas entrecortadas) ver Fig. 2. Izq.: Sierras de Guasayán. Der.: Falla de Huyamampa en la Ciudad de Santiago del Estero. Ambas estructuras orientadas S – N son catalogadas como sismogénicas, Ref. [8].

2.2 *Aspectos geológicos*

El subsuelo sobre el cual se fundan o fundarán las próximas construcciones de las ciudades de La Banda y Santiago del Estero lo hacen principalmente sobre sedimentos aluviales depositados por el Río Dulce los cuales coronan a los situados inferiormente y de edad más antigua. Así a 19 km al SSO de la ciudad Capital, en el paraje San Félix, se llego a perforar hasta los 500m de profundidad, donde se hallo el sustrato del basamento metamórfico de la Sas de Guasayán. Estas rocas constituyen el zócalo antiguo sobre el que se han asentado las formaciones geológicas más nuevas, Ref. [6]. Esa particular disposición contribuye a que, ante un foco sísmico que se produzca en el interior de dicho basamento geológico, las ondas sísmicas al pasar a sedimentos superficiales que están menos consolidados se produzca una amplificación de la misma aumentando con un mayor tiempo tránsito de la onda sísmica por aquellos materiales. También ello se verá favorecido aún más, si dichos sedimentos son arenas saturados en agua como es el caso en los diversos sectores del subsuelo de ambas ciudades mencionadas, particularmente si están en las cercanías del Río Dulce, lo que contribuirá a la licuefacción de las mismas. Ref. [2].

2.3 *Paleolicuefacción de arenas*

Si un depósito de arena saturado de agua se ve sometido a las ondas sísmicas durante un terremoto, la estructura del depósito tiende a densificarse disminuyendo su volumen por efecto del aumento progresivo de la presión del poro. Ref. 2 y Ref. 11. Se produce por una parte una reducción continua del esfuerzo en la resistencia de corte entre los granos de arena del depósito y por el otro el drenaje del agua contenida y que en su ascenso, arrastra los granos de arena sueltos. A la superficie ascienden por huecos o fisuras y forman conos o volcanes de arenas o también por fenómenos de desplazamiento lateral del terreno inducido por la licuación, en la base que lo soporta, ver la Fig.4.

Figura 4. Izq.: Fisura (F) y volcán (V) por licuefacción de arena Christchurch, Nueva Zelanda, M 7,1, 4/09/2010. Der: Desplazamiento lateral del terreno, (TN): Camino no afectado por el sismo. Bl.: Bloques descendidos y desplazados. RL: Relleno. El Galpón, M 5,8; 17/10/2015. Salta. Foto inédita de los autores.

Estas acciones sísmicas que han dejado o dejan su impronta cuando afectan las construcciones e incluso a personas de ámbitos rurales o urbanos, especialmente si las intensidades son fuertes o muy fuertes, hoy son rápidamente informadas en consonancia al universo que existe de medios de comunicación. Pero en la antigüedad era mucho más difícil, salvo por el hallazgo de escritos de la época o por excepciones de transmisión oral, entre generaciones de la población afectada o por registros pre instrumentales, como puede aportar la Arqueología o bien la Paleosismología, ver la Fig.5.

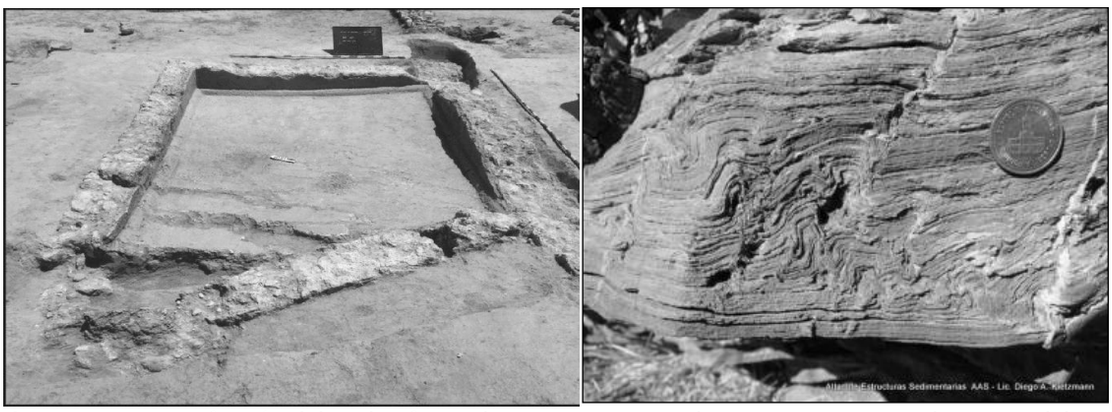


Figura 5. Izq.: Licuefacción del suelo afectando una cisterna en el yacimiento romano de La Magdalena, Complutum, Alcalá de Henares, España. Ref. [12]. Der.: Convolutas en la Fm Vaca Muerta, Mendoza Cuenca Neuquina, provocadas por un evento sísmico. Ref. [13].

Evidencias de antigua licuefacción de las arenas fluviales del río Dulce, ocurridas después de su deposición, pudieron ser constatadas de modo efímero, al fotografiarlas en un alto de los trabajos de explotación en la cantera donde se las halló. Ellas han consistido estructuras de escapes de fluidos, con orientaciones diversas de los granos y la formación de convolutas en sedimentos arenosos finos y muy micáceos. Estas observaciones se efectuaron, en el marco de actividades de investigación desarrollado a tal fin, en el Río Dulce y se las encontró en la terraza más baja del mismo ubicada sobre su margen derecha e inmediatamente agua abajo al Dique Los Quiroga, Ref. [14]. Detalles de lo observado y del sitio se aprecian en la Fig.6.

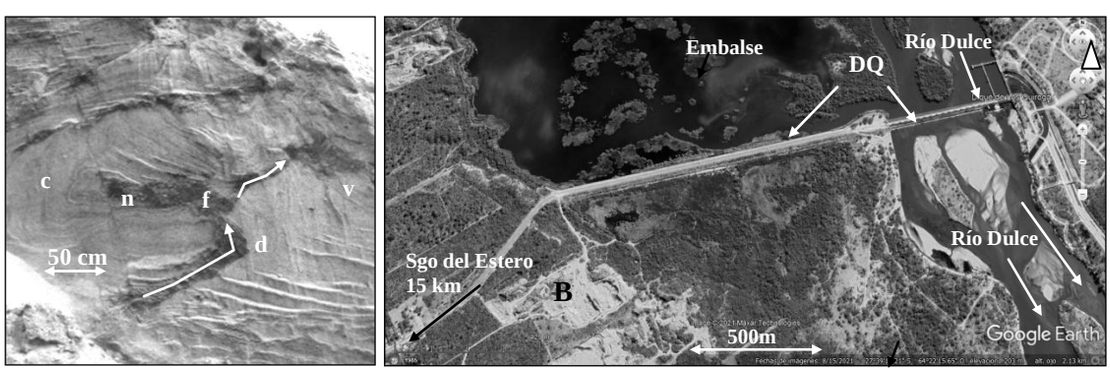


Figura 6. Izq.: Corte de estructuras de deformación: convoluta (c) y núcleo (n) clástico, por fluidificación (f) de minerales micáceos, arenas muy finas y gravillas finas, formando un dique (d), y volcán (v). Ref. [14] Der.: (B), sitio donde se encontraron arenas paleolicuadas. (DQ): Dique Los Quiroga.

2.4 *Características geotécnicas*

Para que se produzca la licuación de las arenas fluviales tienen que cumplir con una serie de condiciones de sitio tales como, no estar muy enterradas, con un nivel de agua freática poco profundo que las sature y granulométricamente ser muy homogéneas, Ref. [2]. Considerando esta última característica, las arenas del río Dulce comparadas con otras de sitios que han sufrido licuefacción, encuadran en el campo de muy licuables, a las profundidades aquí consideradas, ver la Fig. 5

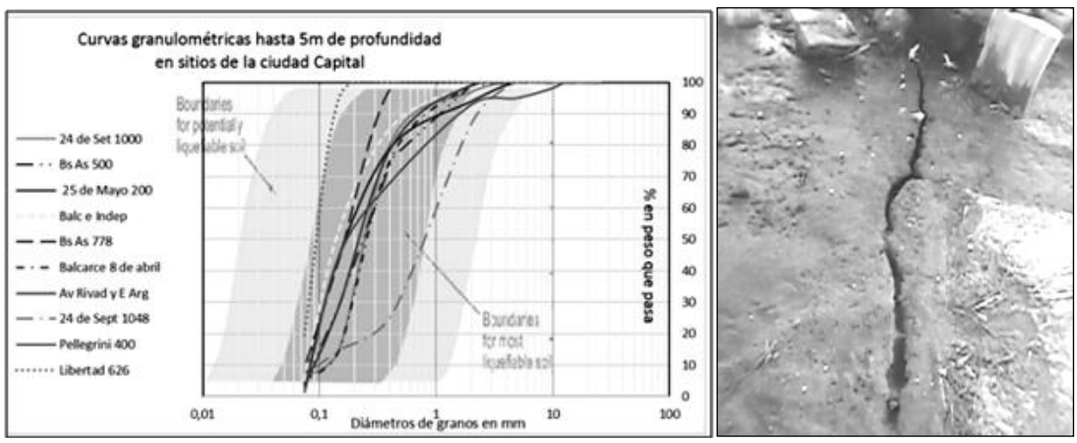


Figura 7: Ref. [14] Izq.: Zona gris oscuro arenas muy licuables, gris claro potencialmente licuables. Las arenas estudiadas en la ciudad de Santiago del Estero y hasta 5m de profundidad encajan en la categoría muy licuables. Der: Grieta provocada por Sismo de M 4,6 el 13/04/2013, Santiago del Estero. Ref. [10].

Obermeier, Ref. [15], manifiesta que la energía generada por un sismo de M ≥5,5 sería suficiente para gatillar la licuefacción de arenas y fluidificación de aquellos depósitos fluviales que poseían, previo al evento, las condiciones necesarias para que ocurran esos procesos. Si nos atenemos al valor máximo M 5,7, registrado instrumentalmente por el INPRES, Ref. [5] dentro del área sismogénica superficial, ver la Fig. 1, y atento a que la condición granulométrica de arenas fluviales del río Dulce son muy licuables, vemos que la distancia de estas al epicentro y el tiempo para que ocurra un evento de características similares al registrado instrumentalmente, son los condicionantes para se produzca nuevamente la licuefacción de las arenas depositadas por el Río Dulce en sectores del subsuelo de la ciudad de Santiago del Estero. Ref. [9]. En Abril de 2013, se produjo un sismo de M 4,6 que generó una grieta la cual medida tenía 3,5 m de longitud y más de 4m de profundidad, ver la Fig. 5. Ref. [10]

2.5 *Análisis del potencial de licuefacción*

En la última década la ciudad de Santiago del estero, experimentó importantes cambios en cuanto a las características de los edificios con un notable incremento en la construcción en altura. Esto condujo a la necesidad de una mejor exploración de las características mecánicas del terreno con el fin de poder proyectar las fundaciones de estos nuevos edificios. Mediante la recopilación de una serie de datos de sondeos realizados en el área del conurbano Santiago –La Banda y estudios de suelos con ensayos de penetración estándar, SPT, se ha podido avanzar en el estudio de la probabilidad de licuefacción de los aluviones de arenas que conforman capas de un antiguo abanico formado por el rio Dulce. Particularmente porque ambas ciudades están asentadas en el antiguo valle de inundación y por lo tanto el perfil estratigráfico del terreno está determinado por la evolución fluvial del mismo cuando depositó los sedimentos en las diferentes capas del subsuelo. Este tipo de génesis de los estratos subyacentes tienen la particularidad de poseer variables propiedades granulométricas y de densidad relativa en gran parte del subsuelo del área urbanizada de ambas ciudades. Esta característica también se manifiesta en él potencial licuefacción de dichos depósitos, en particular si están saturados porque ya que por acción de las fuerzas sísmicas, puede hacer colapsar o fallar a las misma, pudiendo en consecuencia no solo ser un peligro natural, sino un riesgo de gran importancia socio-económica si afectara construcciones donde no se contempló dicha peligrosidad, especialmente en aquellas áreas urbanizadas con edificios de altura.

La potencialidad de colapso de las arenas saturadas que constituyen el subsuelo del conurbano Santiago-Banda, fue estudiado por geotécnicos del medio Ref. [2] y Ref. [16], considerando para ello la significativa importancia que posee el permanente riesgo de acciones dinámicas ante eventuales sismos que son puestos en evidencia con los sucesivos movimientos experimentados, en ambas ciudades. Ref. [2], Ref. [9] y Ref. [11] o ver las Fig. 1, Fig.2, y Fig. 3 y Fig.6.
Se realizaron estudios de las probabilidades de licuefacción de las arenas saturadas de acuerdo al criterio expuesto en la norma CIRSOC 103, Ref. [17] en función de las características granulométricas de los estratos granulares y de la compacidad relativa de sus mantos conforme al número de golpes del ensayo S.P.T. Como así se evaluó también la probabilidad de licuefacción mediante resultados obtenidos de ensayos de compresión triaxiales cíclicos sobre muestras de arenas del rio Dulce.
Siguiendo la metodología sugerida por Idriss & Boulanger, Ref. [18] para determinar el potencial de licuefacción a partir de una reevaluación de los procedimientos basados en el SPT e incorporando diferentes ajustes y revisiones de los parámetros:
• La CSR y el (N1)60 se han recalculado utilizando los parámetros rd, MSF, Kσ, y las relación NC recomendadas en este procedimiento.
• Las relaciones NC y Kσ para arenas limosas se calcularon utilizando los valores equivalentes de arena limpias (N1)60CS, lo que parece ser una aproximación razonable a la espera de definición experimental mejor de cómo el contenido de finos afecta estas relaciones.
• Para casos históricos en donde la licuefacción se produjo, la CSR se ajustó para reflejar el número de ciclos equivalentes que se había producido hasta el momento en que se desencadenó la licuefacción Ref. [18].
• Los datos experimentales y consideraciones teóricas que proporcionan orientación sobre la forma de la curva CRR – (N1)60 para valores altos de (N1)60 fueron revisados en base a antecedentes de sismos en la ciudad de Santiago del Estero y evaluados con dos escenarios sísmicos posibles:
• El de mayor magnitud medida con instrumentos (1997)
• El de mayor magnitud estimada, para el sismo histórico (1817).
Con respecto al valor de la aceleración máxima, si bien, se encuentran datos medidos en la provincia, se decidió adoptar como parámetro de cálculo la máxima aceleración establecida según el INPRES CIRSOC vigente (año 2005) para la ciudad de Santiago del Estero. En la Tabla 1 consigna los valores de los parámetros empleados en el cálculo:

Tabla 1

Localización del Estudio	Santiago del Estero Capital
Magnitud del sismo	5,60
Magnitud del Sismo	7,00
Aceleración max. del suelo	0,10 g

Así se determino el potencial de licuefacción para estos dos escenarios definidos (M: 5.6 y M: 7.0) y con cada una de las metodología planteada en Idriss & Boulanger, Ref. [19] permitiendo establecer la probabilidad de licuefacción del suelo en el caso de alcanzarse las aceleraciones estipuladas en los cálculos realizados. Ver la Fig.8.

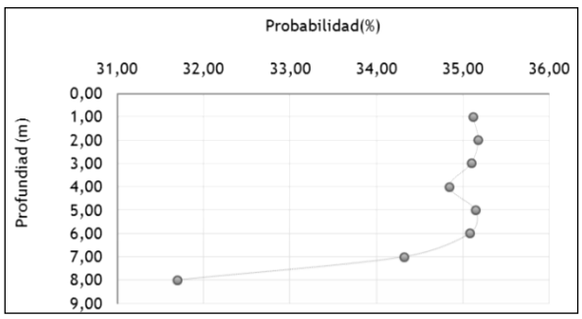


Figura 8: Probabilidades de licuefacción de arenas por intervalos de 1m hasta los 10m de profundidad. Metododología aplicada Idriss & Boulanger. Observar que los valores se mantienen por encima del 30%

3 CONCLUSIONES.

El área sismogénica superficial de la Provincia de Santiago del Estero, ver la Fi. 1, se determino a partir de los sismos que se produjeron en ella y que están asociados a movimientos de las fallas regionales del Cuaternario, u a otras de menor extensión ver las Fig. 1 y la Fig. 2. Ref. [3] y Ref. [9]

La sismicidad del área definida por los sismos registrados son frecuentemente de baja a moderada magnitud, ver la Fig.1, sin embargo hay dentro del área sismogénica mencionada, dos registros instrumentales de sismos de mayor magnitud, como son los de M 6,5 detectado por el Observatorio de La Plata en el año 1926 y el de magnitud M 5,7, por el INPRES en el año 1997. Ref. [5]

Al sismo histórico del 4 de Julio de 1817, el INPRES lo ubicó a 40km al OSO de la ciudad Capital, dentro de mencionada área, estimó que fue superficial y que alcanzó una magnitud M 7.

Del escrito que los pobladores de la ciudad de Santiago del Estero realizaron del sismo histórico que los afectó, se destaca la percepción de réplicas, al movimiento principal, durante 5 días, la nominación de un nuevo Santo protector de la ciudad, San Gregorio Taumaturgo y la descripción literal *"…hacer explosión de agua y piedra…"* del efecto de licuefacción que constatado en el ambiente del Río Dulce. Ref. [2] y Ref. [9]

La verificación de la formación de estructuras de licuefacción en una terraza del Río Dulce, indican que las arenas depositadas por el río homónimo en el subsuelo de las ciudades de Santiago del Estero y La Banda son licuables ver la Fig.6. Ref. [14].

Hasta los 5m de profundidad en los sitios donde se obtuvieron muestras de arenas en sondeos y analizados y comparadas en su granulometría, con otras que han sufrido licuefacción por sismos vemos que encuadran como muy licuables, ver la Fig.7.

Los potenciales de licuefacción de arenas determinados para dos escenarios definidos de sismos de M: 5.6 y M: 7.0 y para el caso que el terreno alcanzase las aceleraciones estipuladas en los cálculos respectivos, ver la Tabla 1, y siguiendo las metodología planteadas en Idriss & Boulanger Ref. [19], la probabilidad de licuefacción de las arenas en los sitios estudiados, se ubica entre el 30 – 35 % hasta los 10m de profundidad, ver la Fig. [8].

4 CONSIDERACIONES FINALES

Este trabajo pretende desde puntos de vista disciplinares diferentes, aportar y visibilizar la actividad sísmica en la Provincia de Santiago del Estero en particular del área sismogénica superficial Doña Luisa y de aquellas fallas con actividad sísmica desde 2,6 Ma a la actualidad. Significando en consecuencia un potencial peligro geológico y un importante riesgo para las construcciones de deficiente calidad si impactara un sismo de fuerte o de muy fuerte intensidad en las ciudades de La Banda y Santiago del Estero y en particular en las fundaciones asentadas en los terrenos licuefables.

