

DISEÑO DE FUNDACIONES MEDIANTE MÉTODO TRADICIONAL CON COEFICIENTES DE SEGURIDAD GLOBAL Y COMPARACIÓN CON METODO LRFD



World Trade Center, Asunción, Paraguay

Prof. Ing. Augusto José Leoni | ing.ajleoni@gmail.com

Con colaboración del Ing. Kevin Vivas E. | kvivasescobar@gmail.com

INDICE

1. Introducción	6
2. Introducción al método de diseño con coeficientes parciales de reducción de resistencias y de mayoración de cargas.....	7
3. Antecedentes que sirven de base para estos cálculos	9
4. Combinaciones de cargas consideradas	11
5. FUNDACIONES DIRECTAS	12
5.1. Introducción.....	12
5.2. Método tradicional con coeficiente de seguridad global.	12
5.3. Método de los coeficientes de seguridad parciales o LRFD	13
5.3.1 Análisis de los parámetros de reducción a aplicar.....	13
5.3.2 Deformaciones:.....	15
5.4. Cálculo de la capacidad de carga.....	16
5.5. Cálculo de las deformaciones	16
5.6. Suelos considerados.....	16
5.7. Consideraciones iniciales	17
5.7.1 Correcciones a los valores del SPT N_{90}	17
5.7.2 Parámetros de corte y deformación	17
6. BASE CUADRADA APOYADA EN SUELOS ARCILLOSOS SATURADOS	21
6.1. Resumen de las dimensiones de las bases resultantes	22
6.2. Evaluación de los asentamientos elástico	23
6.3. Variación porcentual de las dimensiones de las bases resultantes	25
6.4. Resumen de los asentamientos resultantes	26
7. BASE CUADRADA APOYADA EN SUELOS DE LA FM. PAMPEANO, NO SATURADOS	27
7.1. Resumen de las dimensiones de las bases resultantes en suelos de la FM. Pampeano, no saturados.....	28
7.2. Evaluación de los asentamientos elásticos	29
7.3. Variación porcentual de las dimensiones de las bases	31
7.4. Resumen de los asentamientos resultantes	32
8. BASE CUADRADA APOYADA SOBRE UN SUELO GRANULAR NO SATURADO	33
8.1. Resumen de las dimensiones de las bases resultantes	34
8.2. Evaluación de los asentamientos elástico	35

8.3.	Variación porcentual de las dimensiones de las bases resultantes	37
8.4.	Resumen de los asentamientos resultantes	38
8.5.	Conclusiones.....	39
9.	FUNDACIÓN DE UN TANQUE DE AGUA ELEVADO	40
9.1.	Introducción.....	40
9.2.	Cálculo del área efectiva.....	41
9.2.1	Cuando el valor del radio de la base es mayor a dos veces la excentricidad $R > 2.e$	42
9.2.2	Cuando el valor del radio R de la base es menor a $2.e$ ($R < 2.e$).....	43
10.	TANQUE APOYADO EN UN MANTO DE SUELO ARCILLOSO SATURADO	44
10.1.	Estado Límite Último ELU.....	44
10.2.	Resumen de las dimensiones de las bases resultantes	46
10.3.	Evaluación de los asentamientos elástico	46
10.4.	Variación porcentual de las dimensiones de las bases resultantes	49
10.5.	Resumen de resultados de los asentamientos calculados	49
11.	TANQUE APOYADO EN SUELOS DE LA Fm. PAMPEANO, NO SATURADOS	50
11.1.	Estado Límite Último ELU.....	50
11.2.	Resumen de las dimensiones de las bases resultantes	52
11.3.	Evaluación de los asentamientos elástico	52
11.4.	Variación porcentual de las dimensiones de las bases resultantes	55
11.5.	Resumen de resultados de los asentamientos calculados	55
12.	TANQUE APOYADO EN SUELOS ARENOSOS, NO SATURADOS	55
12.1.	Estado Límite Último ELU.....	56
12.2.	Resumen de las dimensiones de las bases resultantes	58
12.3.	Evaluación de los asentamientos elástico	58
12.4.	Variación porcentual de las dimensiones de las bases resultantes	61
12.5.	Resumen de resultados de los asentamientos calculados	61
13.	CONCLUSIONES.....	62
14.	FUNDACIONES INDIRECTAS	64
14.1.	Introducción.....	64
14.2.	Perfiles propuestos.....	64
14.3.	Determinación de las cargas máximas admisibles para cargas verticales	64

14.4.	Resolución del ejercicio considerando el perfil 1.....	65
14.4.1	Tensiones de fuste en suelos finos (arcillas y limos) Ábaco de Bustamante	66
14.4.2	Tensiones de fuste en mantos de suelos granulares (arenas o gravas)	67
14.4.3	Capacidad de carga admisible	68
14.4.4	Experiencias de Salgado et al (tensiones de fuste en arenas)	68
14.4.5	Teoría de Verezhantzev	69
14.4.6	Teoría de Meyerhof	71
14.4.7	Utilizando ecuaciones empíricas basadas en ensayos SPT	72
14.4.8	Resumen de resultados	76
14.4.9	Verificación para una carga real	76
14.4.10	Metodología de cálculo teniendo en cuenta LRFD	77
14.4.11	Distintos planteos que propone el Eurocódigo EC-7.....	77
14.4.12	Estimación de la capacidad de carga del pilote con el método LRFD	79
14.4.13	Graficos de cargas - deformación (Perfil 1)	81
14.4.14	Conclusiones.....	83
14.5.	Resolución del ejemplo del Perfil 2.....	85
14.5.1	Teoría de Brinch - Hansen.....	86
14.5.2	Tensión de fuste Método λ	87
14.5.3	Tensión de Fuste Método β Experiencia de Burland	88
14.5.4	Capacidad de carga admisible	88
14.5.5	Métodos de Aoki – Velloso (1975)	89
14.5.6	Método de Décourt - Quaresma (1978-1995).....	90
14.5.7	Resumen de resultados	92
14.5.8	Verificación con las cargas D +L	92
14.5.9	Estimación de la capacidad de carga del pilote con el método LRFD	93
14.5.10	Graficos de cargas - deformación (Perfil 2)	94
14.5.11	Conclusiones.....	96
15.	ANEXO A	98
16.	ANEXO B.....	107
17.	BIBLIOGRAFÍA	141

1. Introducción

En el presente trabajo se presentan ocho (8) ejercicios de aplicación del diseño de factor de carga y resistencia (Load and Resistance Factor Design) LRFD, que consiste en diseñar fundaciones mediante factores parciales aplicadas a las cargas y a las resistencias.

Los resultados que se obtienen con el LRFD se comparan luego con los que se obtienen aplicando el método ASD (Allowable Stress Design) o la metodología tradicional, en la que se trata de que las tensiones reales que se transmiten al terreno sean menores a las tensiones que permite el suelo y que consiste en aplicar un coeficiente de seguridad global “Fs” sobre las resistencias calculadas y trabajando con las cargas netas “Q_N” de la estructura.

Los ejercicios mencionados se componen de tres bases apoyadas, una en suelos granulares no saturados y otra dos en suelos finos cohesivos. Tres fundaciones de un tanque de agua elevado, uno en suelos granulares no saturados y dos en suelos finos cohesivos, para concluir con dos ejercicios de fundaciones indirectas, uno con su punta apoyada en suelos granulares y otro con su punta apoyada en suelos finos cohesivos, con el fuste en suelos granulares y en suelos finos cohesivos.

En los cálculos de las fundaciones directas, para los seis casos planteados, se aplican factores de reducción de las resistencias calculadas y factores de reducción de los parámetros de corte, mientras que, en los casos de los pilotes, se aplican solamente factores para reducción de las resistencias y mayoración de las cargas.

Cuando trabajamos con coeficientes de seguridad globales, obtenemos a partir del modelo matemático que se seleccione (Brinch-Hansen u otro), una tensión última o de hundimiento del suelo donde se apoya la base “q_u”, la dividimos por un coeficiente de seguridad “Fs” y obtenemos una tensión admisible “q_{adm}” que nos permite calcular el área de la base, suponiendo en este cálculo, que la carga neta es vertical y centrada con un valor “Q_N”.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

$$Área = \frac{Q_N}{q_{adm}}$$

Cuando, en cambio, trabajamos con factores parciales de mayoración de las cargas y de reducción para las acciones, para este dimensionado, la carga a considerar ya no es la carga neta utilizada en la metodología tradicional “Q_N”, donde se suma (D + L) (carga muerta + carga viva). En su lugar, se emplea carga mayorada “Q_M”, que surge de aplicar, a distintas combinaciones de las acciones calculadas, (peso propio, sobrecarga, viento, sismo, empujes, etc) factores de mayoración (γ_D, γ_L, γ_W) que se seleccionan como las combinaciones más desfavorables de los estados de carga establecidos.

$$Q_M = \gamma_D \cdot D + \sum_{i \geq 1} \gamma_{iL} \cdot L_i$$

Mientras que las reacciones logradas por las características del suelo son reducidas por la aplicación de factores de reducción, logrando una tensión de diseño “q_d”.

$$\gamma_D \cdot D + \sum_{i \geq 1} \gamma_{iL} \cdot L_i \leq \frac{R(\phi, c, \gamma)}{\gamma_R} \cdot A = q_d \cdot A$$

Por lo tanto, el área de la base se calcula como:

$$Area = \frac{Q_M}{q_d}$$

Otra alternativa consiste en trabajar con coeficientes de reducción de parámetros para obtener la tensión de diseño. Para ello, se aplica un factor de reducción (γ_R) de los parámetros de corte del suelo que soportará la carga de la estructura, dividiendo a la cohesión “c” y a la componente friccional de la tensión de corte, $\tan(\phi)$, por factores reductores γ_c y γ_ϕ respectivamente (ambos >1). De esta manera se obtienen así nuevos valores reducidos de los parámetros de corte (c^* y ϕ^*).

$$c^* = c \cdot \frac{1}{\gamma_c}$$

$$\phi^* = \arctan \left[\tan(\phi) \cdot \frac{1}{\gamma_R} \right]$$

Con estos nuevos parámetros de corte reducidos (c^* y ϕ^*), se determinan los factores que correspondientes según el modelo matemático empleado, lo que nos permite obtener una tensión de diseño “ q_d ” que facilita directamente el dimensionamiento de la fundación.