Lo expresado se considera no solo para tener presente la aplicación de las normas sismorresistentes CIRSOC 103 en los cálculos de un proyecto constructivo, sino también para que los mismos estén materializados durante las diferentes etapas que conlleva la realización de la obra o construcción. Con controles profesionales capacitados en estructuras sismorresistentes y muy especialmente para edificios en altura que se construyen o construirán en el conglomerado urbano de La Banda y Santiago del Estero.

5 REFERENCIAS

[1] Proyecto Nº 23/080 Análisis de los factores concurrentes en la paleo licuefacción del subsuelo, durante el terremoto que afectó el casco histórico de la Ciudad de Santiago del Estero el 04 Julio 1817, Financió Secretaría de Ciencia y Técnica de la Universidad Nacional de Santiago del Estero 2009-2011

[2] Castellano J & E. Bailón 2007 Análisis preliminar de factores concurrentes a posibles fenómenos de licuefacción del suelo durante terremoto histórico en la ciudad de Santiago del Estero, III Jornadas de Ciencia y Tecnología de la Facultades de Ingeniería del NOA. Tomo1 III 13 – 18

[3] Instituto Nacional de Prevención Sísmica. 2021 http://contenidos.inpres.gob.ar/sismologia/historicos Consultado en Marzo del 2021

[4] Fotocopia columna en Diario El Siglo de Santiago del Estero, de fecha 22 de Diciembre de 1908. Archivo de documentos Diario EL Siglo, Fuente historiadora: Dra. Cecilia Rossi.

[5] Catalogo de sismos elaborado por INPRES. Período 1906 al 2009. Archivo Dpto. Geología y Geotecnia Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías. UNSE. 2009. Ampliado hasta el año 2019 con datos extraídos de la página web http://contenidos.inpres.gob.ar/buscar_sismo. Último acceso Marzo 2021.

[6] Castellano J La subducción de la placa oceánica de Nazca en la Sudamericana. Influencia y características en la génesis de los sismos en Santiago del Estero. XXVII Reunión Científica de la Asociación Argentina de Geofísicos y Geodestas. Poster. Noviembre 11 del 2014. San Juan.

[7] SEGEMAR, https://repositorio.segemar.gob.ar/handle/308849217/1528 Mapa Geológico Minero de la Provincia de Santiago del Estero Consultado en Marzo de 2021

[8] Servicio Geológico Minero Argentino SEGEMAR: https://sigam.segemar.gov.ar/visor/ Capa Geotectónica 2.5M Unidades litoestratigráficas, estructuras. Consultado en Marzo 2021

[9] Castellano, J & E Bailón. Sismicidad por terremotos superficiales en la Provincia de Santiago del Estero, entre los paralelos 27º y 29º de latitud Sur y meridianos 64º y 65º de longitud Oeste. Congreso Argentino de Mecánica de los Suelos e Ingeniería Geotécnica. CAMSIG 2010. Mendoza Argentina Octubre 5, 6, 7 y 8.

[10] Castellano J. E. Gómez, G Soriano. 2013. Intensidades del sismo del 16 de Mayo de 2013 en la localidad de Doña Luisa. Santiago del Estero. Investigaciones en Facultades de Ingeniería del NOA ISSN N° 1853-7871

[11] Schiava R., Urtubey E. “Los sismos y sus efectos en Santiago del Estero”. Consejo Profesional de Ingeniería y Arquitectura de Santiago del Estero, 24 páginas. 1997

[12] Rodríguez Pascua, M. & et. al. 2017. Arqueosismología: Una nueva herramienta para la sismología y la protección del patrimonio. Revista Otarq: Otras arqueologías. 151. 10.23914/otarq.v0i1.91

[13] Atlas de estructura de deformaciones https://www.sedimentologia.org.ar/spa/atlas-aas/deformacionales/. Asociación Argentina de Sedimentología. Consultado en Junio 2021

[14] Castellano, J. & J. Tasso. Paleolicuefacción de sedimentos aluviales de edad Holoceno en el valle del río Dulce. Tramo Dique Los Quiroga y Ciudad de Santiago del Estero. XII Jornadas de Ciencia y Tecnologías de Facultades de Ingeniería del NOA Catamarca 2017.

[15] Obermeier SF. Use of liquefaction-induced features for paleoseismic analysis–An overview of how seismic liquefaction features can be distinguished from other features and how their regional distribution and properties of source sediment can be used to infer the location and strength of Holocene paleo-earthquakes. Engineering Geology. 1996; 44 no.1-4: 1–76.

[16] Schiava, R. et al. Suelos Colapsables y Licuefables de Santiago del Estero. 1995. Consejo Profesional de Ingeniería y Arquitectura de Santiago del Estero.

[17] Schiava R., Urtubey E. “Los sismos y sus efectos en Santiago del Estero”. Consejo Profesional de Ingeniería y Arquitectura de Santiago del Estero, 24 páginas. 1997

[18] Schiava, R., Urtubey E. Nieto M, Schiava R. A. EVALUATION OF LIQUEFACTION POTENTIAL OF SANDS DEPOSITS.XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, EST03_029. Santiago de Chile. 2008.

[19]Seed Bolton H. and Idriss I.M. “Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes”. Earthquake Engineerong Research Institute.Berkeley.California.1982.

Análisis de la actividad sísmica superficial en Santiago del Estero reflejada en cálculos probabilísticos

J. A. Castellano y X. Villarreal

juancast@unse.edu.ar
ximenavillarreal36@gmail.com
Dptos Académicos Geología y Geotecnia, Matemáticas. Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías, Universidad Nacional de Santiago del Estero (UNSE), Av. Gral. Manuel Belgrano (S) Nº 1912. (4200) Santiago del Estero. República Argentina

RESUMEN: A partir de la obtención de una importante cantidad de datos de sismos superficiales ocurridos en la Provincia de Santiago del Estero y agrupados en un catálogo sísmico para un período de años comprendidos entre 1908 y 2019 inclusive y realizado un análisis probabilísticos de los mismos, se determina que existe la posibilidad de ocurrencia de un terremoto fuerte o muy fuerte que pueda afectar al conglomerado urbano de La Banda y Santiago del Estero. Para ello los datos presentados en tablas de distribución de frecuencias para diferentes lapsos de tiempo, se comprueba que en cortos períodos, 1 a 5 años, los resultados de probabilidad de que ocurran terremotos superficiales de magnitudes 6 o superiores, es casi nula. Pero cuando se incrementan los períodos de tiempo entonces se refleja notoriamente el aumento en la probabilidad de que se produzca un sismo superficial fuerte o muy fuerte. Este resultado también advierte de la necesidad de aplicar las normas vigentes para las construcciones sismorresistentes plasmadas en el Reglamento Argentino CIRSOC 103, elaborado por el INPRES. Especialmente en fundaciones de futuros edificios de altura que sean ubicados en sectores, donde haya subsuelo blando de los ejidos urbanos de ambas ciudades mencionadas.

Palabras clave: Probabilidad – Terremoto - Santiago del Estero.

RESUMO: A partir da obtenção de uma quantidade significativa de dados sobre terremotos de superfície ocorridos na Província de Santiago del Estero e agrupados em um catálogo sísmico para um período de anos entre 1908 e 2019 inclusive e realizada uma análise probabilística dos mesmos está determinado que existe a possibilidade de um terremoto forte ou muito forte que poderia afetar o conglomerado urbano de La Banda e Santiago del Estero. Para isso, pelos dados apresentados em tabelas de distribuição de frequências para diferentes períodos de tempo, verifica-se que em períodos curtos, de 1

a 5 anos, a probabilidade de resultados de terremotos de superfície de magnitude 6 ou superior, é quase nula. Mas quando os períodos de tempo são aumentados, o aumento na probabilidade de um terremoto raso forte ou muito forte é claramente refletido. Este resultado também alerta para a necessidade de aplicação da normativa vigente para construções resistentes a terremotos contida na Portaria Argentina CIRSOC 103, elaborada pelo INPRES. Principalmente nas fundações de futuros edifícios altos que estejam localizados em setores onde haja subsolo mole do ejido das duas cidades citadas.

Palavras-chave: Probabilidade - Terremoto - Santiago del Estero.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Actividad sísmica en Santiago del Estero

El registro primero de movimiento sísmico en la Provincia de Santiago del Estero es de carácter netamente histórico no instrumental y fue el que ocurrió el 4 de Julio de 1817 del cual el efecto principal descripto claramente, fue el de licuefacción del suelo, particularmente en el área de influencia del río Dulce y en el actual casco histórico de la ciudad Capital. Ref. [1] y Ref. [2]. A este sismo el INPRES le asignó una magnitud M7, en conformidad a su evaluación macro sísmica y reflejada en su página web de sismos históricos destructivos. Ref. [3].
Particularmente analizando la distribución de sismos registrados instrumentalmente para la Provincia de Santiago del Estero, se constata que ellos se encuentran en dos áreas generadoras de terremotos, Ref. [3] una la que corresponde al ambiente geológico de las Sierras de Guasayán, Ambargasta y Sumampa, Ref. [5] y al Este del Río Salado dentro de la Cuenca Chaco Paranaense Ref. [6]. En las tres de las primeras mencionadas los focos sísmicos son superficiales, de 0km a 69km de profundidad, e intermedios, 70km a 299 km y en la segunda son profundos, de 300km a 700km. Fig. 1a, Ref. [4].
En esta investigación se presentan solo los registros de sismos superficiales del ambiente de las Sierras de Guasayán, ya que esta es quien se comporta como una fuente de sismos que ocurren con cierta frecuencia y también a que en sus alrededores se localizan los ejidos urbanos de mayor densidad poblacional, tales como Termas de Río Hondo, San Pedro de Guasayán, Frías, Loreto, La Banda y por cierto la ciudad Capital, Ref. [4], Fig. 1. Estas condiciones son las que se meritaron para determinar que probabilidad existe de que ocurra un sismo fuerte o muy fuerte en este contexto regional, ya que la ubicación de los focos sísmicos ocurridos indican evidencia que la actividad en sísmica en Santiago del Estero son del tipo intraplaca cortical. Producto de ello son los sismos superficiales que para esta región se interpreta como una consecuencia de la interrelación de convergencia por subducción, de la placa de Nazca, con la Sudamericana. Ese contacto ocurre en lo que se denomina Zona de Benioff Wadatti, Ref. [5] y que en nuestra región se la puede identificar por la ubicación de los focos sísmicos a diferentes profundidades en la Provincia de Santiago del Estero. Fig.1b. Ref. [2]

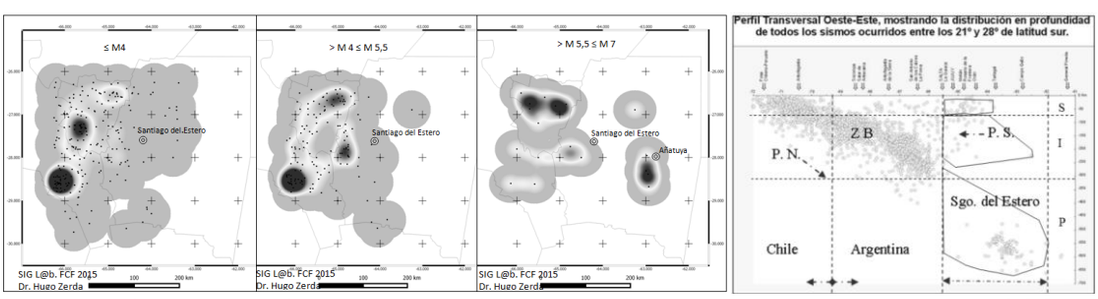


Figura 1. Izq.)**:** Concentración de epicentros sísmicos superficiales por rango de magnitudes Ref. [3] Der.: Subducción de la Placa de Nazca e interrelación con la Placas Sudamericana; Ref. [2], ZB: Zona de Bennioff – Wadatti. Ref. [7] con los focos sísmicos de Santiago del Estero, S: Superficiales, I: Intermedios, P: Profundos. Ref. [6].

1.2 Agrupamiento y análisis de los datos

A partir de los sismos registrados instrumentalmente en la provincia de Santiago del Estero y constatados por el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES) en el lapso de tiempo correspondiente al año 1908 a Diciembre del 2019, se elaboró un catálogo sólo de terremotos superficiales, esto es cuyos focos se originaron entre los 0km a 70km de profundidad y a partir de ello

se agruparon los datos en tablas de distribución de frecuencias. Así la cantidad total de sismos registrados, 171, organizados por magnitud y por rangos de profundidades se pueden, ver en la Tabla 1.

Tabla 1. Distribución de sismos superficiales según su magnitud y profundidad.

		PROFUNDIDAD				
GRUPO	MAGNITUD	0 - 15 KM	16 - 25KM	26 - 40KM	41 - 60KM	61-70 KM
1	2,4 - 4,2	38	43	55	7	3
2	4,3 - 5,4	3	5	9	3	2
3	5,5 - 6,6	0	0	3	0	0
4	6,7 - 7,2	0	0	0	0	0
		41	48	67	10	5
TOTAL DE SISMOS REGISTRADOS					171	

La representación gráfica de esos datos permite ver donde se ubicaron los focos sísmicos notándose así la prevalencia de ellos por encima de los 40km de profundidad, siendo los agrupamientos 1 y 2, con magnitudes menores, entre M 2, 4 a M 4, 2, los más numerosos, decreciendo en cantidad los magnitudes, M 4,3 a M 5,4 y las correspondientes a las del grupo 3 y 4. Ver Fig.2.

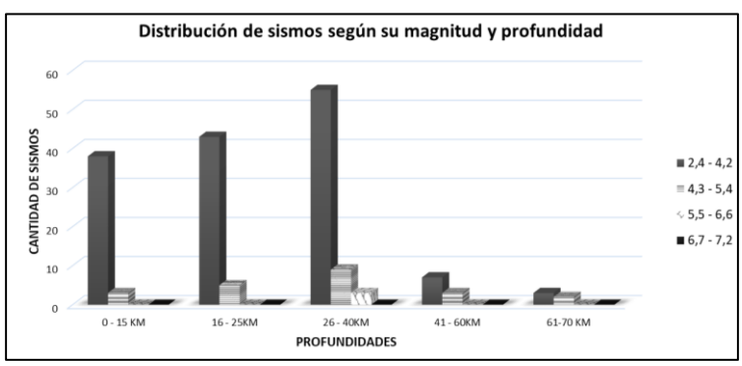


Figura.2. Cantidades de sismos distribuidos por rangos de magnitud y profundidades de sus focos.

Lo descripto lejos de brindar tranquilidad debería alarmarnos, ya que estadísticamente no hay registros de sismos más fuerte haciendo más incierto el cálculo de su probabilidad de ocurrencia, y por lo tanto impedir el estimar su periodo de recurrencia. También ello está indicado desde el punto de vista de la geotectónica del lugar, ya que los esfuerzos que operan en el área de estudio, Ref. [7], siguen existiendo y la acumulación de tensiones muy importante, sería capaz de generar un sismo fuerte o muy fuerte en algún sitio del área estudiada. Hasta ahora las magnitudes registradas se ubican entre M 4,3 y M 5, 4 que si bien fueron percibidos por los ciudadanos de los principales centros urbanos de la zona, no causaron daños importantes, particularmente por donde se ubicaron hasta el momento epicentros y focos sísmicos respectivos. Fig. 1. Ref. [3].

1.3 Tiempo de recurrencia

Como estos acontecimientos sísmicos son librados al azar y aleatorios, es decir son impredecibles en cuanto a su frecuencia y su magnitud, es posible calcular un tiempo promedio entre los sismos superficiales ocurridos durante los 111 años de mediciones y así estimar la probabilidad de ocurrencia de estos eventos en la zona de estudio, Fig.1.
Considerando el lapso de tiempo mencionado en semanas; 111 años = 5.328 semanas, se hizo el cálculo del Tiempo de Recurrencia (T) Ref. [9] de los sismos que ocurrieron en la zona de las Sierras de Guasayán, al Oeste de la ciudad de Santiago del Estero, Fig. 1, a partir del cociente entre el tiempo de

estudio expresado en semanas y la cantidad de sismos por grupos, teniendo y considerando, los rangos de profundidad seleccionados para el estudio. Ver Tabla 2.

Tabla 2. Tiempo de recurrencia de sismos según su profundidad y magnitud.

	TIEMPO DE RECURRENCIA SEGÚN PROFUNDIDAD				
GRUPO	0 – 15 km	16 – 25 km	26 – 40 km	41 – 60 km	61 – 70 km
I	140 semanas	124 semanas	97 semanas	761 semanas	1776 semanas
II	1776 semanas	1066 semanas	592 semanas	1776 semanas	2664 semanas
III	0	0	1776 semanas	0	0
IV	0	0	0	0	0

Según los cálculos realizados en 111 años de registros, se concluye que: a una profundidad de 0 a 15km, se produjo un sismo del grupo I cada 3 años aproximadamente y, cada 37 años uno del grupo II; a una profundidad de 16 a 25km, un sismo del grupo I cada 2 años y medio y, uno cada 22 años del grupo II; entre 26 y 40km de profundidad se dio un sismo del grupo I cada 2 años, uno cada 12 años uno del grupo II y uno cada 37 años del grupo III. Aquí se aprecia la disminución de la posibilidad de ocurrencia de un sismo cuando se amplía el período de tiempo de estudio, respecto a los rangos de profundidad establecidos. Si bien esto es correcto matemáticamente, de ningún modo debe presuponer que no vaya a ocurrir un sismo fuerte o muy fuerte en más tiempo. Observar en la Fig.3 cómo crece el tiempo de recurrencia del rango de sismos de M 5, 5 a M 6, 6 entre los 26km y 40 km de profundidad.
Así es que en conformidad a lo expresado y a los fines de poder establecer una aproximación de cuál probabilidad hay que ocurra un sismo fuerte o muy fuerte se hicieron cálculos para lapsos de tiempo para 1 año, 5 años y en 10 años y de este modo contrastar entre sí los valores resultantes.

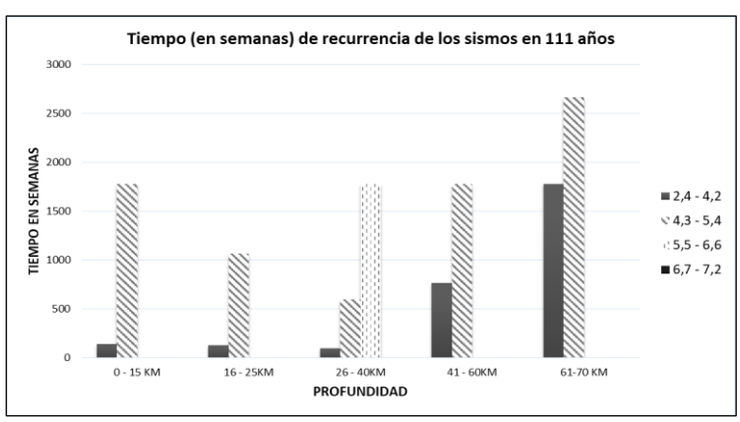


Figura. 3. Tiempo de recurrencia de los sismos en Santiago del Estero.