2. Introducción al método de diseño con coeficientes parciales de reducción de resistencias y de mayoración de cargas

Los nuevos códigos de diseño geotécnico que se están implementando a nivel mundial en distintos países, reemplazan las metodologías anteriores, estas se basaban en la aplicación de un único coeficiente de seguridad total (F_s), conocido como Método Determinístico o metodología tradicional. Estos nuevos códigos se fundamentan en Métodos Probabilísticos que incorporan factores parciales, F_Q para el incremento de las cargas actuantes, y F_R , para la reducción de las resistencias disponibles.

La metodología de diseño geotécnico que se aplican en nuestro país desde hace más de 60 años se basa en la aplicación de un único factor de seguridad, F_s , cuya determinación considera los siguientes criterios:

- Metodología para obtener la resistencia nominal
- Observación de los resultados
- Utilización de modelos experimentales
- Establecer el grado de confiabilidad de los parámetros de diseño

Todo esto se reduce a la aplicación de un coeficiente de seguridad único, F_s , que puede tomar distintos valores comprendidos en el entorno de $2 \leq F_s \leq 4$

Por lo general, estos valores consideran no solo la falla del suelo, sino también la magnitud de los asentamientos diferenciales que se pudieran generarse. Si bien estos valores de F_s han demostrado que dan resultados confiables para los suelos de nuestro entorno, trabajando casi siempre con $F_s = 3$. No se han realizado mediciones suficientes que justifiquen plenamente este valor frente al extremo inferior de, $F_s = 2$.

El modelo de cálculo probabilístico que consiste en aplicar coeficientes parciales de mayoración a las cargas involucradas en la estructura, utilizando coeficientes de mayoración

individuales agrupados en distintas combinaciones. Además, se emplean coeficientes de minoración para los parámetros de corte, los cuales utilizan para calcular las tensiones de trabajo. Este enfoque puede expresarse mediante la siguiente relación.

$$\sum \gamma_i \cdot Q_i = D \cdot \gamma_D + L \cdot \gamma_L \leq A \cdot R \left[\left(c \cdot \frac{1}{\gamma_R} \right); \left(\arctan \left(\left(\tan(\phi_c) \cdot \frac{1}{\gamma_R} \right) \right) \right] = A \cdot R(c^*; \phi^*) = q_d \cdot A$$

Donde:

A = Área efectiva de apoyo

D = Cargas muertas o gravitatorias

L = Cargas vivas o Sobrecargas de uso

R = Resistencia del suelo calculada a partir de parámetro de corte reducidos

γ_D = Coeficiente de mayoración de las cargas gravitatorias

γ_L = Coeficiente de mayoración de las sobrecargas de uso

γ_c = Coeficiente de minoración de la cohesión del suelo

γ_ϕ = Coeficiente de minoración de la tangente de $\phi_{\text{característico}}$

$\phi_{\text{característico}}$ = Ángulo de fricción adoptado luego de reducir el que se obtuvo en forma directa o indirecta ($\phi \pm 3^\circ$)

Gráficamente se pueden apreciar las diferencias de esta metodología mediante la observación de la Figura 2. 1, vemos en ella que si analizamos la falla desde el enfoque del coeficiente de seguridad global, que la misma se producirá según una trayectoria de tensiones desde el punto “A” hasta el “C”.

Si aplicamos ahora un coeficiente de seguridad $F_s = 3$ obtendremos el punto “B” ya que es lo mismo que dividir la trayectoria AC/($F_s = 3$) y la trayectoria “AC” se reduce a “AB” con la que podemos obtener la tensión admisible σ_{adm} .

En el método de diseño con coeficientes parciales, lo que se hace es reducir la tangente de ϕ con γ_ϕ y la cohesión “c” con γ_c y obtener un nuevo valor de “ ϕ^* ” reducido y de la cohesión reducida “ c^* ”, de forma tal que con la nueva CRI, definida con estos parámetros reducidos, se obtiene una tensión de diseño “ q_d ” distinta a la σ_{adm} ya definida en el punto “B”.

De este nuevo enfoque surge una pregunta inevitable, ¿se pierde seguridad diseñando las fundaciones con este nuevo valor de $q_d > \sigma_{\text{adm}}$? La respuesta es No, ya que, si bien se diseña con una tensión de trabajo mayor a la anterior, las carga que se utilizan para el diseño están mayoradas ($D \cdot \gamma_D + L \cdot \gamma_L$) y con ello se compensa la seguridad que se tenía habitualmente usando un coeficiente de seguridad global $F_s = 3$ trabajando con las cargas netas (D+L).

Enfoque de Proyecto 1:

Este proyecto recomienda realizar dos cálculos complementarios que se detallan a continuación:

- Combinación 1: Se mayoran solamente las acciones
- Combinación 2: Las acciones se mantienen con sus valores nominales y se minoran simultáneamente los parámetros de corte y las resistencias calculadas.

Enfoque de Proyecto 2:

Este proyecto se basa en mayorar las acciones y minorar las resistencias, sin minorar los parámetros de corte.

Enfoque de Proyecto 3:

En este proyecto se mayorar las acciones y se minoran los parámetros de corte

Tabla 3. 1 : Enfoque de proyecto según EC-7

Enfoque de proyecto		Mayoración de acciones	Minoración de parámetros geotécnicos	Minoración de resistencia
1	Combinación 1	X		
	Combinación 2		X	X
2		X		X
3		X	X	

En el presente trabajo aplicaremos los enfoques de proyecto 2 y 3 para dimensionar una fundación directa apoyada en suelos granulares y en suelos finos, a los efectos de comparar resultados y también dimensionaremos pilotes excavados con su punta apoyada en suelos granulares y en suelos finos, tomando en consideración el enfoque de proyecto 2.

Para tener una referencia, al tomar la decisión de adoptar una línea de orientación de nuestro código, debemos saber que, en la UE, de 27 países que ya han decidido adherir al EC-7, el 60% de ellos ha optado por el Enfoque de Proyecto 2.

Como se observa en la Tabla 3. 1, este enfoque se basa en mayorar las acciones y minorar las resistencias y no los parámetros de geotécnicos utilizados en el cálculo de las resistencias.

Este criterio es el que más se acerca a la metodología que se ha venido aplicando tradicionalmente en los cálculos geotécnicos de nuestro país. Esta consideración no debe ser descartada al momento de tomar alguna decisión de este tipo, ya que la inercia de tantos años, involucra a la mayoría de los geotécnicos a los que no les será fácil cambiar de metodología de trabajo.

En resumen, la metodología a utilizar en el enfoque de proyecto 2 se detalla en la ecuación que se destaca a continuación:

$$\sum_{j>1} \gamma_D \cdot D_j + \sum_{i>1} \gamma_L \cdot L_i \leq A \cdot \frac{f(\phi_c, c, \gamma)}{\gamma_R}$$

Donde:

A = Área efectiva de apoyo

D = Cargas muertas (peso propio)

L = Cargas vivas Cargas accidentales)

γ_D = Coeficiente de mayoración de las cargas gravitatorias

γ_L = Coeficiente de mayoración de las cargas accidentales

γ_R = Coeficiente de reducción de las resistencias calculadas

$f(\phi; c; \gamma)$ = Carga de hundimiento de la base.

Mientras que la metodología a aplicar en el enfoque de proyecto 3 para fundaciones directas, se basa en la mayoración de las acciones y en la minoración de los parámetros de corte que intervienen en el cálculo de las resistencias y queda resumido en la aplicación de la siguiente ecuación:

$$\sum_{j>1} \gamma_D \cdot D_j + \sum_{i>1} \gamma_L \cdot L_i \leq A \cdot R \left\{ \left[\phi^* = \arctan \left(\frac{\tan(\phi_c)}{\gamma_\phi} \right) \right]; c^* = \frac{c}{\gamma_c} \right\}$$

Donde

γ_ϕ = Coeficiente de reducción de la tangente de (ϕ)

γ_c = Coeficiente de reducción de la cohesión (c)

c^* = Cohesión reducida

ϕ^* = ángulo de fricción reducido

4. Combinaciones de cargas consideradas

Para cada uno de los ejercicios que se plantean en el presente trabajo, se han considerado combinaciones de carga para distintos estados de la estructura. Es indispensable tener en cuenta que las combinaciones consideradas, quizá no sean las combinaciones más desfavorables que se puedan presentar, es posible que haya otras que tenga mayor influencia en el dimensionado de la estructura, pero lo que hay que tener en cuenta en este trabajo es que el mismo trata de mostrar las diferencias en los resultados que se obtienen para cada una de las mismas, en diferentes escenarios geotécnicos.

- Suelos arcillosos saturados
- Suelos cohesivos no saturados
- Suelos arenosos no saturados

5. FUNDACIONES DIRECTAS

5.1. Introducción

En el presente ejercicio, se considera una base cuadrada, apoyada a 1,00 m de profundidad. La base se apoya en forma horizontal sobre un terreno también horizontal que no tienen pendientes cercanas. Se considera, además, que la carga es vertical y centrada en figura 4.1 se muestra un esquema del ejercicio propuesto.