2 CÁLCULO DE PROBABILIDADES

Cabe destacar que los sismos superficiales son los que fueron generalmente más percibidos por la población y que potencialmente capaces de ocasionar mayores daños edilicios, si fueran de magnitudes superiores a los registrados. Precisamente en el área de estudio considerada para la ciudad de Santiago del Estero, son los que más predominan por sobre los de profundidades intermedias (70 km-299 km) y

profundos (entre 300 Km - 700km), Fig. 1, aunque entre estos últimos suelen impactar por las mayores magnitudes registradas, pero pocas veces percibidos debido a la profundidad del foco, así es que hay valores entre M 5,9 a M7, Ref. [3]. Las condiciones anteriores enmarcan el objetivo principal del presente trabajo, el cálculo de la probabilidad que puedan tener los sismos superficiales para los diferentes intervalos de tiempo, consignados y su posibilidad de que sucedan en el futuro.
Según indica Coral Ref. [11], al tratarse de magnitudes aleatorias, cantidad de sismos, que varían en intervalos fijos de tiempo, la ocurrencia de estos se distribuyen según el modelo de Poisson. Llamaremos "x a la" cantidad de sismos, "λ" período de recurrencia o tiempo esperado, "t" intervalo de tiempo de estudio siendo la fórmula que emplearemos para calcular las probabilidades la (1):

$$P(x = n) = \frac{(\lambda t)^n . e^{-\lambda t}}{n!} \qquad (1)$$

Además según se registra en el catálogo de sismos superficiales con el que se trabajó, es notoria la ausencia de datos de magnitudes elevadas esto es superior a M 6,5, por lo que para intervalos de tiempo bastante largos, obstaculiza la creación de modelos sísmicos de aproximación puramente estadística por lo que queda la zona sujeta a la peligrosidad geológica propia del lugar de estudio.
A modo de facilitar el cálculo para el desarrollo del presente trabajo, se utilizó planillas Excel del software Microsoft y con sus herramientas pertinentes.
En todas las tablas que se presentan se consideran sólo la probabilidad de ocurrencia de hasta 6 sismos por período, ya que si bien para el estudio completo se tomaron hasta 20, los valores resultan ser matemáticamente tan pequeños que son despreciables. En el grupo I y para el lapso de tiempo de 1 año, las probabilidades de ocurrencia de sismos se detallan en la Tabla 3.

Tabla 3. Probabilidad de ocurrencia de sismos del Grupo I, según intervalos temporales y profundidades

	0-15km			16 - 25 km			26 - 40 km			41 - 60 km			61 - 70 km		
Cantidad de sismos	1 año	5 años	10 años	1 año	5 años	10 años	1 año	5 años	10 años	1 año	5 años	10 años	1 año	5 años	10 años
x	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)
0	0.710	0.181	0.033	0.679	0.144	0.021	0.609	0.084	0.007	0.939	0.730	0.532	0.973	0.874	0.763
1	0.243	0.309	0.112	0.263	0.279	0.080	0.302	0.208	0.035	0.059	0.230	0.336	0.026	0.118	0.206
2	0.042	0.265	0.191	0.051	0.270	0.156	0.075	0.258	0.087	0.002	0.036	0.106	3.6E-04	0.008	0.028
3	4.7E-03	0.151	0.218	0.007	0.175	0.201	0.012	0.213	0.143	3.9E-05	0.004	0.022	3.2E-06	3.59E-04	0.003
4	4.1E-04	0.065	0.187	0.001	0.085	0.195	0.002	0.132	0.177	6.2E-07	3.00E-04	0.004	2.2E-08	1.21E-05	1.70E-04
5	2.8E-05	0.022	0.128	4.9E-05	0.033	0.151	0.000	0.065	0.175	7.8E-09	1.89E-05	4.42E-04	1.2E-10	3.28E-07	9.17E-06
6	1.6E-06	0.006	0.073	3.2E-06	0.011	0.098	1.3E-05	0.027	0.145	8.2E-11	9.96E-07	4.65E-05	5.3E-13	7.39E-09	4.13E-07

En este grupo y en el lapso de 1 año para todas las profundidades, el porcentaje de que no se den sismos, x=0; es demasiado alta; rondan entre el 70% y el 90% la probabilidad de que no hayan eventos sísmicos. Pero a medida que aumenta la cantidad de eventos sísmicos posibles los valores de probabilidad, de que no haya un sismo, disminuye notablemente, no obstante sigue siendo pequeña dicha posibilidad, esto es que se den 2 o más sismos en un año en cualquiera de las profundidades consignadas.
Si se considera el rango de 0km - 40km de profundidad, al aumentar los lapsos de los tiempos de estudio se aprecia que el cambio es muy sensible, particularmente es en donde más registros de sismos contamos y cuantos más años consideremos, la posibilidad de que se den entre 1 y 4 sismos, es mucho más alta a la probabilidad, de que no se den movimientos. Por ejemplo, al cabo de 10 años, hay un promedio del 20% de probabilidad de que se den 3 y 4 sismos, contra un promedio de 1% de que no haya sismos, es decir un 19% más.
Si consideramos ahora el rango mayor a 40km de profundidad vemos también que a medida que se aumenta el intervalo de tiempo, la probabilidad de que haya 1 sismo, se incrementa notablemente. Es decir todos estos valores nos inducen a expresar que, no podemos descartar el hecho de que siempre

está latente también la posibilidad de que ocurra un sismo entre 41 y 70km de profundidad en esta área de estudio de Santiago del Estero.
Para el caso de los sismos del Grupo II, Tabla 4, ocurre algo similar al comportamiento probabilístico del grupo anterior, esto es muy poco probable que se den 2 o más sismos superficiales en 1 año siendo en promedio una alta posibilidad, del 82%, de que no se den sismos. El porcentaje de que no haya eventos sísmicos predomina por sobre todos los valores, es decir que, al cabo de 1 año en cualquiera de los rangos de profundidad, a medida que aumentamos la cantidad de sismos, la probabilidad de que estos no ocurran disminuye notablemente. En otras palabras al aumentar el periodo de tiempo, lo hace el porcentaje de ocurrencia de 1 sismo en cualquiera de los rangos de profundidad. Se observa que el porcentaje de que suceda 1 sismo al cabo de 10 años, es mayor que los correspondientes a 5 años de estudio, por lo que a medida que transcurre el tiempo también aumenta la posibilidad de que se dé un sismo en estos casos superficiales en Santiago del Estero.

T**abla 4**. Probabilidad de ocurrencia de sismos del Grupo II, según intervalos temporales y profundidades

	0-15km			16 - 25 km			26 - 40 km			41 - 60 km			61 - 70 km		
Cantidad de sismos	1 año	5 años	10 años	1 año	5 años	10 años	1 año	5 años	10 años	1 año	5 años	10 años	1 año	5 años	10 años
x	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)	p(x)
0	0.973	0.874	0.763	0.956	0.798	0.637	0.922	0.667	0.444	0.973	0.874	0.763	0.982	0.914	0.835
1	0.026	**0.118**	**0.206**	0.043	**0.180**	**0.287**	0.075	**0.270**	**0.360**	0.026	**0.118**	**0.206**	0.018	**0.082**	**0.150**
2	3.55E-04	0.008	0.028	0.001	0.020	0.065	0.003	0.055	0.146	3.55E-04	0.008	0.028	1.59E-04	0.004	0.014
3	3.20E-06	3.59E-04	0.003	1.46E-05	0.002	0.010	8.19E-05	0.007	0.039	3.20E-06	3.59E-04	0.003	9.58E-07	1.11E-04	8.14E-04
4	2.16E-08	1.21E-05	1.70E-04	1.64E-07	8.56E-05	0.001	1.66E-06	0.001	0.008	2.16E-08	1.21E-05	1.70E-04	4.31E-09	2.51E-06	3.67E-05
5	1.17E-10	3.28E-07	9.17E-06	1.48E-09	3.86E-06	9.85E-05	2.69E-08	6.08E-05	1.30E-03	1.17E-10	3.28E-07	9.17E-06	1.55E-11	4.52E-08	1.32E-06
6	5.27E-13	7.39E-09	4.13E-07	1.11E-11	1.45E-07	7.39E-06	3.64E-10	4.11E-06	1.75E-04	5.27E-13	7.39E-09	4.13E-07	4.67E-14	6.79E-10	3.97E-08

Por último, se analizó el grupo III en el que menos registros de sismos se cuenta, pero cabe destacar que, a lo largo de los 111 años de la serie de registros, hay 3 sismos superficiales que se ubican entre la magnitudes M 5,5 a M 6,6, esto es de intensidades fuerte a muy fuerte. Mientras en el agrupamiento IV donde no hay registros instrumentales de sismos mayores a M 6,6 introduce una falta de datos que impide realizar una aproximación estadística del comportamiento de estos peligrosos eventos, sino más bien, queda supeditado a la evolución del peligro sísmico del lugar y consecuentemente sin poder brindar matemáticamente, cierta previsibilidad de eventos de esa magnitud o mayores a la indicada.
En la tabla 5, observamos el cálculo de probabilidad de ocurrencia de sismos caracterizados para el Grupo III entre 26 y 40km de profundidad, estos valores se comportan exactamente igual al del Grupo II y así se aprecia que la probabilidad para x= 0, de que no haya eventos sísmicos, predomina con un promedio del 87% y si se considera de que se den más de dos sismos vemos que también es muy pequeña. Sin embargo se observa la tendencia que a medida que aumentamos los lapsos de tiempo en la investigación, aumenta la posibilidad de ocurrencia. Si ahora se analiza la cantidad uno de sismos vemos que aquí si hay un aumento significativo ya que por ejemplo se eleva a un 11,6 % para el lapso de 5 años, y del 20% de que ocurra un sismo entre M 5,5 y M 6,6 es decir, un sismo fuerte o muy fuerte. Esto último no está significando que cada 10 años va a ocurrir un sismo con esas intensidades, sino que nos avisa que existe la posibilidad de que si puede ocurrir.

Tabla 5 Probabilidad de ocurrencia de sismos del grupo III.
Intervalos temporales y profundidades

	26 - 40km		
Cantidad de sismos	1 año	5 años	10 años
x	p(x)	p(x)	p(x)
0	0.973	0.874	0.763
1	0.026	**0.118**	**0.206**
2	3.55E-04	0.008	0.028
3	3.20E-06	3.59E-04	0.003
4	2.16E-08	1.21E-05	1.70E-04
5	1.17E-10	3.28E-07	9.17E-06
6	5.27E-13	7.39E-09	4.13E-07

3 CONCLUSIONES

La actividad sísmica superficial en la provincia de Santiago del Estero ordenada en cantidades de sismos, según las magnitudes de energía liberada y conforme a los datos del catálogo de sismos elaborado por el INPRES abarcando el período 1908 – 2019, se puede apreciar que:

- ✓ En el lapso de 111 años se observa un predominio de sismos de magnitudes entre M 2, 4 y M 4,2 a una profundidad de hasta 40km.
- ✓ Existe una marcada ausencia de eventos superficiales fuertes y muy fuertes, ≥ M 6,5 - M7.
- ✓ En intervalos cortos de tiempo, la probabilidad de que se den 2 o más sismos es muy pequeña, matemáticamente, se podría decir hasta despreciable.
- ✓ Al aumentar el intervalo de tiempo de estudio, la probabilidad de que ocurran más de 1 sismo aumenta, en particular los que se dan entre 0 y 40km de profundidad.
- ✓ En el Grupo III, el porcentaje de ocurrencia de 1 sismo al cabo de 10 años, es mayor, 20% que los correspondientes a 5 años de estudio, 11,6%, por lo que a medida que transcurre el tiempo aumenta la posibilidad de que se dé un sismo en Santiago del Estero, particularmente en este grupo se halla el registro instrumental del INPRES, de mayor magnitud, M 5,4 del 16 de junio de 1996.Ref. [2]
- ✓ Los aumentos de valores en la probabilidad hallados de que ocurra un sismo fuerte o muy fuerte, M≥6;M≤ 7 abrigan la posibilidad que si pueden ocurrir
- ✓ Lo anterior está indicando que en la zona que abarca este estudio, Fig1, es necesario observar y aplicar normas para construcciones sismorresistentes, Reglamento Argentino CIRSOC 103, Ref. [12].
- ✓ De lo expresado surge como recomendación que cuando se construyan futuros edificios de altura en las ciudades de La Banda y Capital, especialmente en los sectores donde haya subsuelo blando constituido de arenas finas saturadas en agua, en este caso depositadas en aluviones por el Río Dulce, se diseñen fundaciones capaces de soportar procesos de licuefacción del subsuelo, como los ocurridos en las mismas por acción sísmica. Ref. [1], Ref. [7], Ref. [12], Ref. [13], Ref. [14]

4 REFERENCIAS

[1] Castellano J. y E. Bailón. (2007) *Análisis preliminar de factores concurrentes a posibles fenómenos de licuefacción del suelo, en el terremoto histórico de la ciudad de S.E.* III. Jornadas de C y T. de Facultades de Ingenierías del NOA. T 1 III 13 -18 Ed. Adler N.O.A. y Elías Heredia Tucuman.

[2]Castellano, J. y E. Bailón (2010) *Análisis de la Información histórica del terremoto de la ciudad de S.E. y su importancia parta la evaluación macro sísmica en la región sismogénica de las S. de Guasayán.* VI Jornadas de C y T de las Facultades de Ingeniería del NOA. Pub. Invest., en Fac. de Ing., del NOA., Pags., 211-216.
[3] INPRES (2021); Instituto Nacional de Prevención Sísmica
htttp://contenidos.inpres.gob.ar/sismologia/historicos;
http://contenidos.inpres.gob.ar/sismologia/sismicidad, ambas consultas actualizadas al 4 Febrero del año 2021
[4] Castellano, J. A. y H. R. Zerda, (2015). *Localización de áreas y fallas sismogénicas en la Provincia de Santiago del Estero, mediante el uso de modelos digitales de terreno y SIG*. Día del SIG. Universidad Nacional de Santiago del Estero, Facultad de Ciencias Forestales Argentina. CD ISSN: 2469-0856
[5] Lucero Michaut, H.N. (1979) *Sierras pampeanas del N de Cba. S. de Sgo. del Estero, borde oriental de Catamarca y ángulo SE. de Tucumán* 2° Simposio Geol..Reg. Arg., Academia Nacional de Ciencias de Córdoba Tomo I 293-347.
[6] Aniello R.R (1979) *Llanura Chaco Pampeana* 2° Simposio Geol..Reg. Arg., Academia Nacional de Ciencias de Córdoba Tomo 1, Pag. 139 y siguientes.
[7] Kukowski N. (2016) *Zona Wadati-Benioff.* En: Harff J., Meschede M., Petersen S., Thiede J. (eds) Encyclopedia of Marine Geosciences. Serie Enciclopedia de Ciencias de la Tierra. Springer, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-007-6238-1_108 Consultado el 22 de Diciembre de 2020.
[8]Castellano, J y J Gulotta (2017) *Red local de puntos medidos con receptors GPS para el análisis de movimientos tectónicos.*XII Jornadas de Ciencia y Tecnología de Facultades de Ingeniería del NOA. S.F. del Valle de Catamarca. Nov.10 y 11.
[9] Baer Eric M. (2005), derived from material original y published in Whittington and Baer*, Determining Earthquake Probability and Recurrence from Past Seismic Events.* Enlace:
http://serc.carleton.edu/quantskills/methods/quantlit/RInt.html, consultado en Octubre de 2019
[10] Castellano J. y E. Bailón, (2011) *La actividad sísmica en la Provincia de Santiago del Estero, áreas sismogénicas, sismicidad e intensidad de las fuentes* VII Jornadas de Ciencia y Tecnología de Facultades de Ingeniería del NOA Tomo I, 523-530, 2011.
[11] Coral, C, (1986) *La estadística y los terremotos,* Edición de la Revista Colombiana de Matemática, n°14, pág. 1 a 14. Bogotá
[12]INPRES, (2018) Instituto Nacional de Prevención Sísmica, *Reglamento argentino de construcciones sismo resistentes CIRSOC 103.* Capitulo 2. *Acción sísmica, zonación y métodos de evaluación*. Anexo B – Art. 2.3.2. *Evaluación del riesgo de licuación de suelos*. Pág. 27. Ed. INTI Instituto Nacional de Tecnología Industrial, República Argentina. https://www.argentina.gob.ar/interior/secretaria-de-planificacion-territorial-y-coordinacion-de-obra-publica/Reglamentos-INPRES-CIRSOC, consultado en Noviembre de 2020.
[13] Castellano, J. A.; R Schiava, y E. Gómez (2016) *Sismicidad, fallas sismogénicas de la provincia de Santiago del Estero. Riesgo de licuefacción de los suelos en la ciudad capital*. XXII Congreso Argentino de Mecánica de los Suelos e Ingeniería Geotécnica. Santa Fe, R.A.
[14] Castellano J y J. Tasso, (2017). *Paleolicuefacción de sedimentos aluviales de edad Holoceno en el valle del río Dulce. Tramo Dique Los Quiroga y Ciudad de Santiago del Estero.*XII Jornadas de C y T de Facultades de Ingeniería del NOA. Revista Investigaciones en Facultades de Ingeniería del NOA. ISSN: 1853-6662. Número 3. Área temática 6, págs.299, 306.

Accidente en la Obra de la Estación Pinheiros de la Línea 4 de Metro de San Pablo/Brasil

M. A. Paez Jerez[1], J. C. Gómez Zafra[2] y U. Bobadilla Guadalupe[3]

Maria.Jerez@alunounila.edu.br; Jennifer.Zafra@alunounila.edu.br; Ulises.Bobadilla@unila.edu.br
[1 2 3] Curso de Ingeniería Civil de Infraestructura (ECI), Universidad Federal de la Integración Latino-americana (UNILA), Av. Tancredo Neves, 6731 - Bloco 6 – Parque Tecnológico de Itaipu, Foz do Iguaçu – PR – Brasil

RESUMEN: La tarde del viernes 12 de enero de 2007, el barrio de Pinheiros en San Pablo/Brasil se estremeció con el estruendo de un accidente ocurrido en la obra de la nueva Estación Pinheiros de la Línea 4 del Metro. Parte del túnel excavado había colapsado. El túnel atravesaba un estrato de gneis magmático. En el local había un macizo rocoso con fajas de roca alterada en medio a rocas de buena calidad. El macizo, en la parte inferior de las cerchas, supera la resistencia del suelo y se desliza hacia el sustrato inferior con cualidades geomecánicas más pobres (compuesta por roca metabásica muy alterada), y la ruptura se inicia con violencia, como con "explosiones de aire comprimido", según información de algunos trabajadores. Técnicamente, parece que el colapso ocurre por fallas en el proceso constructivo del túnel, pues se entiende que no estaba siguiéndose lo indicado en el proyecto estructural-geotécnico original. También, fue observada la inexistencia de protocolos de gestión de riesgos. Fallecieron siete personas; algunos edificios fueron evacuados; se restringió el tránsito en algunas calles; las vibraciones produjeron asentamientos en algunas residencias; la energía eléctrica en algunos edificios fue interrumpida y se formó un gran cráter en el local del accidente.