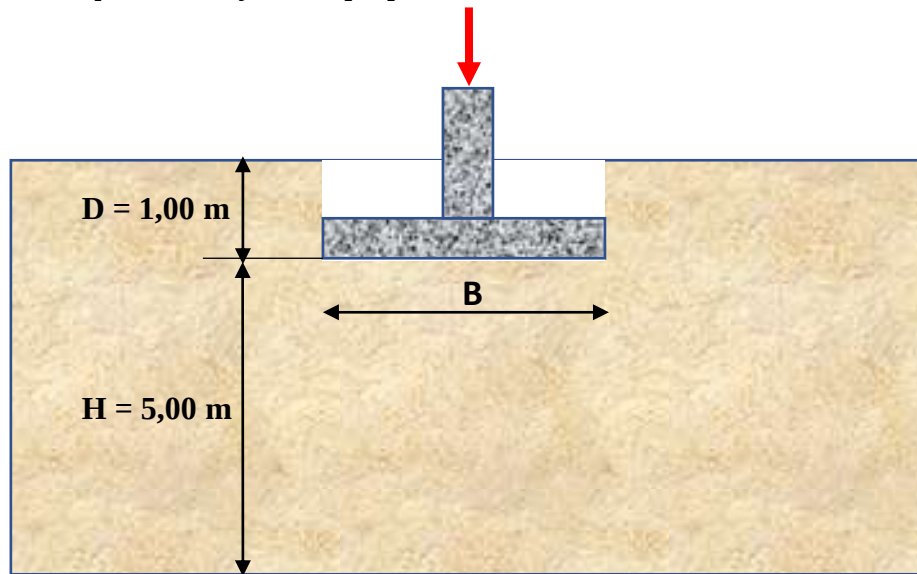


Figura 5. 1. Esquema de ejercicio

5.2. Método tradicional con coeficiente de seguridad global.

Para realizar el cálculo propuesto, partimos de valores de ensayos de SPT (N_{90}) ejecutados al nivel de fundación de la base que se analiza. Se asume que, dentro de los 5 m de profundidad por debajo del apoyo de la misma, el manto de apoyo tiene la misma compacidad, o densidad relativa.

Se analizan la base apoyada en tres (3) mantos distintos, donde se varía la compacidad o la densidad relativa del manto a través de los valores adoptados del SPT. Los cálculos se realizan para tres (3) situaciones en las que se consideran valores de consistencia del suelo en forma uniforme en profundidad, los valores adoptados se muestran en la siguiente en la Tabla 5. 1:

Tabla 5. 1 -Resultados de SPT para los 3 mantos

Profundidad (m)	Manto 1	Manto 2	Manto 3
	N_{90}	N_{90}	N_{90}
1	10	15	20
2	10	15	20
3	10	15	20
4	10	15	20
5	10	15	20
6	10	15	20

A partir de estos valores de SPT (N_{90}), se estiman o se calculan los parámetros de corte en función del valor del SPT (N_{60}). Con estos parámetros, se calcula la tensión de falla σ_u mediante la ecuación de Brinch-Hansen (ecuación 1). Posteriormente se calcula la tensión admisible considerando para este trabajo un valor de coeficiente de seguridad $F_s = 2,5$ para suelos finos y de $F_s = 3$ para suelos granulares.

A partir de esta tensión admisible, se calcula el área y el lado de la base, considerando la carga neta Q_N que actúa sobre ella, la cual se define como $(L + D)$.

Donde:

$D = \text{Peso propio} = 900 \text{ kN}$

$L = \text{Sobrecarga} = 300 \text{ kN}$

$Q_N = (D + L) = (900 + 300) = 1.200 \text{ kN}$

Con un valor aproximado del lado “B” de la base cuadrada, se realiza una iteración con el resultado de la ecuación 1 para determinar la tensión admisible correspondiente a las dimensiones reales de la base que se dimensiona.

Con los valores de N_{60} y de F_s , calculamos el módulo elástico “Es” a partir de las ecuaciones que se detallan en los anexos A y B.

5.3. Método de los coeficientes de seguridad parciales o LRFD

Como datos de partida para el ejercicio que se trata de resolver, tenemos los datos geométricos detallados en la Figura 5. 1.

En la metodología tradicional, con coeficiente de seguridad global, se trabaja con la carga neta Q_N .

$$Q_N = D + L$$

Mientras que la aplicación de la metodología del LRFD considera la carga mayorada Q_M .

$$Q_M = \gamma_D \cdot D + \gamma_L \cdot L$$

Donde los valores de los factores de mayoración que consideraremos; en este trabajo; de las cargas serán:

$$\gamma_D = 1,20$$

$$\gamma_L = 1,60$$

$$\gamma_W = 1,50$$

Por lo tanto, tendremos:

$$Q_N = D + L = 900 \text{ kN} + 300 \text{ kN} = 1.200 \text{ kN}$$

$$Q_M = \gamma_D \cdot D + \gamma_L \cdot L = 1,20 \cdot 900 \text{ kN} + 1,60 \cdot 300 \text{ kN} = 1.560 \text{ kN}$$

5.3.1 Análisis de los parámetros de reducción a aplicar

Si llamamos γ al factor de mayoración de las cargas, definida como la relación entre la carga mayorada y la carga neta tendremos un valor de:

$$\gamma = \frac{Q_M}{Q_N} = \frac{1.560 \text{ kN}}{1.200 \text{ kN}} = 1,30$$

Como por lo general las cargas muertas “D” son del orden de los 2/3 de la carga total y las sobrecargas y cargas accidentales conforman el tercio restante.

Si para el cálculo adoptamos el Enfoque de Proyecto 2, (EC-7) donde se mayoran las cargas, y las resistencias son afectadas por un factor de seguridad γ_R , tendremos:

$$Area = \frac{Q_M}{qd} = \frac{Q_M}{\frac{qu}{\gamma_R}} = \frac{Q_N}{qu} \cdot \gamma_R \cdot \gamma$$

Si aplicamos la metodología tradicional para obtener el área de la base tendremos:

$$Area = \frac{Q_M}{q_{adm}} = \frac{Q_N}{\frac{qu}{Fs}} = \frac{Q_N}{qu} \cdot Fs$$

Por lo tanto, podemos decir que, si no queremos experimentar ningún cambio en los resultados de los logrados con el método tradicional, tendremos.

$$Fs = \gamma_R \cdot \gamma$$

Teniendo en cuenta que la experiencia acumulada de tantos años de trabajo con la metodología tradicional ha dado soluciones satisfactorias, en los nuevos cálculos que hagamos dentro del entorno del LRFD tendríamos que mantener estos valores de seguridad ya probados. Con lo cual, el valor a adoptar del factor parcial de reducción de la resistencia, en el Enfoque de Diseño 2 del EC-7, será:

$$\gamma_R = \frac{Fs}{\gamma}$$

Dentro del esquema del LRFD, es necesario analizar dos situaciones: el Estado Límite de Servicio (ELS) y el Estado Límite Último (ELU).