Palabras clave: GEOTECNIA – TÚNELES - METRO DE SAN PABLO - FALLA CONSTRUCTIVA - GESTIÓN DE RIESGOS

RESUMO: Na tarde de sexta-feira 12 de janeiro de 2007, o bairro Pinheiros em São Paulo – SP/Brasil estremeceu-se com o estrondo produto de um acidente ocorrido na obra da nova Estação Pinheiros da Linha 4 do Metrô. Parte do túnel escavado havia colapsado. O túnel atravessava um estrato de gnaisse magmático. No local havia um maciço rochoso com faixas de rocha alterada no meio de rocha de boa qualidade. O maciço, na parte inferior das cambotas, supera a resistência do solo e desliza-se até o substrato inferior com qualidades geomecânicas menos consistentes (composta por rocha metabásica muito alterada), e a ruptura se inicia com violência, como se fossem "explosões de ar comprimido", segundo informações de alguns trabalhadores. Tecnicamente, parece que o colapso ocorre por falhas no processo construtivo do túnel, pois entende-se que não estava seguindo-se o indicado no projeto estrutural-geotécnico original. Foi observada a inexistência de protocolos de gestão de riscos. Faleceram

sete pessoas; alguns edifícios foram evacuados; restringiu-se o trânsito em algumas ruas; as vibrações produziram assentamento em algumas residências; a energia elétrica em alguns edifícios foi interrompida e formou-se uma grande cratera no local do acidente.

Palavras chave: GEOTECNIA – TÚNEIS - METRÔ DE SÃO PAULO - FALHA CONSTRUTIVA - GESTÃO DE RISCOS

1 INTRODUCCIÓN

En el año de 1996 en la ciudad de San Pablo ubicada en la región sudeste de Brasil, los contratistas pertenecientes al CVA - Consorcio Vía Amarela, celebraban el contrato de construcción de la Línea 4 del metro de San Pablo. El proyecto propuesto uniría el centro al oeste de la ciudad de San Pablo y sería ejecutado en tres fases. En la primera fase, se realizaría una construcción de 12,8 kilómetros y estaría constituida por 6 estaciones principales: “Fig. 1” (Butantã, Pinheiros, Faria Lima, Paulista, República y Luz) y 3 estaciones intermediarias (Fradique Coutinho, Oscar Freire e Higienópolis), además de contar con los patios de manutención y una flota de 14 trenes. En la segunda fase del proyecto, se realizarían trabajos de acabados en las estaciones intermediarias y adicionalmente se construirían 2 estaciones más (Morumbi y Vila Sônia), además de la implementación de una flota de 15 trenes adicionales: Ref. [1]. Ya en la fase 3 se realizaría la construcción del patio de maniobras de Vila Sônia. Cabe mencionar que esta última fase se encontraba bajo responsabilidad de otro consorcio según el informe técnico final emitido por el IPT - Instituto de Investigaciones Tecnológicas: Ref. [2]. El plazo de concesión de operación de la línea 4, fue de 30 años para un servicio operado por el metro y ómnibus con la finalidad de transporte de pasajeros a través del cobro de una tarifa única: Ref. [1]. Teniendo la existencia de las líneas de transporte de pasajeros 1 (Azul), 2 (Verde) y 3 (Roja), en la ciudad de San Pablo, se previó que una vez uniendo y entrando en operación la línea 4 (Amarilla), se alcanzaría a obtener un desplazamiento de 9 millones de pasajeros por día, cuando trabajando todas las líneas en conjunto. De este modo, la construcción de la línea 4 contribuiría para aumentar la eficiencia de la movilidad de la ciudad, en función del crecimiento de la demanda de la población: Ref. [2].

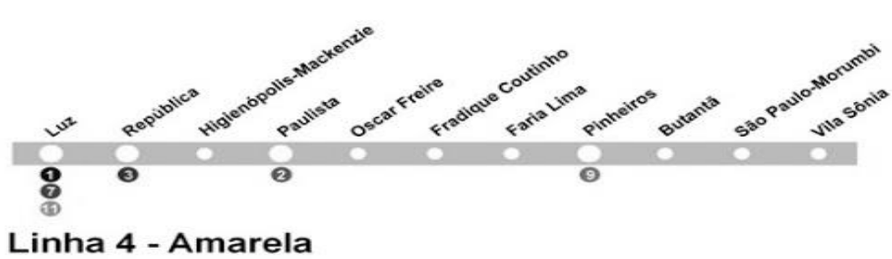


Figura 1. Estaciones que constituyen en el trecho de la línea 4

La construcción de la Estación Pinheiros estaría constituida por el Pozo Capri que permitiría el acceso a las operaciones. Este pozo contaba con un diámetro y una profundidad de 41 y 36 metros, respectivamente. Se contaban con dos túneles de estación, uno que iba en el sentido Faria Lima y el otro

en el sentido Butantã. Los túneles por donde se desplazarían los trenes, conocidos como túneles de vía, poseían un diámetro de 10 metros. En la Estación Pinheiros también se construirían los túneles de acceso sur y norte que permitirían la entrada de los usuarios a la red de la CPTM - Compañía Paulista de Trenes Metropolitanos. Según la Ref. [3], la geología del terreno donde seria implantada la estación era supremamente intrincada, pues se tenía la presencia de un macizo rocoso con franjas de roca alterada en medio de una roca de buena calidad. Por la Ref. [2], se indica que la roca se caracterizaba por presentar una foliación en la vertical y una serie de fracturas en distintas direcciones con paredes alteradas y en algunos puntos rellena de arcilla blanda. Sin embargo, para la ejecución del proyecto, estas condiciones no eran impedimento desde que se utilizaran los métodos de construcción apropiados: Ref. [3].

Debido al grande porte del proyecto, se contempló desde el inicio que los túneles de la estación Pinheiros debían ser excavados por medio del método NATM - New Austrian Tunnelling Method. Según la Ref. [4], el método NATM podía adecuarse a las características mecánicas del macizo y distribución de tensiones encontradas, además que permitiría realizar ajustes permanentes y adecuar el sistema de soporte del túnel en la medida que avanzaba la excavación. Cabe resaltar, que para la fase 1 y parte de la fase 2 del proyecto, se decidió utilizar para los túneles de vía la excavación con tuneladoras: Ref. [2].

Sin embargo, en la medida que evolucionaba la obra de la Línea 4, se presentaron una serie de factores geológicos, constructivos y fallas en procesos vitales de ingeniería de túneles (pues hubo demora en la ejecución de ajustes y alteraciones del proyecto que habían sido previstas a tiempo). Todo esto conllevó a que en el día 12 de enero del 2007, a las 14:53h, se produjera el colapso de la estructura, abriendo un cráter en la superficie de aproximadamente 2.200 m^2 entre la calle Capri y el cantero de obras: Ref [2] y Ref [3] e "Fig. 2". A raíz de esto, ocurrió el desmoronamiento de gran parte del pozo de acceso, propagándose este, a los túneles de la estación, dejando en el acto siete personas fallecidas, casas intervenidas, algunas casas demolidas, más de doscientas personas desalojadas y pérdida total de equipamientos y vehículos en el local del accidente: Ref. [3]. Este evento fue categorizado como un colapso de grande porte, que trajo consigo grandes prejuicios financieros, humanos y comunitarios. Siendo así, el objetivo de este trabajo será relatar una síntesis detallada de los hechos ocurridos y los factores que provocaron el accidente de la Estación Pinheiros de la Línea 4 del Metro de San Pablo-Brasil.

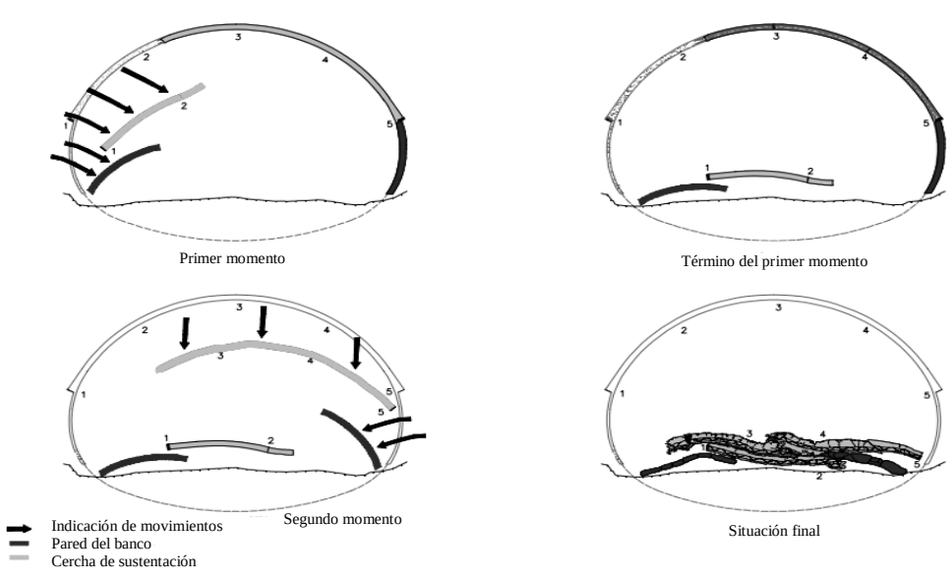


Figura 2. Movimientos del desmoronamiento en la sección transversal 7,0+98.

La estación Pinheiros sería construida en la zona oeste de la región metropolitana de San Pablo. La ubicación donde sería implantado el trazado de la fase 3 de la línea 4 del metro coincidía con el borde sudoeste de la cuenca sedimentaria de la ciudad, atravesando las rocas del basamento que pertenecen al complejo de Embú. En la "Fig. 3" se observa que en la mayor parte de la estratigrafía que recorre el túnel, se encuentran depósitos tecnogénicos y en reducidas partes florece directamente el suelo de alteración del basamento. También se presentan, de una manera reducida, depósitos aluviales. El subsuelo se encuentra caracterizado por la composición de gneis botitica migmetizadas y migmatitas que hacen parte del basamento, así como la presencia de saprolitos, suelos residuales jóvenes y residuales maduros: Ref. [5] y Ref. [6].

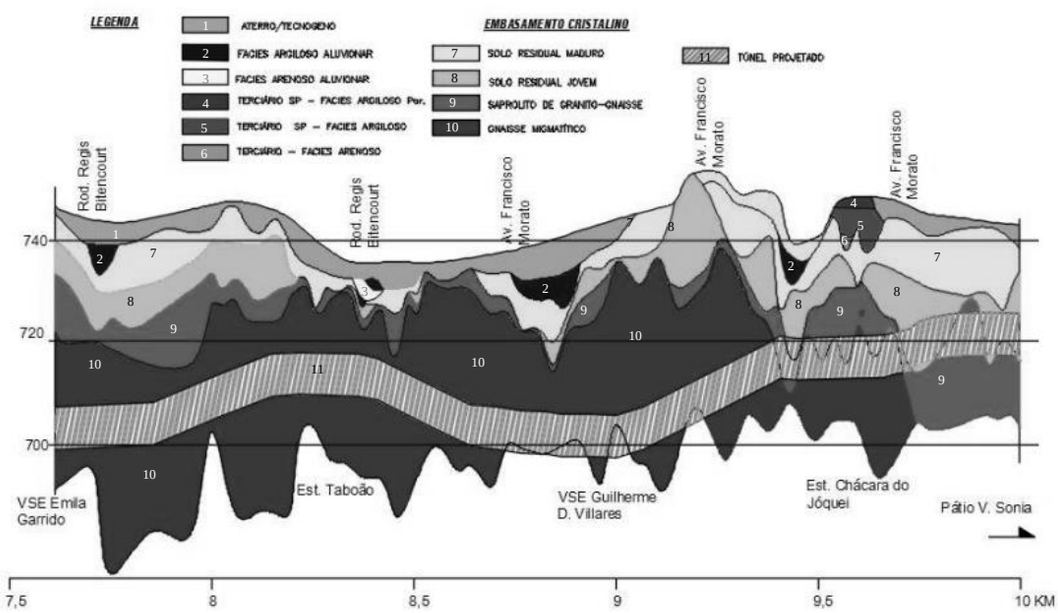


Figura 3. Características geológicas de una sección longitudinal del trazado de la línea 4.

3 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO DE LA ESTACIÓN PINHEIROS

La Estación Pinheiros era una obra de grande porte en la cual estaba previsto construir el pozo Capri, caracterizado por sus grandes dimensiones y el cual divergía de los pozos tradicionales ya construidos, que normalmente eran proyectados con diámetros menores en comparación con su profundidad. El pozo Capri poseía un diámetro y una profundidad de 41 y 36 metros, respectivamente. Los dos túneles de la estación también presentaban dimensiones diferenciadas de 18.8 m de ancho, altura de 14.2 m y longitud de 46.4 m. Los dos túneles de acceso a la CPTM contaban con una sección variable entre 39 a 69 m^2. En la "Fig. 4" puede ser observado en planta una vista general de la localización y de las principales estructuras de la Estación Pinheiros: Ref. [2].

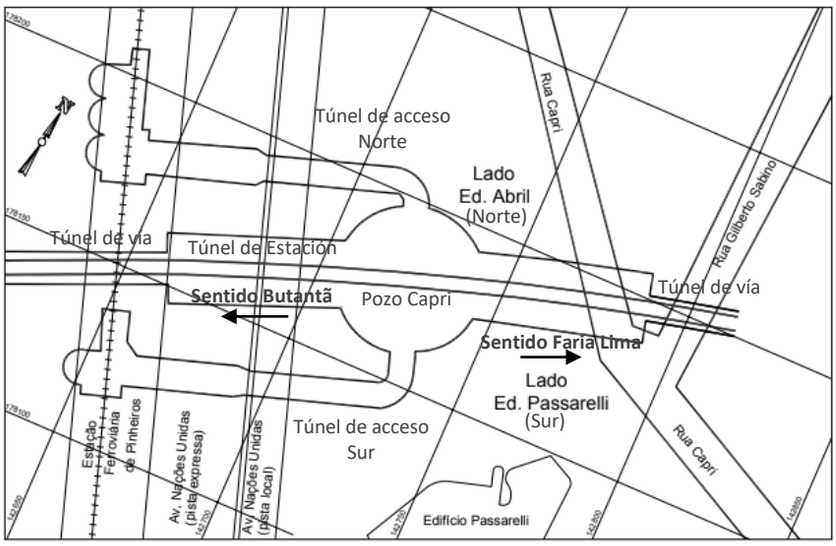


Figura 4. Vista en planta de la localización y posicionamiento de las principales estructuras de la estación Pinheiros.

4 MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN UTILIZADOS

El recorrido de la línea 4 sería totalmente subterráneo y por estar bajo el lecho de importantes ejes viarios de la ciudad, se presentaban a lo largo de su trazado complejas interferencias urbanas, que fueron la base para la determinación de los métodos constructivos que serían adoptados para la ejecución, tanto de las estaciones como de los túneles de vía. Así, los métodos descritos en la licitación de la línea 4 eran: De trinchera; método NATM y el TBM – Tunnel Boring Machine (método mecanizado por tuneladoras): Ref. [2]. La utilización de estos métodos, requiere un programa de instrumentación que debe contener un conjunto de instrumentos (pinos de convergencia y recalque, marcos superficiales, tasómetros, indicadores de nivel de agua, piezómetros, entre otros) que permiten medir desplazamientos de la superficie del terreno y de las edificaciones vecinas, además del nivel y presión de agua subterránea, movimientos del macizo entre el túnel y la superficie y también el posible movimiento en cualquier punto del túnel en lo que se refiere a convergencia y recalque: Ref. [2] y Ref. [3].

5 DESARROLLO DEL ACCIDENTE

Finalizando noviembre del 2006 comenzaron las excavaciones del túnel para la Estación Pinheiros en ambos sentidos: desde la Av. Faria Lima (este) y desde Butantã (oeste): “Fig. 4”. Cuando eran realizadas las excavaciones y gracias a la instrumentación fue percatado que existía un asentamiento del terreno a medida que el frente de excavación se acercaba, pero, cuando se alejaban del instrumento de medición, se mostraba una tendencia a la estabilización: Ref [3]. De acuerdo con el proyecto ejecutivo, las excavaciones debieron haberse comenzado primero por el pozo Capri, seguido por los túneles de estación junto con los túneles de conexión que tenían que ser excavados a partir del pozo: “Fig. 5”: Ref [2]. Las excavaciones de los túneles de estación serian realizadas en tres momentos, el primero sería la bóveda o parte superior del túnel, el segundo el banco y el tercero la contra-bóveda que corresponde al piso del túnel, siendo prevista la excavación de los mismos partiendo del pozo Capri: Ref [3]. Cabe mencionar que en el proyecto también se indicó que la excavación debía comenzar por el centro y luego

alternadamente el lado izquierdo y derecho, esto, para cuando se estuviera excavando el banco y la contra-bóveda del túnel. También, se previa la construcción de una rampa que permitiría el acceso del túnel de estación al túnel de vía: "Fig. 6": Ref. [2].