Estos estados consideran lo siguiente:

En el ELS, o estado límite de servicio, se debe comprobar que la estructura no experimente asentamientos excesivos (por lo general los asentamientos deberán ser inferiores a 25 mm), los mismos se verifican con la carga neta sin mayorar $Q_N = D + L$ y trabajando con un coeficiente de seguridad parcial γ_R , o con coeficientes de minoración de los parámetros de corte γ_ϕ y γ_c .

En el ELU, o estado límite último, se debe verificar que la estructura cargada con las cargas mayoradas, no colapse y mantenga un coeficiente de seguridad aceptable frente a esta carga extrema.

Para este último caso, la metodología de trabajo adoptada por los distintos países se aproxima a la metodología tradicional con la que venían trabajando desde siempre y con los valores del coeficiente de seguridad que cada uno de ellos acostumbraba trabajar.

En el caso de nuestro país es habitual trabajar con un valor de $Fs = 2,5$ en suelos finos y con $Fs = 3$ en suelos granulares, con lo cual el valor a adoptar de γ_R sería de:

$$\gamma_R = \frac{Fs}{\gamma} = \frac{2,50}{1,30} = 1,92$$

Teniendo en cuenta los valores adoptados por distintos países europeos para el coeficiente parcial de resistencia frente al hundimiento de una base superficial, que se traducen en la siguiente Tabla 5. 2:

Tabla 5. 2. Coeficientes parciales de resistente países UE

Países	γ_R
Valor recomendado EC-7	1,40
España	2,10
Alemania	1,40
Francia	1,40
Chipre	1,40
Finlandia	1,55
Italia	2,30

Adoptaremos para el ejercicio en desarrollo, un valor de:

$$\gamma_R = 1,80.$$

Para el enfoque de proyecto 3 del EC-7, trabajamos con coeficientes de reducción de los parámetros de fricción ($\tan(\phi'_{\text{caract.}})/\gamma_\phi$) y de cohesión (c'/γ_c).

Adoptaremos los siguientes valores:

$$\gamma_\phi = 1,35$$

$$\gamma_c = 1,40$$

Una vez determinada las dimensiones de las bases con estos parámetros y considerando las cargas mayoradas, se procede a verificar los asentamientos elásticos generados en el Estado Límite Último (ELU). Posteriormente, verificamos los asentamientos teniendo en cuenta el estado límite de servicio (ELS) tomando las cargas netas sin mayorar Q_N (carga neta) para las mismas dimensiones de las bases obtenidas en el análisis del ELU.

5.3.2 Deformaciones:

Sin perjuicio de que el cálculo de las deformaciones que calcularemos nos da valores puramente teóricos, es el único camino que tenemos para estimar la validez del trabajo que se presenta.

A partir de los resultados de este cálculo, queda solamente la alternativa de medir en forma directa las deformaciones para cada carga que se proyecte. En estos ejercicios, trabajaremos en este aspecto, solamente con deformaciones elásticas.

Desde nuestro punto de vista, las deformaciones elásticas de estas bases, dependen de distintos parámetros como son, la geometría de la base, el perfil del suelo, la compacidad del suelo donde se apoya, y del nivel de tensiones que se aplica en la interacción base-suelo.

En el Anexo B que se adjunta al presente, se detalla el cálculo del módulo elástico secante “Es” que se necesita conocer para el cálculo de las deformaciones. Este desarrollo concluye con las ecuaciones B-6 a ser utilizadas para suelos finos y para suelos granulares, respectivamente.

Estas ecuaciones dependen de los valores de N_{60} y del factor de seguridad F_s donde:

$$N_{60} = N_{90} \times 1,50$$

N_{90} = Valor del ensayo SPT, ejecutado con una energía teórica del 90%

Donde además para estimar el valor del “Es” tomamos un valor de $F_s = 2,50$ en suelos finos y $F_s = 3$ en suelos granulares.

5.4. Cálculo de la capacidad de carga

Para determinar la tensión última del plano de apoyo de la base, en condiciones drenadas, se utilizan las siguientes ecuaciones.