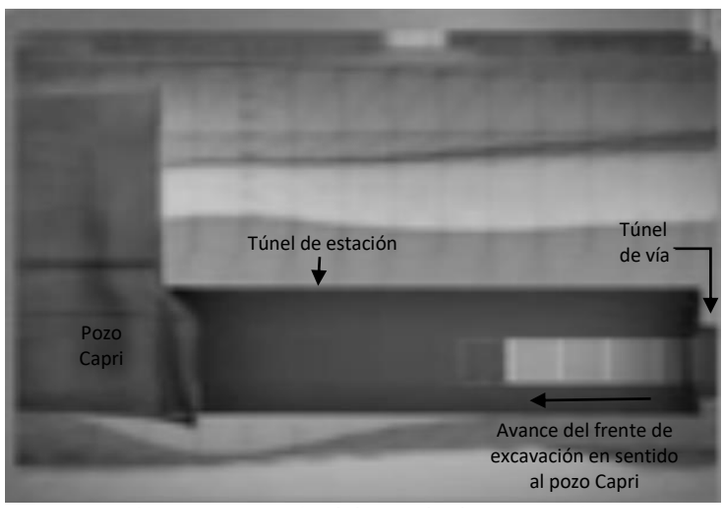


Figura 5. Inversión del sentido de excavación

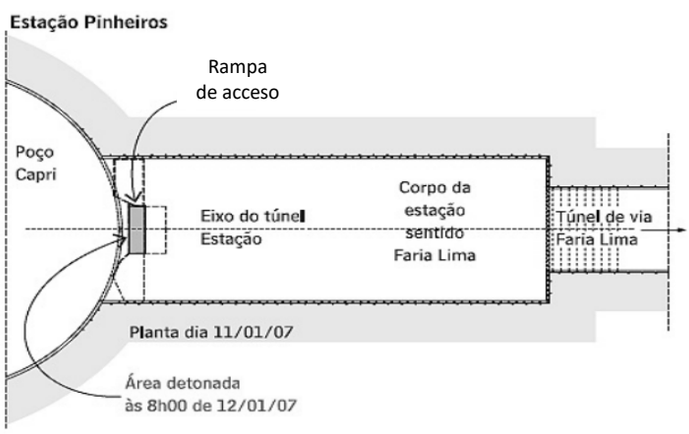


Figura 6. Rampa de acceso al túnel de vía

Después del receso de los trabajadores en diciembre por fiestas de fin de año, las obras fueron retomadas a principios de enero del 2007, con un incremento de 70% en la velocidad de excavación en comparación con la que venía siendo aplicada antes del receso. El proceso de excavación estaba avanzando en el sentido del túnel de vía hacia el pozo Capri, sentido contrario a lo que se había estipulado en el proyecto ejecutivo: Ref. [3]. El día 10 de enero fue hecha la última inspección de lectura de la instrumentación en el túnel de estación sentido Butantã, donde se observaron valores máximos: los recalques internos eran once veces mayores, los de convergencia 72 veces y los desplazamientos de los tasómetros 6 veces superiores a los respectivos valores esperados en el proyecto. El día 11 de enero, faltando pocos metros para finalizar la excavación del túnel, se hizo una reunión entre constructores y proyectistas, donde se decidió hacer un refuerzo con tirantes en el área donde se encontraban las

cerchas, para mejorar la estabilidad de la sección y reducir las deformaciones internas y externas. Sin embargo, únicamente fueron ejecutadas las perforaciones sin la colocación de los tirantes: Ref [2] y Ref. [3]. En la mañana del 12 de enero tampoco fueron ejecutados los refuerzos y la estabilidad del túnel se vio aún más alterada a raíz de las detonaciones que estaban siendo realizadas en el lado sur (Lado del edificio Passarelli): "Fig. 7".

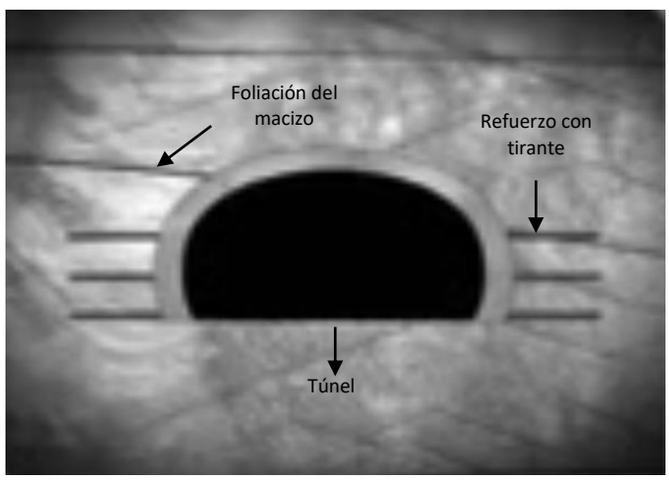


Figura 7. Tirantes que debieron ser colocados para mejoría de la estabilidad del túnel

A las 14h de ese mismo día, la ruptura del túnel ya se había concentrado en las secciones cercanas al pozo Capri, como se mostraba en las lecturas de recalque y convergencia, esto, independiente de la posición del frente de excavación (además de la manifestación de fisuras dentro del túnel y en la pared del pozo): Ref. [2]. A las 14:53h el túnel colapsó: "Fig. 8", según Ref. [6]. El macizo en la base de las cerchas supera la resistencia de pico y cae al residual en una región de calidad geomecánica más pobre y la ruptura se inicia violentamente con explosiones como de aire comprimido. Este fenómeno continúa avanzando de forma abrupta dentro del túnel, se propaga hasta llegar a la pared del pozo, la cual se desmorona alcanzando la calle Capri, dejando un cráter en la superficie de aproximadamente 80 metros de diámetro. Ref. [3]. Se afirma que en ese momento no había ningún procedimiento formal, sistematizado y estructurado para la gestión de riesgo, plano de contingencia y plano de emergencia.

Figura 8. Vista aérea del pozo Capri antes y después del colapso

6 CAUSAS DEL ACCIDENTE

El IPT convocó más de 30 investigadores que trabajaron analizando más de 6000 documentos que pertenecían o estaban relacionados con la obra, además de resultados de ensayos de materiales, testimonios de personas y tres equipos que laboraron sin interrupción en la investigación cuando se realizó la remoción de los escombros. Esto con el objetivo de elaborar el laudo sobre la tragedia ocurrida: Ref. [3].

Cuando fueron investigados, analizados y mapeados más a fondo los aspectos geológicos que intervinieron en la tragedia, se encontró en el lado Abril (Norte) del túnel, la presencia de lentes alteradas de roca metabásica/anfibolita en la base de las cerchas y en la subbase de la columna: "Fig.9", la cual no había sido presenciada en los sondajes rotativos ni de percusión realizados en la fase de proyecto básico y ejecutivo, ni en las campañas de sondaje después del evento. La presencia de este tipo de material se detectó únicamente cuando se estaba investigando cuales eran realmente las condiciones geológicas locales. Se verificó, que esta roca metabasica se caracterizaba por poseer una baja resistencia y propiedades expansivas, las cuales propiciaron una ruptura brusca que se propagó rápidamente por la estación hasta llegar al pozo de acceso. Según las investigaciones también se constató un comportamiento anisotrópico con predominancia en la componente vertical de tipo elastoplástica frágil que, consecuentemente, conllevó a la perdida de arqueamiento de las cerchas del túnel: Ref. [6].

Las investigaciones también revelaron que en el proyecto no se llevaron en consideración las características geológicas del terreno en lo que se refiere a la calidad de la roca y su sistema de fractura e, consecuentemente, pasaron desapercibidas las condiciones desfavorables de apoyo de las cerchas: Ref. [3].

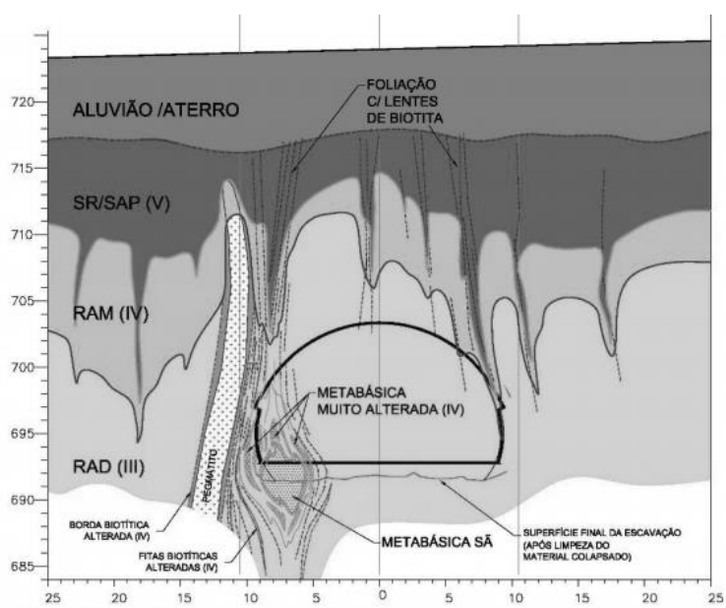


Figura 9. Modelo geológico-geomecánico de una sección transversal típica del túnel.

Por otro lado, también hubo inconsistencias en la ejecución de la obra respecto a lo propuesto por los proyectistas. Según los peritos del IPT, se constató que realmente hubo una inversión del flujo, o sea, las excavaciones comenzaron en el sentido opuesto, además de estar en algunas partes en desacuerdo con el proyecto original. Invertir el sentido del túnel implicaba una redistribución de tensiones más

desfavorables al sistema macizo-soporte, porque se producirían tensiones menores en el macizo en el sentido longitudinal del túnel (descompresión del macizo) y tensiones más elevadas en el sentido transversal (compresión): Ref [2]. Se preveía que el túnel debía ser excavado en condición drenada (sin presión de agua), sin embargo, se encontró la presencia de una columna de agua encima de la bóveda la cual contribuyo para la inestabilidad de las paredes del túnel: Ref [3].
Cuando se analizaron los registros diarios de la obra, el diario informaba que había cinco cerchas de sustentación de un lado de la pared del túnel y dos del otro lado, los técnicos del IPT indicaron que únicamente fueron halladas dos cerchas de sustentación de cada lado: Ref [7].
Se excavo más de lo previsto en la construcción de la rampa de acceso al túnel de vía y esto ayudó a aumentar la exposición de las paredes frágiles y estructuras geológicas menos favorables, disminuyendo el apoyo para el soporte de las cerchas: Ref. [2].
Otra inconsistencia se refiere a la aceleración del ritmo de la construcción, pues la parte excavada del túnel que entro en colapso era una cantidad superior a lo que se encontraba en las especificaciones técnicas del proyecto, encontrándose a una profundidad mayor, que llegó a ser de 1,20 metros, lo que equivalía a un 30% más de lo previsto. No se llevó en consideración la secuencia de las excavaciones del proyecto, que resaltaban la necesidad técnica de comenzar por la parte central seguida de las laterales derecha e izquierda alternadamente y por los levantamientos realizados se verificó que las regiones laterales quedaron en cotas inferiores a la de la región central: Ref. [3]. Estas causas mencionadas pudieron ser evidenciadas gracias a la documentación analizada, mapeamiento minucioso y/o riguroso y a los testigos que estaban relacionados con la obra: Ref. [2].
El laudo realizado por el IPT encontró otros tipos de fallas en lo que se refiere a la falta de ensayos en el concreto proyectado después de su aplicación, además de la ausencia de fibras de acero o cantidades inferiores a las estipuladas en algunas partes del túnel. La placa de apoyo de las cerchas presentaba dimensiones menores a las proyectadas sobre la excavación en las laterales y techo del túnel (conocido como Overbreak).
Por otro lado, también se tuvieron anotaciones debido a controles de autocertificación, fiscalizaciones deficientes y la inexistencia de un sistema de gerenciamiento de riesgo que garantizaría la seguridad en los frentes de obras y la población lindera a la obra: Ref. [3].
Esta tragedia dejó 7 víctimas fatales, dentro de los cuales se encontraba un conductor del CVA, un señor y una señora de 60 y 75 años que transitaban por la calle Capri y cuatro personas que se encontraban en un microómnibus que fue absorbido por el cráter que se formó.
En cuanto a los daños materiales: un microómnibus, seis camiones y dos carros cayeron dentro del cráter, equipamientos con pérdida total pertenecientes al CVA y a la AES - Eletropaulo (empresa de distribución de energía de San Pablo). 230 personas tuvieron que ser evacuadas de sus casas, 94 inmuebles (comerciales y residenciales) se vieron afectados, más de 50 inmuebles fueron intervenidos incluyendo un edificio de 13 apartamentos y finalmente 13 inmuebles fueron afectados al punto de tener que ser demolidos: Ref. [2].
Después del accidente, el CVA – Consorcio Vía Amárela, se encargó por la indemnización de grande parte de los afectados debido a los daños provocados por el accidente. Una vez obtenido el laudo completo de los hechos ocurridos se hizo un nuevo cronograma para la continuidad de las obras, esta nueva implantación fue realizada en dos fases. La primera fase contemplaba la retomada de las obras iniciadas en 2006, previendo para el año 2010 la operación de las estaciones que se encuentran entre Luz y Butantã: Ver Fig.1. En 2009 con la conclusión del proyecto básico de la estación Vila Sônia se pudo dar inicio al proceso licitatorio para la construcción de la segunda fase de la línea 4 y serian construidas las estaciones Butantã, Vila Sônia, Fradique Coutinho, Higienópolis, Oscar Freire y Sao Paulo-Morumbi. Sin embargo, se presentaron atrasos en las entregas previstas y únicamente fue inaugurada la estación Fradique Cotinho en 2014. En 2015 se paralizaron las obras, pues se canceló el contrato con la empresa española Isolux Corsán-Corviam encargada por ejecutar las obras de la segunda fase debido al no cumplimiento de los servicios de construcción de algunas estaciones. La ejecución y finalización del restante de la obra fue asumida por la empresa TIISA – Infraestructura e Investimentos S/A e COMSA

S/A en agosto de 2016, el cual consiguió entregar la totalidad de la obra en 2020. La línea 4 se encuentra operando desde la estación Luz hasta la estación Vila Sônia con una flota de 29 trenes: Ref. [8].

7 CONSIDERACIONES FINALES

El laudo sobre el accidente realizado por el IPT, concluyó que la ruptura del túnel comenzó en las paredes laterales y sobre el apoyo de las cerchas, donde el macizo rocoso presentaba una estructura geológica desfavorable y se encontraba bajo presión de agua. Indudablemente existieron otros factores técnicos ignorados que contribuyeron para el colapso del túnel, que, si se hubieran entendido y considerado como alertas, realizando planificación de acción correctivos, el colapso ciertamente hubiera podido ser evitado.

Este evento ocurrido muestra la importancia de realizar análisis minuciosos, detallados y profundos en lo que se refiere a condiciones geológica-geotécnicas en un túnel, con la finalidad de obtener informaciones litológicas que auxilien no solamente en la fase de proyecto sino también en la fase ejecutiva.

Se debe atribuir la debida importancia en lo que se refiere a la lectura de los equipos de instrumentación, pues ciertamente son herramientas que están o ayudan a alertar posibles problemas o alteraciones en la obra.

Se debe tener siempre en consideración todas las especificaciones técnicas previstas y establecidas por los proyectistas. Si se presenta el caso de que la obra requiera algún tipo de alteración/modificación del proyecto original, este debe ser debidamente justificado técnicamente e informado.

Se debe implementar desde la concesión de la obra un sistema de gestión de riesgos eficiente que lleve en consideración la seguridad de los trabajadores de frente de obra, transeúntes y población circundante a la obra (incluyendo toda la parte urbana).

8 REFERENCIAS

[1] Salgado Schuabb Marina, *Avaliação do Projeto de Construção da Linha 4 do Metrô de São Paulo pela Metodologia de Opções Reais*. Brasil: Tese de Doutorado. PUC-RJ, 2009, pp: 28-43.

[2] Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), *Investigação e Analise do Colapso da Estação Pinheiros da Linha 4 do Metro de São Paulo,* Relatório Técnico N° 99642-205. Brasil, 2008, 393 pgs.

[3] Recker José, *Projeto e Construção da Estação Pinheiros – Relatório do IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas) sobre o acidente na Estação Pinheiros do Metrô de São Paulo*. Brasil, 2016, 384 pgs.

[4] Rey Sabin Alberto, Pardo Agra Gabriel, Raúl Hurtado, *Túneles y Obras Subterráneas*. 1a ed., España, Gráficas Couché, SL, 2010, 212 pgs.

[5] De Oliveira, D. G. G., Monteiro, M. D., Rocha, H. C. Dias, C. C., *Aspectos Geotécnicos Dos Maciços Ao Longo Do Trecho Entre Vila Sônia e Taboão da Linha 4-Amarela, do Metrô de São Paulo*. Brasil, 4th Congresso Brasileiro de Túneis, 2017, 11 pgs.

[6] NIEBLE, C et al. *O Acidente Da Estação Subterrânea De Pinheiros Da Linha 4 Do Metropolitano De São Paulo: Um Caso De Condições Geológicas Locais Que Levaram A Um Comportamento Geomecânico Não Previsto*. Brasil, 2011, 25 pgs.

[7] Tavares Bruno, Reina Eduardo. *MPE - Ministério Público Estadual tem provas de que projeto para o trecho do metrô não foi respeitado*, Brasil, 2008, 6 pgs.

[8] Radar Brasil*, Linha 4 – Amarela, relatório completo: Cronologia*. São Paulo, Brasil, 2020, 5pgs.

Diseño de situaciones de Integración: Edificios históricos

S. Echazú Lamas y M. De Paul

sechazu@hotmail.com; mde paul18@gmail.com
Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Salta

RESUMEN: Este trabajo propone evaluar las competencias específicas como las actitudinales y sociales a través de la implementación de un modelo de Diseño de situación de Integración. En este caso particular, el estudio de edificios históricos, obras emblemáticas que perduran en el tiempo y que son consideradas maravillas de la humanidad y que constituyen el patrimonio de los pueblos.

Desde la catedra Geotecnia I se propone el siguiente Resultado de Aprendizaje (RA) de las unidades 2, 3 y 4:"Identificar los principales tipos de rocas (ígneas, sedimentarias y metamórficas) aplicadas/utilizadas en obras civiles como materiales constructivos y como material para soportar y transmitir cargas mediante **estudio y análisis de** casos de edificios históricos."

El logro del RA descripto mediante la actividad planteada contribuye a que el alumno desarrolle las siguientes competencias específicas, actitudinales y sociales :

- estudiar y analizar obras desde su fundación, considerando el tipo de material pétreo, las problemáticas del lugar, los procesos constructivos y el uso de materiales de la zona
- observar con espíritu crítico la evolución de la tecnología y las soluciones a los problemas geotécnicos de acuerdo al estado del arte en los distintos lugares del mundo.
- Desempeñarse en equipos de trabajo.
- Comunicarse con efectividad
- Actuar con ética, responsabilidad
- Aprender en forma continua y autónoma

La evaluación se realiza a través de un informe escrito bajo un formato académico y una presentación oral utilizando archivos del tipo ppt con o sin audio. Cada uno de estos informes será evaluado a través de rubricas.

Palabras clave: EDIFICIOS HISTÓRICOS-COMPETENCIAS- SITUACIONES DE INTEGRACIÓN

1 INTRODUCCION

1.1 *Antecedentes*

De acuerdo a CONFEDI [1] el concepto de competencia "Competencia es la capacidad de articular eficazmente un conjunto de esquemas (estructuras mentales) y valores, permitiendo movilizar (poner a disposición) distintos saberes, en un determinado contexto con el fin de resolver situaciones profesionales". Es decir, el elemento central para desarrollar competencias pasa por la movilización, articulación e integración de los saberes conocer, hacer y ser, en un determinado contexto [2]. Considerando que los momentos principales de aprendizaje: aprender los recursos y participar en actividades de integración y de evaluación formativa permiten aprender cómo movilizar los recursos en situaciones complejas [3].

Por otra parte, la enseñanza superior se caracteriza por su libertad de cátedra, donde cada docente establece criterios, estilos de enseñanza y de evaluaciones.

En los últimos años, desde el CONFEDI se plantea otra mirada, donde el alumno juega un rol principal en vista a un profesional proactivo para un mundo global. Para ello requieren de docentes actualizados que acompañe los cambios. Se produce entonces un cambio de paradigma: de la educación tradicional centrada en el docente a una educación centrada en el alumno.

Bajo esta premisa, el Laboratorio MECEK realiza el lanzamiento del Curso: Experto en formación por competencias. Un curso dictado por ingenieros para ingenieros conociendo la formación académica de los futuros alumnos (docentes ingenieros) donde la formación didáctica y pedagógica es acotada en su gran mayoría. Cabe destacar, que todas las actividades realizadas en el curso partieron del material existentes en las asignaturas de cada docente.

Entonces, empieza un proceso de transformación, que quizás se realizaba en forma intuitiva, pero ahora tenían un fundamento teórico. Desde la redacción de los resultados de aprendizajes, estableciendo nivel del mismo, el análisis crítico de la asignatura, definir la mediación pedagógica, realizando proyectos y los criterios de evaluación hasta la generación de Sylabus, conformando un contrato con el alumno.

La aplicación de las competencias especificas se visualiza en cada trabajo que se presenta, mientras las competencias genéricas son las más difíciles de establecerlas, en qué nivel, cuando y quienes podrían evaluarlas.

La pandemia del SARS covid -19 afectó a toda la humanidad y a todos los estilos de vida, y la educación no fue la excepción. La gran desilusión de muchos: no a la presencialidad, para otros una oportunidad y un desafío: educación a distancia con herramientas virtuales.

Docentes y alumnos embarcados en una nueva normalidad, donde cada uno debía aportar un grano de arena para salir adelante, sabiendo las limitaciones de conectividad y de recursos informáticos.

La diagramación del curso y lo aprendido en todas las actividades permitieron poder llevar adelante este desafío en la asignatura, por otra parte, esta situación permitió a los alumnos desarrollar de diferentes competencias:

- Utilizar las técnicas y herramientas de aplicación en la ingeniería.
- Desempeñarse en equipos de trabajo.
- Comunicarse con efectividad
- Actuar con ética, responsabilidad
- Aprender en forma continua y autónoma.

Asumiendo que "las competencias laborales se desarrollan efectivamente en la reflexión sobre una acción real" [4], el diseño de las Situaciones de Integración en el mundo académico debe orientarse en dicho sentido, pero en forma gradual, considerando tanto los diferentes niveles en un Plan de Estudios, así como la secuenciación de los Resultados de Aprendizaje [2]

2 PEDAGOGIA DE LA INTEGRACION- DISEÑO DE SITUACIONES DE INTEGRACIÓN

2.1 *Pedagogía de la Integración*

La integración de los conocimientos de los alumnos fue formalizada en la década del 80 por primera vez por De Ketele [5]. Dicho autor sugiere que, la integración se articula alrededor del concepto de **objetivo terminal de integración**, al cual contribuyen todos los aprendizajes de un año. Este objetivo se verifica a través de **una situación de integración** que se le propone al alumno. Un objetivo de integración es una competencia que, de manera ideal, posee las siguientes características:
- la competencia se ejerce en una situación de integración, es decir una situación compleja que incluye información esencial e información parásita, información que no es pertinente para resolver la situación y pone en juego los aprendizajes anteriores;
- la competencia es una actividad compleja que necesita la integración y no la yuxtaposición de saberes y de saberes-hacer anteriores y culmina en un producto evaluable que los integra;
- la situación de integración es lo más parecido posible a una situación natural que podrá encontrar el alumno; por consiguiente, tiene una función social;
- el objetivo de integración requiere del saber-ser y del saber devenir orientados hacia el desarrollo de la autonomía.
Roegiers [6] define a **la integración** como una operación por medio diferentes elementos interdependientes que estaban disociados al inicio, para hacerlos funcionar de una manera articulada en función de un objetivo dado.
Desde el punto de vista pedagógico, se propone la integración de los conocimientos, la cual consiste, para el alumno, en articular diferentes conocimientos y movilizarlos en situación: conocimientos particulares, conceptos, saber-hacer, reglas, procedimientos, etc.
Las tres características de una acción de integración son:
- la interdependencia de los diferentes conocimientos, la cual está ligada a la organización de los contenidos y de las disciplinas;
- la coordinación y la movilización dinámica de estos conocimientos;
- la polarización de esta movilización hacia la resolución de diferentes situaciones

2.2 *Diseño de Situaciones de Integración*

El termino situación se utiliza en el sentido de “situación problema”, considerando un conjunto de actividades que debe articular de acuerdo a una determinada. Para ello, se establecen los siguientes aspectos: *las características, los constituyentes y el carácter significativo de la situación. (Ver Fig.1)*

Las características de una situación son :

- La integración: de competencias (saber ser)y el englobe diferentes temáticas o áreas (conocer)
- La producción esperada: corresponde a la respuesta, solución del problema, etc, planteada por el alumno o alumnos. Cada actividad tendrá un sello particular
- El Carácter de a-didáctica: es decir que el alumno toma el problema como propia. Por lo tanto, el alumno es invitado a movilizar sus conocimientos y buscar el camino que le resulte mejor. (enfoque de competencias).

Los constituyentes de una situación son tres elementos:

- El soporte es el conjunto de elementos materiales que le son presentados al alumno: texto escrito, ilustración, foto…

El soporte requiere de tres elementos:
- un contexto, que describe el entorno en el cual uno se sitúa;

- la información sobre la cual el educando va a actuar; de acuerdo a cada caso , la información puede estar completa o con lagunas, ser pertinente o parásita;
- una función, que determina con qué objetivo se realiza la producción.

- La tarea es la anticipación del producto esperado.
- La consigna es el conjunto de instrucciones de trabajo que le es dado al educando de manera explícita.

El carácter significativo de una situación es una situación que moviliza al educando, que le proporciona el deseo de ponerse en movimiento, que le da sentido a lo que aprende. Esto está vinculado al esfuerzo del estudiante dispuesto a aceptar los desafíos. Se puede considerar que el carácter significativo puede aparecer en diferentes niveles y están relacionados a los constituyentes de la situación (contexto, tarea)

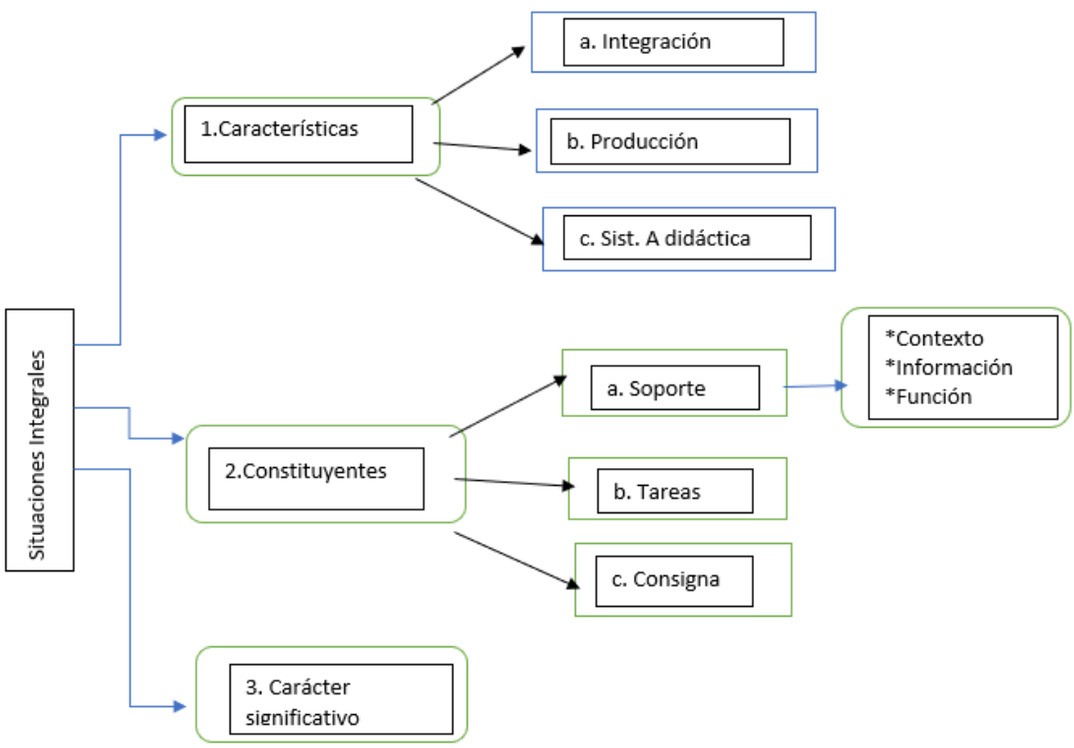


Figura 1. Esquema de situaciones integrales

2.3 *Competencias*

Este trabajo propone evaluar competencias específicas como competencias sociales y actitudinales a través de la implementación de este modelo.
Las competencias que se quieren desarrollar por parte de los estudiantes dependen de:

1. Tipo de tarea esperado
2. El tipo de soporte y la ejecución de las tareas

Esto está relacionado con el nivel de desarrollo de la competencia, es decir asociado a las Taxonomías de Bloom [7]. Asimismo, se debe tener en cuenta que los soporte deben ser preciso para evitar situaciones asimétricas

3 DISEÑO DE SITUACION DE INTEGRACION

3.1 *Geotecnia I*

El plan de estudios vigente de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería es del año 1999, donde todas las asignaturas son promocionales. Esto llevó a los equipos docentes de las asignaturas, entre algunos de los aspectos relevantes, a:

- generar materiales didácticos de acuerdo a los contenidos de los programas (guías de estudios, trabajos prácticos, videos, etc.)
- diagramar y planificar las actividades presenciales y no presenciales junto a las asignaturas del mismo año (parciales, coloquios, salidas de campo, laboratorios, trabajos prácticos)
- realizar un seguimiento del alumno a través de diferentes tipos de evaluaciones (formativas y sumativas)
- potenciar el trabajo autónomo y colaborativo de los alumnos

Estos cambios serían la base del cambio de paradigma de un aprendizaje centrado en el docente a un aprendizaje centrado en el alumno.

La catedra Geotecnia I se encuentra ubicada dentro del plan en 1er cuatrimestre de 3er año de la carrera de Ing. Civil, desde la modificación del plan en el año 2005. Esta adecuación se debió a la incorporación de los temas Usos de rocas como materiales de construcción e introducción a la Mecánica de Rocas, lo que generó un ajuste en las correlatividades incorporando a Estabilidad II, junto a Química general.

La asignatura está diagramada en tres partes: la primera parte corresponde al reconocimiento de los minerales y rocas (Unidades 2,3 y 4), la segunda parte corresponde a diferentes procesos endógenos y por último a procesos exógenos que dan origen a los suelos.

El equipo docente está integrado por un Profesor adjunto dedicación exclusiva y un jefe de trabajos semiexclusiva. Los contenidos de la asignatura permiten incorporar dos perfiles profesionales, en este caso una ingeniera y una geóloga, generando un espacio multidisciplinario entre la ingeniería y las ciencias naturales.

El número de alumnos se ha modificado desde el inicio del plan, dado que la asignatura originalmente estaba en 1er año donde el alumnado llegaba a los 120, mientras con la modificación del plan el número de alumnos promedio por cuatrimestre es de 40 alumnos. Cabe destacar que la asignatura se redicta en el segundo cuatrimestre.

Los alumnos se distribuyen en dos comisiones de 20 alumnos, los cuales constituyen grupos entre 5 y 6 alumnos, desde el inicio del cursado, permitiendo que interactúen, se conozcan entre los integrantes de los grupos y pueden definir roles dentro de los mismos.

A partir del año 2017, se inicia un nuevo proceso de cambios en la Facultad de Ingeniería en vista de los nuevos estándares para las carreras de ingeniería. Esto requirió redefinir el perfil del docente como guía, facilitar, curador de contenidos, con manejo de TIC y generar en el alumno la motivación para superarse, ser activo y participativo. En vista de ello, la capacitación incorporada por el equipo docente durante los dos años posteriores permitió incorporar metodologías activas dentro de la planificación de la asignatura y tender al diseño de formación por competencias, uno de los recursos utilizados dentro de esta nueva visión son los casos de situaciones de integración.

Este modelo de formación por competencias se basa en el alineamiento constructivo de tres pilares: los resultados de aprendizaje (RA), la mediación pedagógica y el sistema de evaluación.

Considerando a RA como lo que se espera que sepan los estudiantes y sean capaces de hacer al final de un periodo de aprendizaje, relacionando conocimientos, habilidades y conductas. Es por ello que se propone como resultado de aprendizaje para la primera parte de la asignatura: “Identificar los principales tipos de rocas (ígneas, sedimentarias y metamórficas) aplicadas/utilizadas en obras civiles

como materiales constructivos y como material para soportar y transmitir cargas mediante estudio **y análisis de** casos de edificios históricos."

Para lograr el RA descripto se parte de los conocimientos previos sobre el reconocimiento de los principales minerales y rocas realizados sobre una base limitada de muestras, para llegar a la propuesta de realizar el trabajo integrador sobre el estudio de edificios históricos (mediación pedagógica), donde podrán observar los diferentes materiales pétreos utilizados en forma natural, su aplicación en función de sus propiedades físicas y químicas, y la extracción de los mismos de zonas cercanas, en su mayoría, a la zona de implantación de las obras.

El análisis de situaciones reales permite movilizar no solo los saberes conocer, sino también los saberes hacer. Es por ello, importante plantear situaciones acordes a los niveles de logro esperados para que los alumnos cierren con evaluaciones altamente satisfactorias.

3.2 *Diseño de situaciones de Integración*

Tema: Estudio de Edificios Históricos

1- Características de la situación

1a) Integración de saberes:

Conocer y hacer:

Minerales y rocas ígneas, sedimentarios y metamórficos
Comportamiento de materiales pétreos y su aplicación de obras civiles

Saber Ser:

Trabajo en equipo (designación de roles, responsabilidades, cooperación)
Ética y responsabilidad
Respeto a las normativas de trabajo

1b) Producción esperada

- Integrar los contenidos de la asignatura con una obra existente que perdura en el tiempo
- Analizar los antecedentes del proyecto en bibliotecas digitales
- Analizar las diferentes técnicas según el periodo constructivo
- Identificar las fuentes de los materiales (canteras), métodos de extracción, etc.

1c) Situación a-didáctica

- Aprender en forma continua y autónoma: permitir a los alumnos profundizar los diferentes temas, búsqueda de información, material bibliográfico en bibliotecas virtuales libres, pero también establecer contactos por medios electrónicos con instituciones como COPAUS, COPAIPA y otras instituciones
- Uso de herramientas informáticas: generación de presentaciones en diferentes formatos (ppt, videos, camtasia, etc.)
- Desempeñarse en equipos de trabajo colaborativos.

2- Constituyentes de la situación

2a) Soporte

Contexto

La primera parte de la asignatura permite el reconocimiento de los minerales y rocas desde el punto de vista mineralógico, y las principales propiedades megascópicas, físicas y químicas, a partir de allí se busca integrar estos conocimientos en la aplicación de los materiales pétreos en las obras civiles.

La realización de este trabajo por los alumnos, como futuros ingenieros civiles, les permite tener una visión de integral del uso de los materiales pétreos en los distintos ítems de obras, en un determinado contexto temporal con tecnologías y mano de obra de ese momento, y los estilos arquitectónicos, como asi también como material con capacidad de transferir cargas.

Información

La cátedra implementó esta actividad desde el año 2017, en cada cuatrimestre se proponen diferentes grupos de edificios históricos para el análisis, por ejemplos: las maravillas del mundo, obras de los pueblos precísanos, edificios de la ciudad de Salta, etc. La información es obtenida de diferentes fuentes bibliográficas en red, utilizando palabras claves asociadas al tema de investigación y también por asociación con obras similares de los diferentes proyectistas.

En el caso de las obras locales, los alumnos pueden realizar las visitas correspondientes y obtener información de las bibliotecas de las instituciones mencionadas.

Función

Este estudio permite a los alumnos enriquecer sus conocimientos de sobre diferentes tipos de obras, sus materiales y tecnologías (desde un punto de vista técnico), como así también generar un espacio de historia y cultura de manera de interactuar con otras áreas del conocimiento.

El trabajo multidisciplinar y el trabajo en equipos son la base de los nuevos modelos de trabajo

2b) Tarea

Constitución del equipo de trabajo:

- designación de un coordinador a cargo
- integración de los alumnos identificando entre los pares sus habilidades

Plan de acción

- Búsqueda y selección bibliográfica, selección de los aspectos requeridos en la investigación
- Caracterizar la zona de implantación del edificio y las condiciones urbanisticas el momento de su Emplazamiento
- Situación geopolítica e histórica que generó la demanda de la ejecución de la obra.
- Identificar los materiales constructivos utilizados, lugares de extracción, transporte. Tecnologías constructivas de la época

Generación de informe

El informe contendrá los aspectos indicados en el punto anterior. Se realizarán dos presentaciones:

El texto respetará el formato indicado para la realización del mismo

a) Presentación en ppt ,o video(camtasia) para la exposición oral frente a la catedra de duración entre 15 a 20minutos

Consigna

Las consignas se detallarán en el punto 3.3 Guía Didáctica

3- Carácter significativo

. El carácter significativo en este trabajo está dado por:

- La definición de roles de los integrantes del equipo para tomar de decisiones y criterios de trabajos, donde el docente es facilitador y guía
- El análisis de las obras y observación en las resoluciones de las mismas con materiales locales o importados (según el lugar de emplazamiento de la obra) y las técnicas utilizadas (según la época de la construcción de la misma).
- La reflexión sobre una obra (una situación real) en el mundo académico a través del modelo el diseño de las Situaciones de Integración de acuerdo al nivel del alumno de 3er año de la carrera de Ingeniería civil

3.3 *Guía Didáctica*

A continuación, se adjunta el modelo de la guía Didáctica:

Asignatura: Geotecnia I
Área: Tecnológicas Básicas
Carrera Ingeniería Civil- I Cuatrimestre 2021
Guía Didáctica: **Las rocas como materiales de construcción. Edificios históricos**

Resultado de aprendizaje:
"Identificar los principales tipos de rocas (ígneas, sedimentarias y metamórficas) aplicadas/utilizadas en obras civiles como materiales constructivos y como material para soportar y transmitir cargas mediante estudio **y análisis de** casos de edificios históricos."