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma + \bar{q} \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \quad (1)$$

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \left[\tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)}$$

$$N_c = \cot(\phi) \cdot (N_q - 1)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi)$$

Factores de forma:

$S_c = 1,2$ para bases cuadradas o circulares

$$S_c = 1 + \left[0,2 + (\tan(\phi))^6 \cdot \frac{B}{L} \right] \quad \text{Para bases rectangulares}$$

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \sin(\phi) \quad \text{Donde: } B = \text{Ancho de la base} \quad L = \text{Largo de la base}$$

$$S_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{B}{L} \right)$$

Factores de profundidad:

$$d_c = \frac{1}{N_c \cdot \tan(\phi)}$$

$$d_q = d_\gamma = 1$$

Para los suelos puramente cohesivos y saturados $\phi = 0$ tomaremos un valor de:

$$N_c = \pi + 2$$

5.5. Cálculo de las deformaciones

A efectos de poder evaluar los efectos de las tensiones que genera la fundación sobre los estratos donde se apoya, calculamos para cada caso analizado, las deformaciones elásticas del suelo, que nos permitan calcular aproximadamente los asentamientos que se podrían generar para cada suelo considerado.

Como ya mencionamos, estas deformaciones elásticas del suelo, debidas a las tensiones aplicadas por la base, se calcularon utilizando los modelos matemáticos que se detallan en el **Anexo A**.

5.6. Suelos considerados

Para realizar el presente ejercicio se tomaron tres tipos de suelos, a saber:

- **Suelo granular.** uno puramente friccional con cohesión nula ($c = 0$) y ángulo de fricción variable ($\phi > 0$).
- **Suelo de la Fm. Pampeano.** En este ejercicio, tomaremos como base de análisis un suelo típico del Ambiente Metropolitano de Buenos Aires (AMBA) donde se asienta el 35% de la población de nuestro país. Se trata de suelos loésicos con un porcentaje de suelos finos mayor al 90% que por lo general tienen una plasticidad media entre el 15 y el 25 %. En este ejercicio lo consideraremos como **no saturado**, Con cohesión y fricción, ($c > 0$ y $\phi > 0$).
- **Suelo arcilloso saturado.** Finalmente, tomaremos un suelo arcilloso saturado donde los parámetros de corte son ($c > 0$ y $\phi = 0$).

5.7. Consideraciones iniciales

5.7.1 Correcciones a los valores del SPT N_{90}

En todos los casos, se calcularán las tensiones admisibles y los asentamientos por el método tradicional, aplicando un valor del coeficiente de seguridad global de $F_s = 2,5$. Además se determina las dimensiones de las bases siguiendo el Enfoque de Proyecto II y III, según lo definido en el EC-7, con el objetivo de comparar los resultados.

Para obtener los parámetros de corte a partir de los ensayos de SPT tendremos que considerar que mayoritariamente los valores de SPT que se obtienen en Argentina con el sacamuestras de Terzaghi normalizado, llevan implícita una energía del 90 % de la teórica " N_{90} ", y para obtener el correspondiente valor a " N_{60} ", tenemos que multiplicar los valores resultantes por la relación de energías $90/60 = 1,5$.

$$N_{60} = N_{90} \times 1,50$$

En este aspecto y para los suelos granulares tenemos que corregir el valor de SPT por profundidad y por energía para obtener $(N_1)_{60}$.

Como en este caso la base se apoya prácticamente en forma superficial ($D = 1$ m), el valor adoptado para la corrección por profundidad " C_N " adopta el valor máximo recomendado que es de $C_N = 1,5$.

Por lo tanto, la corrección a aplicar será:

$$(N_1)_{60} = N_{90} \cdot \frac{90}{60} \cdot N_c = N_{90} \cdot 1,50 \cdot 1,50 = N_{90} \cdot 2,25$$

5.7.2 Parámetros de corte y deformación

- Suelos granulares

Para obtener valores del ángulo de fricción, hay numerosas ecuaciones que vinculan el ángulo ϕ' con los valores del SPT corregido por profundidad y para una energía del 60% de la teórica " $(N_1)_{60}$ ".

Para obtener los valores de ϕ' , utilizaremos en este ejercicio, la ecuación recomendada por Mayne, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$\phi = 54 - 27,60 \cdot e^{(-0,014 \cdot (N_1)_{60})}$$

En estos ejercicios y para los suelos granulares, trabajamos con parámetros de corte característicos, que resultan de reducir el valor de los ángulos de fricción calculados en un valor de 3°

$$\phi_c = 54 - 27,60 \cdot e^{(-0,014 \cdot (N_1)_{60})} - 3^\circ$$

Para los cálculos de las deformaciones los módulos de deformación se calcularán con las siguientes expresiones, deducidas en el “Anexo A” que se adjunta:

Módulo inicial

$$E_i = 30.700 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot (N_{60})^{0,66} \quad \text{A-18}$$

Módulo secante

$$E_s = 30.700 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,66} \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \text{ (Suelos gruesos)} \quad \text{A-19}$$

Coefficiente de balasto inicial para un plato de 1 pie²

$$k_{i1} = 56.300 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) \cdot (N_{60})^{0,66} \quad \text{A-23}$$

Coefficiente de balasto unitario para un plato de 1 pie²

$$k_{v1} = 56.300 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,66} \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \text{ (Suelos gruesos)} \quad \text{A-21}$$

$$k_{v1} = 56.300 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,66} \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \right) \text{ (Gruesos en profundidad)} \quad \text{A-22}$$

Donde el término

$$\left(1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \right) \leq 2$$

Nunca puede superar el valor de 2. En caso que lo supere se reemplaza por el valor 2.