Semanas (duración): 3 semanas
Justificación
Luego de haber realizado el reconocimiento de los diferentes minerales y tipo de rocas desde los conceptos teóricos y la observación macroscópica, se propone el estudio de la aplicación de estos materiales en las obras civiles.
Saberes previos
Minerales (ígneos, sedimentarios y metamórficos)
Rocas ((ígneos, sedimentarios y metamórficos)
Actividades previas
Trabajos prácticos
N°1 Minerales Petrogénicos (ígneos, sedimentarios y metamórficos)
N°2 Rocas ígneas: Plutónicas y volcánicas
N°3 Rocas sedimentarias clásticas, químicas y biogenéticas
N°4 Rocas metamórficas foliadas y no foliadas

Mediación Pedagógica
Actividades para el aprendizaje y comprensión

- Lectura del Documento: de los archivos que se encuentran en la plataforma MOODLE de FI-UNSA:
- Carpeta de Usos de rocas
- Bibliotecas virtuales
- Documentos relacionados con los temas en los sitios web

Actividades
Para ello se plantean dos actividades:

- Trabajo de Investigación
- Presentación de video o ppt animado

A) Trabajo de Integración
(Aprendizaje basado en la investigación)
El trabajo consistirá en la investigación del uso de las rocas y agregados aplicados como material de construcción en las diferentes obras civiles.
Para ello se conformarán grupo en cada comisión de 5 alumnos, designando un coordinador por grupo para el análisis de las siguientes obras(ejemplos):

- Cabildo de Salta
- Edificio Mitre 23

- Iglesia La viña
- Iglesia San Francisco
- Convento San Bernardo
- Hospital del Milagro
- Catedral de Salta

La presentación escrita se diagramará de acuerdo a los siguientes ítems teniendo en cuenta el formato subido a la plataforma Moodle:

- Introducción
- Enmarque Histórico/ Cultural
- Características generales del lugar de emplazamiento de la obra (Clima, Suelo, Condiciones hidráulicas, etc.)
- Descripción de la obra (Fundaciones, estructuras, mamposterías, cierres, terminaciones en general, detalles ornamentales)
- Materiales utilizados (lugares de extracción, procesos de extracción)
- Procesos constructivos.
- Conclusiones
- Bibliografía

B) Trabajo de Integración -Video o ppt animado (Aprendizaje basado en la investigación)
Seleccionar los conceptos más relevantes de la investigación en video o presentación ppt con animación. La duración no deberá exceder los 20 minutos.
Ambas actividades serán subidas a la plataforma o en su defecto el link correspondiente para su visualización

Criterios de evaluación (Tabla 1 y Tabla 2)
Trabajo de Investigación (presentación escrita)

	Principiante	**Básico**	**Autónomo**	**Avanzado**
Introducción Enmarque Histórico y cultural 20	Poca información	Contiene información general	Introducción completa, omite detalles menores	Introducción completa, bien escrita
Descripción de la obra Lugar de emplazamiento 30	No presenta detalles	Presenta detalles generales	Presenta todos los detalles, con algunas omisiones.	Presenta todos los detalles importantes Figuras, gráficas correctas
Materiales (obtención y explotación) Procesos constructivos 30	Explicación Figuras, grafico incorrectos	Explicación Figuras, gráficas correctas con limitaciones	Explicación Figuras, gráficas correctas con detalles	Explicación Figuras, gráficas correctas adicionando información aclaratoria
Conclusiones 10	No corresponde	Conclusión limitada	Conclusiones básicas con poca precisión.	Conclusiones claras y concisas
Formato del trabajo 10	No cumple	Parcialmente	Cumple con algunos detalles.	Totalmente

Tabla 1: Rúbrica de evaluación del informe escrito

Trabajo de Investigación (presentación visual)

	Principiante	**Básico**	**Autónomo**	**Avanzado**
Textos	Sin escala adecuada	Exceso de textos	Adecuada información	Muy buena elección de la información
Imágenes	Fuera de escala	Tamaños excesivos	Tamaño adecuado	Excelente distribución de imágenes
Contenidos y estructuración	Presentación confusa o muy larga	Presentación que no llega a completar la información	Presentación adecuada en tiempo y forma	Presentación que brinda el total de la información con el tiempo estipulado

Tabla 2: Rúbrica de evaluación de la exposición o presentación

Consultas: Las consultas se coordinarán con cada grupo y docente para evaluar el avance del trabajo.
Entrega y defensa: Fecha estimada de acuerdo a los avances, respetando el tiempo fijado para la actividad

3.*4 La evaluación de la implementación*

Para evaluar la actividad se plantea las siguientes rúbricas de seguimiento (Tabla 3, Tabla 4 y Tabla 5)

a) Desarrollo de las competencias (Saber ser)

	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo n-1	Grupo n
Trabajo en equipos					
Aprendizaje autónomo y continuo					
Utilización de herramientas informáticas					

Tabla 3: Seguimiento de las competencias por grupo

b) Seguimiento de los equipos de trabajo -Impacto en la asignatura

	Ninguno	25%	50%	75%	100%
Grupos que no interpretaron las consignas					
Grupos que avanzaron en forma progresiva					
Grupos que aprobaron el trabajo					

Tabla 4: Seguimiento del trabajo en equipo y el impacto en la asignatura

c) Encuesta de satisfacción a los alumnos

	1	2	3	4	5
Dificultad para la obtención del material					
Dificultad para establecer contacto con instituciones					
Duración de las actividades					
Sugerencias					

Tabla 5: Encuesta final a los alumnos

Valoración	1 menor dificultad/ tiempo escaso	5 mayor dificultad/ tiempo optimo

4 EJEMPLOS -TRABAJOS DE SITUACIONES DE INTEGRACION

4.1 Trabajo N°1

Catedral Basílica de Salta-Uso de Rocas como Material de Construcción

Carrasco Alam Enmanuel, Mamani Luis Andrés, Nieve Gonzalo y Quiñones Luis
alancaslacarrasco@gmail.com; andresmamani11@gmail.com; nievegonzalo@gmial.com; luis8salta@gmail.com
Asignatura: Geotecnia I- Facultad de Ingeniería

RESUMEN: en el siguiente informe, se presenta una investigación acerca de la construcción de la Catedral Basílica de Salta, ubicada en la Cuidad de Salta, frente a la plaza 9 de Julio, sobre calle España entre las calles Bartolomé Mitre y Zuviria. El mismo tendrá un enfoque particular a los materiales que se usaron para dicha construcción, con el objetivo principal de reconocer minerales y tipos de rocas empleados. La edificación de este templo duro aproximadamente 30 años.

Palabras clave: Canteras-Fachada-Arquitectura-Patrimonio-Iglesia

INTRODUCCION

La Catedral Basílica de Salta es el símbolo y la manifestación de fe de los salteños. El santuario resguarda las imágenes del Señor y la Virgen del Milagro, los patronos de la Ciudad de Salta, que cada 15 de septiembre el templo recibe miles de devotos de todas partes de la Provincia para renovar su pacto de fidelidad.

La Catedral ha sido declarada Monumento Histórico por Decreto N° 95.687, el 14 de Julio de 1.941.

Su importancia como monumento arquitectónico se debe a que es una obra de gran valor estético. Es por esto y por sus dimensiones que se la considera entre las mayores obras religiosas del país.

Figura 1. Fachada Principal de la Catedral Basílica de Salta.

4.1 Trabajo N°2

Centro cultural América

Nieva Alejandro ;Luciano Livelli;Carlos Callave;Jonatan Guardia;Nicolas Tornero; Lucila Estefania Avila.
alejandro312753@gmail.com;
guardiajonathan81@gmail.com;lucianolivelli@gmail.com;nicootoornero@gmail.com;
luluestefi@gmail.com .
Asignatura: Geotecnia I - Facultad de Ingeniería (UNSa).

RESUMEN: Este trabajo de investigación es sobre el Centro Cultural América ubicado en la ciudad de Salta en calle Mitre 23. Tiene como objetivo analizar los tipos de materiales rocosos, su aplicación en la obra y cómo se utilizaron para llevar a cabo la construcción, además veremos los procesos constructivos que se aplicaron en la misma.

Palabras claves: Centro cultural América - Arquitectura - Rocas -

1 INTRODUCCIÓN

La construcción del centro cultural América constituyó un alarde tecnológico para su época, se trata de un edificio que responde al más puro academicismo Francés, con una fachada dividida en tres niveles y el subsuelo.

Su construcción fue una de las primeras en seguir la tendencia Francesa de la época, un estilo que luego sería empleado en otras viviendas y edificaciones, que contrastaba con las estructuras coloniales españolas o italianas que predominaban por ese entonces, durante su construcción sufrió varias modificaciones debido a las funciones que fué cumpliendo, sin embargo en la actualidad se trata de un monumento histórico nacional, declarado así desde 1994, siendo una de las obras de ingeniería y arquitectura más importantes de la ciudad de Salta donde diferentes artistas presentan su obra para poder ser disfrutadas por salteños y turistas.

Figura 1: Frente de Centro Cultura

4.3 Trabajo N° 3

Iglesia San Francisco

I.I. Leal; E.G. Facundo; D. Sanjinés; I.R. Valdez
ivanignacioleal@gmail.com; estebanfacundo16@gmail.com; diego.sanjines97@gmail.com; raulvaldez408@gmail.com
Asignatura: Geotecnia I – Facultad de Ingeniería

RESUMEN: En este informe estudiaremos a unos de los cascos históricos más importantes de la Ciudad de Salta, considerado monumento nacional y protegido por el patrimonio nacional, de gran jerarquía eclesiástica, motivo por el cual, lo lleva a ser reconocido mundialmente por su imponente arquitectura y diseño. Estamos refiriéndonos a la Basílica menor San Francisco. El trabajo de investigación consiste en conocer, la historia sociocultural y económica desde el inicio de su obra, los métodos de construcción que se utilizaron y lo más importante la aplicación de rocas en estructura como también en agregados estéticos.

PALABRAS CLAVES: Franciscanos-Cerro-Campanil-Cuarcitas

INTRODUCCION

La iglesia San Francisco, como todos los salteños la conocemos en la actualidad, comenzó a ser construida el 17 de septiembre de 1759. Luego de unos años, con una edificación retardada por algunas catástrofes, el Padre Fray Luis Giorgi tomó las riendas de la obra, ya que era un reconocido arquitecto y escultor italiano, y quien fue el encargado de dejar la fachada e interior como lo conocemos en la actualidad. Se estima que la obra se terminó en 1873, aproximadamente 114 años desde el inicio de la obra. Esto debido entre otras cosas a que después de la revolución de Mayo y de las guerras que duraron entre 1810 y 1826 la comunidad franciscana tuvo muchos trastornos y por muchos años no pudieron venir a acudir en ayuda al convento salteño. Para los franciscanos y para las otras órdenes religiosas, en el periodo de 1810 a 1860, fue un continuo calvario. Fueron cerradas todas las casas religiosas donde no había un alto número de religiosos, hubo infiltración de elementos espías, se restringió y supervisó toda actividad apostólica, se vigiló estrictamente cada misión indígena, debido a la organización eclesiástica del gobierno patrio de 1813.

Figura 1. Frente y torre de la Basilica de San Francisco

4.4 En las secciones anteriores 4.1,4.2,4.3 se presentan ejemplos de la primera hoja de los trabajos realizados. La guía didáctica facilita a los grupos de alumnos para organizar y orientar el desarrollo del de los trabajos. En general, basaron la búsqueda en información de bibliotecas virtuales y en el caso particular de las obras locales, accedieron a entrevista con responsables de los mismos y con antecedentes en los sitios pudieron vivenciar las etapas constructivas, los materiales utilizados y las tecnologías utilizadas. En general los trabajos tienen extensiones entre 20 y 25 hojas, donde se observa que deben ajustar la selección de contenidos y de imágenes.
Las producciones de los videos o presentaciones de ppt animadas demuestran creatividad, manejo de las tecnologías, capacidad de síntesis.
Los edificios históricos estudiados y presentados se encuentran en un radio de 10 (diez) cuadras alrededor de la plaza principal de Salta, esto permitió realizar un estudio en conjunto de la evolución y crecimiento de la ciudad desde su fundación hasta la actualidad como también analizar los suelos del área, que incidieron el tipo de fundaciones de las mismos, obras de canalización de los riachuelos y etapas para lograr la urbanización actual, como también ubicación de las canteras de rocas en la ciudad y sus alrededores y las explotaciones de áridos en a través de la historia.

5 CONCLUSIONES

De acuerdo a la propuesta de la evaluación de la implementación de este modelo de Situaciones de Integración, se puede concluir que:

- Este modelo es adecuado para la integración de diferentes áreas o cierre de un determinado
- Los alumnos logran integrar tanto las competencias sociales, actitudinales con las específicas.
- Los grupos identifican un líder, quien los organiza y lleva a cabo la tarea de coordinación entre ellos.
- Cada trabajo es el resultado de un desafío diferente que es resuelto con criterios diferentes, reflejando el interés y la impronta de cada grupo.
- El docente cumple el rol de facilitador y guía para poder llevar a delante la búsqueda de la información.
- El uso de rubricas permiten la realización una evaluación cuantitativa y cualitativa evitando cualquier tipo de subjetividad.
- El plazo propuesto es ajustado, pero es una forma de fijar límites, sino se dilatan las presentaciones y no se puede continuar con el dictado de la asignatura.
- El estudio sobre una obra (una situación real) en el mundo académico a través del modelo, de acuerdo al nivel del alumno de 3er año de la carrera de Ingeniería civil, permite el acercamiento con la perspectiva del futuro profesional.

6 REFERENCIAS

[1] CONFEDI, *Competencias genéricas. Desarrollo de competencias en la enseñanza de la ingeniería argentina.* San Juan, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de San Juan, 2006
[2] Kowalski Victor et al. *Programa de Formación Docente para orientar su práctica hacia la Formación por Competencias Módulo 3: Sistema de Evaluación de Competencias*. Misiones, 2018.
[3] Jabif L , *Competencias y situaciones: un matrimonio inseparable*. Revista Electrónica de Desarrollo de Competencias (REDEC), Vol. 2, No 6, 2010.
[4] Mastache Anahi et al. *Formar personas competentes. Desarrollo de las competencias tecnológicas y psicosociales*. Ed. Novedex, pag.245,2009

[5] De Ketele, Jean Marie, *Observar para educar. Observación y evaluación en la práctica educativa.* Editorial Visor, Madrid,1984

[6] Roegiers, Xavier, Pedagogía *de la integración: Competencias e integración de los conocimientos en la enseñanza*. San José: Coordinación Educativa y Cultural Centroamericana y AECI. Colección IDER (Investigación y desarrollo educativo regional),2007

[7] Kowalski Victor, Erck Mercedes et al. *Programa de Formación Docente para orientar su práctica hacia la Formación por Competencias Módulo 1: Competencias y resultados de aprendizajes* Misiones, 2018.

Importancia del diseño de la fundación en la rehabilitación de edificios patrimoniales de mampostería en zona sísmica

I. Maldonado, P. Martín, N. Maldonado, D. Buss y W. Doña

maldonadogeotecnia@yahoo.com.ar; pablo.martin@frm.utn.edu.ar; ngm@frm.utn.edu.ar; ingdiegobuss@yahoo.com.ar; waljdo@hotmail.com

Centro Regional de Desarrollos Tecnológicos para la Construcción, Sismología e Ingeniería Sísmica
Facultad Regional Mendoza, CeReDeTeC, Rodríguez 273, Mendoza, (M5502AJE), Argentina
UTN Facultad Regional Mendoza. Dpto Ing. Civil. Rodríguez 273, Mendoza, (M5502AJE), Argentina

RESUMEN: Se presentan las propuestas de intervención a nivel de fundación de dos edificios de mampostería cerámica cocida monumental de fines del siglo XIX y principios del siglo XX. Los edificios han tenido distintas intervenciones arquitectónicas a lo largo de su historia, con patologías que afectan su seguridad estructural frente al sismo. La baja capacidad portante del suelo para las fundaciones existentes justifica el daño existente. En el análisis de la puesta en valor de la fundación se han considerado distintas alternativas disponibles, desde la no intervención hasta una intervención significativa, en función de la disponibilidad de acceso a la misma y de la tecnología local, para compatibilizar las presiones que trasmite el edificio al suelo. Se resalta el gran impacto tecnológico y económico de la rehabilitación de las fundaciones en relación a la superestructura a incorporar. Por otra parte, se pone de manifiesto que la ejecución del trabajo de rehabilitación requiere de mano de obra calificada y detalles constructivos muy cuidados para no afectar pinturas o morteros históricos. Se analizan los resultados de su puesta en valor.

Palabras clave: REHABILITACIÓN DE FUNDACIONES – MAMPOSTERÍA PATRIMONIAL – SISMO

RESUMEN: .....

1 INTRODUCCIÓN

1.1 *Antecedentes*

La reutilización de las fundaciones para nuevas estructuras no es nueva; catedrales y castillos han sido reconstruidos sobre sus ruinas tanto en Europa como en África, Asia y América a través del tiempo. La falta de capacidad portante de las fundaciones existentes es una característica a considerar en el diseño de la estructura de renovación de las construcciones existentes [1]. Esta problemática se agudiza en zona sísmica y para el caso de restauración de edificios con valor patrimonial histórico, el énfasis de la misma está dado en los valores arquitectónicos e históricos, mientras que el uso puede ser de importancia secundaria. El desafío estructural es más importante cuando hay que habilitarlos para uso público (caso de escuelas, iglesias y museos) [2]. La renovación de construcciones existentes será una condición cada vez mayor a la sostenibilidad de las comunidades locales.
La metodología de estudio de construcciones históricas es integral y comprende las siguientes etapas: un relevamiento detallado, toma de decisiones de emergencia, el análisis de las condiciones de conservación del edificio, el diagnóstico y las propuestas de rehabilitación [3]. En zona de alto riesgo sísmico con terremotos de fuente cercana, es difícil de seguir estrictamente los principios de las diferentes cartas de restauración y la tarea es un reto de la ingeniería estructural.
Con los datos de campo y de laboratorio, se modelan los edificios por elementos finitos, que incluye la interacción con el suelo y se analizan distintas alternativas para la rehabilitación: técnicas tradicionales o incorporación de nuevos materiales. También se considera la disponibilidad de la tecnología local para la puesta en valor. Las ventajas de la utilización de hormigón en la rehabilitación de fundaciones es lograr el menor costo y el desempeño estructural de acuerdo con las normas de seguridad vigentes [4], sin afectar los aspectos estéticos de la mampostería en la superestructura.

1.2 *Objetivos*

El objetivo de este trabajo es demostrar a través de dos casos de estudio lo que se debe considerar en la puesta en valor de edificios con valor patrimonial al considerar las fundaciones. Si se tiene en cuenta que desde el punto de vista de la conservación es un requerimiento casi universal de producir cambios mínimos en la estética de la construcción, la evaluación de la fundación existente y su rehabilitación impactan en el planteo de la superestructura y desafían la tecnología de construcción en zona sísmica de riesgo elevado.

2 EDIFICIOS ESTUDIADOS

2.1 *Edificio 1: Escuela-museo*

El edificio corresponde a una escuela tipo monumental construida en el último decenio del siglo XIX y el primer decenio del siglo XX. La estructura es de muros mampostería cerámica cocida de más de 0.55m de espesor y más de 7m de altura sin armaduras, techos de caña y barro con chapa y correas de madera y cámaras de aire bajo piso de madera para acondicionamiento térmico. Desde su habilitación como escuela tuvo daños por efecto de los terremotos locales, cuyos daños fueron reparados superficialmente hasta su inhabilitación después del terremoto de Mendoza de 1985. Las intervenciones y mantenimiento no han sido adecuadas, por lo que desde 1999 a 2010 se realizaron estudios para su puesta en valor. En 2011 el Gobierno de Mendoza y la Dirección de Patrimonio iniciaron el proyecto ejecutivo que culminó con su puesta en valor como museo en 2015 [5].

2.2 *Edificio 2: Museo con pinturas murales*

El edificio corresponde a una casa señorial del año 1892 donde el pintor impresionista Fernando Fader decoró las paredes con pinturas a principios del siglo XX. La estructura muraria es de cerámica cocida de espesor mayor a 0.55m y altura que llega a 10m sin armaduras, los techos tienen escuadrías de madera con cubierta caña y barro y chapa de zinc. La casa fue heredada por el Gobierno de Mendoza, que la puso en valor como museo en la década del 40 con una fuerte intervención estructural. La sismicidad local afectó la estructura muraria, debiendo ser cerrado al público en 2012. En 2013 se realizaron los estudios y en 2019 se habilitó la puesta en valor que incluye también el mantenimiento de las pinturas murales [3].

2.3 *Problemáticas comunes*

La preservación de construcciones de valor cultural requiere de conocimientos que orienten las estrategias técnicas y económicas para mantenerlas [6]. Los materiales de construcción se degradan a través del tiempo al estar en contacto con el medio ambiente, siendo un proceso natural e inevitable. Desde el punto de vista de la utilización la principal incógnita de comportamiento es la velocidad de deterioro, dato necesario para plantear la vida útil estimada en relación a la seguridad y/o funcionalidad de la construcción.

El uso de la mampostería presenta ventajas significativas en cuanto a costo, velocidad de colocación, aspectos estéticos, durabilidad, aislación acústica, aislación térmica, resistencia al fuego y al daño accidental, consumo energético, mantenimiento y reparación, disponibilidad de materiales y mano de obra locales y potencial reciclabilidad. Entre las desventajas se pueden detectar: necesidad de una mayor área resistente respecto al hormigón armado, mejores fundaciones, problemas en las aislaciones, en el tamaño de las aberturas, en la disposición de las juntas, consideraciones de seguridad y salud, problemas de durabilidad por presencia de agua y sales y actualmente falta de mano de obra especializada. La mampostería usada en los edificios estudiados presenta un amplio espectro y variabilidad significativa en las propiedades físico-química-mecánicas. La porosidad media supera el 22% y la succión capilar 1,35 $kg/m^2\ min^{-1}$ [7].

La presencia de humedad es causa de deterioro en la mampostería de edificios antiguos, cuyo origen puede estar en el suelo o por aporte de lluvias o rotura de cañerías de servicios. También las intervenciones con nuevos materiales han incrementado la problemática de la humedad. Las condiciones climáticas locales son beneficiosas para que la humedad sea mínima: zona IVa: templada fría de montaña correspondiente a un clima semiárido y seco, con amplitudes térmicas de entre 14 y 18°C. En esta ubicación hay una alta exposición a la radiación solar durante todo el año [8]. Ambos edificios patrimoniales han presentado daño por el aporte del agua como asentamientos importantes evidenciados en los arcos por pérdidas de agua de cloacas en el caso de la Escuela Mitre [9] o problemas de lixiviación de morteros en los muros del Museo Fader por el aporte del agua de riego de jardines a través de la mampostería [10].

En la Tabla 1 se presentan los resultados de los aportes válidos de distintas épocas, las características de la mampostería utilizada, las principales fallas detectadas y los problemas de durabilidad encontrados durante los estudios.

Tabla 1 – Características de las intervenciones anteriores, mampostería y patologías existentes

Evaluado	Ex-escuela Mitre. Capital	Museo Casa de Fader, Luján de Cuyo
Aportes válidos de distintas épocas	Mantenimiento (pintura, pisos) Reemplazo de pisos flotantes en 1955 Refuerzo bases en 1964	Casa de veraneo. Puesta en valor en 1949 como museo. Actualizaciones posteriores de valor estético.

Evaluado	Ex-escuela Mitre. Capital	Museo Casa de Fader, Luján de Cuyo
Tipo de mampostería	Cerámica maciza artesanal de 0.55 m (cabeza y soga). Buena técnica constructiva empleada 	Cerámica maciza artesanal de 0.55 m (cabeza y soga). Losa de bovedillas y vigas metálicas Buena técnica constructiva empleada
Principales fallas detectadas y problemas de durabilidad	Fisuración por corte en tímpanos por sismo de 1985. Separación de fachada por sismo de 2006. Falta de encadenados perimetrales. Asentamiento de arcos por falta de capacidad portante de fundación. Problema en evacuación de agua y cloacas. Eflorescencia y presencia de sales solubles.	Fisuración de estructuras portantes, mezclas de materiales. Falta de capacidad portante del suelo Aportes de humedad del suelo. Problemas en desagües pluviales. Deterioro de la mampostería por intemperismo (capilaridad), eflorescencia y presencia de sales solubles.

2.4 *Valoración del riesgo sísmico regional*

En la Tabla 2 se presentan las causas de daños estructurales, la valoración del riesgo sísmico regional, las características del suelo obtenidas de los estudios del suelo, la caracterización sísmica del sitio, el periodo del edificio y la forma de medición.

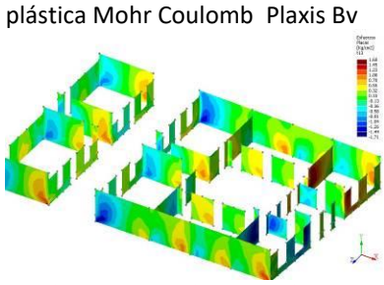
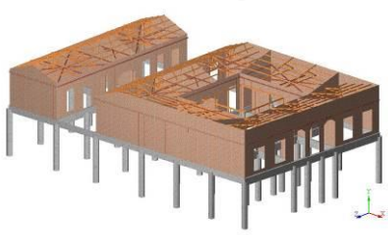
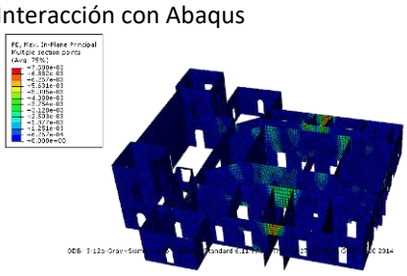
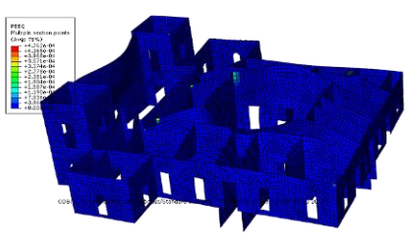
Tabla 2 – Valoración del riesgo sísmico regional

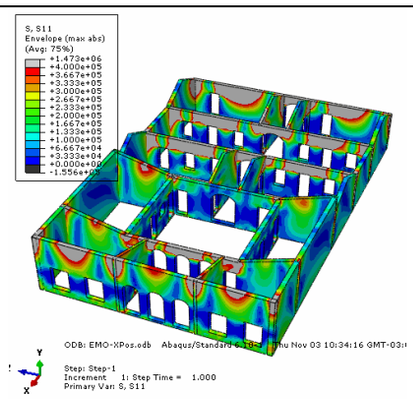
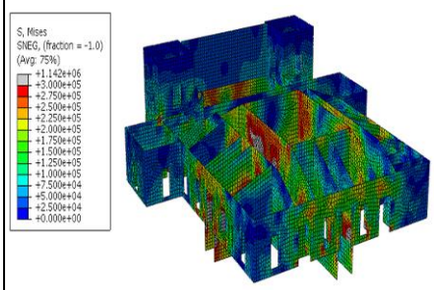
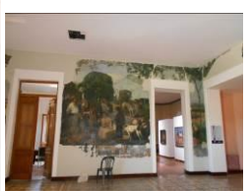
Evaluado	Ex-escuela Mitre. Capital	Museo Casa de Fader, Luján de Cuyo
Causas de daños estructurales	Terremotos de Mendoza: 1917, 1920, 1967, 1985, 2006	Terremotos varios. Intervenciones. Falta de mantenimiento
Riesgo sísmico regional	Elevado (suelo aluvional)	Elevado (suelo aluvional)
Perfil de suelos	-4.5m plásticos CL -9.0m granular	-1m relleno -3m limos -4m granular
Tipo espectral	3- SE	2-SD
Periodos medidos	Periodo original 0,084s Con refuerzo de fundación 0,072s Con refuerzo total 0,060s	Periodo en torres 0,055s a 0,088s
Técnicas utilizadas	Monitoreo de vibraciones. Refuerzos de acero horizontales y verticales. Refuerzo de fundaciones	Monitoreo de vibraciones. Refuerzos de acero horizontales y verticales. Refuerzo de fundaciones

2.5 *Modelación*

En la Tabla 3 se presentan los criterios de modelación del suelo y la mampostería para los edificios estudiados. Se ha tomado como criterio la modelación a través de elementos finitos, utilizando para los muros el elemento tipo placa de 4 u 8 nodos. Para la simulación de la falla del material, se ha utilizado criterios de falla que contemplen el confinamiento por compresión, y de sencilla implementación como Mohr Coulomb, Drucker Prager.
La fundación es modelada mediante resortes elásticos o directamente se modela el suelo, considerando su rigidez (elástica), dado que en este tipo de estructura la rigidez del suelo juega un rol fundamental. La cubierta, que en general resulta flexible, se modelan los principales elementos resistentes, como cerchas, o vigas principales (cumbreras, etc.), distribuyéndose las cargas a estos elementos.
La acción sísmica se determina aplicando los métodos estáticos que establece la reglamentación como fuerzas proporcionales a la masa de cada nodo de la malla de elementos finitos. Por otra parte la fuerza sísmica derivada de la masa de la cubierta se distribuye en los principales elementos modelados [9], [10].

Tabla 3: Modelación de la estructura

Evaluado	Ex-escuela Mitre. Capital	Museo Casa de Fader
Modelación del suelo	Triángulo 15 nodos. Teoría elasto-plástica Mohr Coulomb Plaxis Bv  Fundación en suelo original  Fundación en suelo granular	Teoría elástica Interacción con Abaqus  Fundación en suelo original  Fundación en suelo granular
Modelación de la estructura	Isoparamétricos8 nodos no lineal Abaqus Lineal SAP 2000 rehabilitación	Mampostería no lineal Modelo Drucker Prager Abaqus Lineal SAP 2000 rehabilitación

		
Seguridad estimada	> 80% de la original	> 80% de la original
Tipo de intervención propuesta	Reversible (refuerzo con encadenados metálicos exteriores) Irreversible en fundación.	Reversible (refuerzo con encadenados exteriores). Irreversible en fundación.
Estado actual	Ejecutado 	Ejecutado 

2.6 *Ejecución del refuerzo de fundaciones*

Para la ejecución de la puesta en valor de las fundaciones es necesario experticia en el diseño y en la ejecución. En la Figura 1 se presenta el detalle del refuerzo de fundación de la escuela Mitre y en la Figura 2 se presenta el detalle del refuerzo del muro exterior del Museo Fader. Estas intervenciones requieren prácticas seguras durante el proceso constructivo.

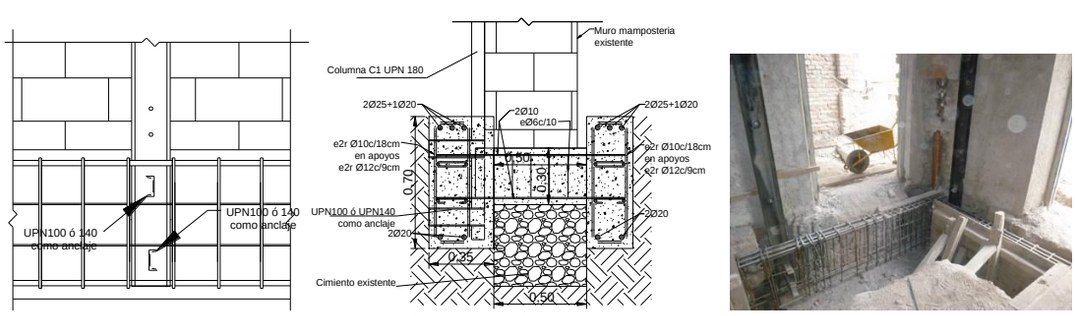


Figura 1. Detalle constructivo del refuerzo de fundaciones en planos y en obra en Escuela Mitre

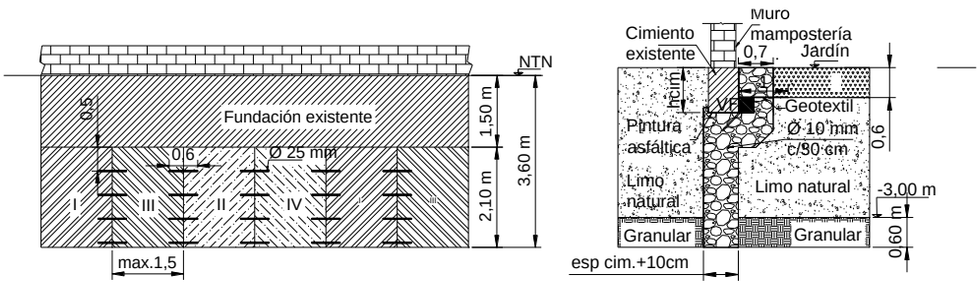


Figura 2. Planteo de consolidación de cimiento en general y bajo jardines en Museo Fader

La ejecución del refuerzo de fundaciones ha permitido validar los resultados de la modelación con el comportamiento real del suelo. Como ejemplo de ello se puede tomar la situación del desprendimiento del frente de la Escuela Mitre, que en la modelación no se valida o evidencia como daño pero que con la ejecución de los pozos romanos confirma la problemática aportada por la construcción del vecino que había submurado los muros de la pared norte en correspondencia con los límites de su edificio, quedando un sector de la escuela Mitre "colgado" provocando el desprendimiento de la fachada ante un sismo local y que requiere un detalle diferente en la reparación del sector (Figura 3).

Figura 3. Estado de daño de fachada (izq), Estado rehabilitado (centro), Durante la rehabilitación (der)

La medición del periodo de la construcción previa a la puesta en valor se compara con la medida del periodo una vez terminada la rehabilitación. En ambos casos se validó que la mejora en la fundación beneficia el comportamiento general de la construcción rehabilitada [11].

3 CONCLUSIONES

La rehabilitación de construcciones antiguas debe ser considerada una política de estado, para lograr preservar para el futuro las pocas construcciones que aún perduran en zonas de alta sismicidad.

Un adecuado resultado de la puesta en valor de las fundaciones requiere de trabajos previos en diferentes temas que deben integrarse: geología, geotecnia, tecnología de materiales, química de materiales, condiciones ambientales, monitoreo de vibraciones. El estudio de una rehabilitación involucra todo un equipo de especialistas desde historiadores, arquitectos, geotécnicos, técnicos químicos, ingenieros, etc. Es decir, que no puede ser considerado sólo como un problema estructural.

En los casos evaluados las condiciones geotécnicas fueron determinantes para el planteo de rehabilitación de fundaciones y de la superestructura debido a que la capacidad de carga del suelo no era suficiente para soportar las cargas de la construcción existente por el estado de daño presentado.

Estos trabajos demuestran que es factible la puesta en valor de fundaciones con tecnología local con seguridad suficiente durante la ejecución.

REFERENCIAS

[1] Costa Aníbal, Arêde António, Varum Humberto. *Strengthening and Retrofitting of Existing Structures*. Singapur: Springer Nature. 2018, p.339.

[2] Maldonado N, Martín P, Maldonado I, Domizio M, González del Solar G, Calderón F. *Behavior and Durability of Ceramic Heritage Masonry in Near Source Fault Zone*. In: 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017. Paper 3371.

[3] N.G.Maldonado, P.E.Martín, I.A.Maldonado, F.A.Calderón, G.A.González del Solar, M.C.Domizio. *Estudios para la puesta en valor de un edificio patrimonial con pinturas murales en zona sísmica: un caso de estudio.* Revista internacional Tech ITT Nº 38, jan. 2016 V. 14, pp.4-15, issn 1645-5576

[4] M.C.Domizio, N.G. Maldonado, P.E. Martín, L. Fernández Luco, G. Affranchino. *Incompatibilidad de morteros en la puesta en valor patrimonial: un caso de estudio.* Memorias VII Congreso Internacional 21º Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Salta, 28 al 30 de setiembre de 2016. Editores: Edgardo F. Irassar; Viviana Rahhal; Luis P. Traversa. - 1a ed revisada. - Buenos Aires, 2016.

[5] Gobierno de Mendoza. (2015) *Escuela Mitre. Intervención del antiguo edificio escolar. Mendoza 1906-2015*. de Cultura. pp 197 (in Spanish)

[6] Maldonado NG, Michelini RJ (1999): *Técnicas aplicadas para la restauración de construcciones antiguas de mampostería en zona de elevado riesgo sísmico*. Memorias V Congreso Iberoamericano de Patología de las Construcciones y VII Congreso de Control de Calidad. CONPAT99, Montevideo. Uruguay.

[7] Maldonado N, Martín P, Maldonado I (2011), *Seismic Mitigation of a Historic Masonry Building*, The Open Construction and Building Technology Journal, 5 (Suppl. I-M3): 61-70.

[8] Norma IRAM 11603 (2012): *Acondicionamiento térmico de edificios. Clasificación bioambiental de la República Argentina.* IRAM.

[9] Maldonado NG, Martín PE, Maldonado IA, Panella DS, Palencia JC (2010): Ex Escuela Mitre. Informe técnico Nº 15/2010, CeReDeTeC, Universidad Tecnológica Nacional, Argentina.

[10] Maldonado NG, Martín PE, Maldonado IA, Palazzo GL, Affranchino G, Calderón FA, Castiglia B, Camargo M, Fantinel A (2013): Museo Provincial de Bellas Artes Emiliano Guiñazú, Casa de Fader. Informe técnico Nº 01/2014, CeReDeTeC, Universidad Tecnológica Nacional, Argentina.

[11] Domizio C., Calderón F., Maldonado N (2015) *Los riesgos de terremotos en construcciones escolares patrimoniales en zona de elevada sismicidad (Gran Mendoza).* In Viand, Briones (eds) Riesgos al sur. Diversidad de riesgos de desastres en Argentina. La Red de Estudios Sociales en Prevención de Desastres en América Latina, Ed. Imago Mundi, pp. 177-196.