Coefficiente de balasto para una base cuadrada o rectangular de lado “B”

$$k_{\text{cuadrada}} = k_{v1} \cdot \left[\frac{B + 0,30}{2 \cdot B} \right]^n \quad \text{A-24}$$

El valor del exponente “n” depende del ancho “B” de la base y varía en el entorno de $1,5 < n < 3$. El mismo puede ser calculado con la siguiente expresión:

$$n = 1,7 \cdot B^{0,15} \quad \text{Con “B” en metros}$$

Coefficiente de balasto para una base rectangular de lado menor “B” y largo “L”

$$k_{\text{rectangular}} = k_{\text{cuadrada}} \cdot \left[\frac{L + 0,5 \cdot B}{1,5 \cdot L} \right] \quad \text{A-25}$$

Coefficiente de balasto inicial para bases cuadradas o rectangulares

Para calcular estos parámetros tenemos que reemplazar el valor del coeficiente de balasto unitario k_{v1} por el del coeficiente de balasto inicial k_i y hacer el mismo razonamiento detallado en los párrafos anteriores

- Suelos cohesivos

El ángulo de fricción para los suelos cohesivos lo calcularemos con la siguiente expresión

$$\phi = 3 \cdot e^{(0,02 \cdot N_{60})} + 0,4 \cdot N_{60}$$

Mientras que los valores de la cohesión se tomarán de los resultados obtenidos por Stroud (1974 M. Stroud y Butler), y de la nube de puntos se tomarán los valores menores que se representan con la siguiente ecuación en kPa.

$$c_u = N_{60} \cdot \left(\frac{80}{I_p} + \frac{I_p}{30} \right)$$

Donde:

I_p = índice de plasticidad (%)

En nuestros ejercicios tomaremos una plasticidad media de $I_p = 15\%$

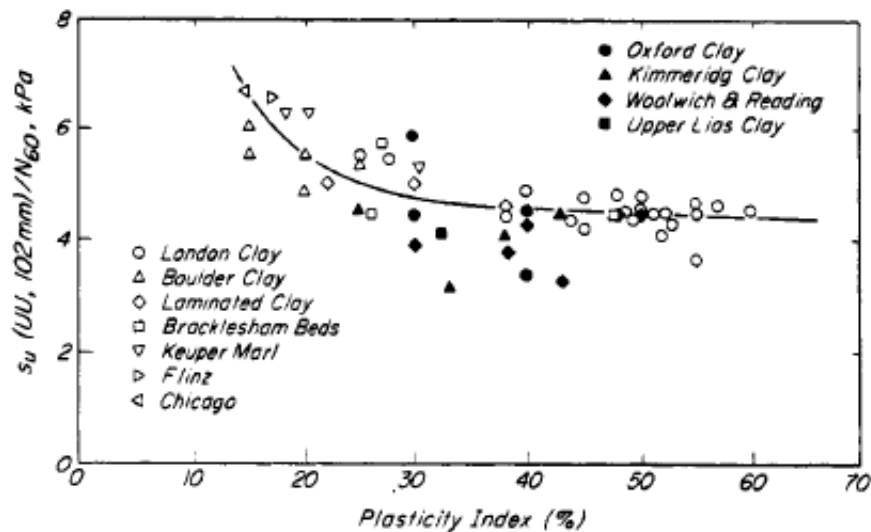


Figura 5. 2. Gráfico de Stroud – Butler (1974)

Para los cálculos de las deformaciones los módulos de deformación se calcularán con las siguientes expresiones que se encuentran detalladas en el “Anexo A” que se adjunta

Módulo inicial

$$E_i = 48.000 \left(\frac{kN}{m^2} \right) \cdot (N_{60})^{0,64} \quad A-7$$

Módulo secante

$$E_s = 48.000 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,64} \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \text{ (Suelos finos)} \quad A-9$$

Coeficiente de balasto inicial para un plato de 1 pie²

$$k_i = 192.000 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,64} \quad A-13$$

Coeficiente de balasto unitario para una base de lado “B” apoyada en superficie

$$k_{v1} = 192.000 \text{ kN/m}^3 \cdot (N_{60})^{0,64} \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \quad \text{A-11}$$

Coeficiente de balasto unitario para una base de lado “B” apoyada a una profundidad “D”

$$k_{v1} = 192.400 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) \cdot (N_{60})^{0,64} \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \right) \quad \text{A-12}$$

En este caso se debe tener en cuenta que el último término de esta ecuación no puede superar el valor de 2.

$$(1 + 2 \cdot D/B) \leq 2$$

Coeficiente de balasto para una base cuadrada o rectangular de lado “B” y largo “L”

$$k_{cuadrada} = k_{v1} \cdot \frac{0,30 \text{ m}}{B \text{ (m)}} \quad \text{A-14}$$

$$k_{rectangular} = k_{cuadrada} \cdot \left[\frac{L + 0,5 \cdot B}{1,5 \cdot L} \right] \quad \text{A-15}$$

Para calcular estos parámetros tenemos que reemplazar el valor del coeficiente de balasto unitario k_{v1} por el del coeficiente de balasto inicial k_i y hacer el mismo razonamiento detallado en los párrafos anteriores.

- **Deformación hiperbólica**

Para evaluar los asentamientos elásticos de las bases proyectadas y para las cargas consideradas, se aplicaron distintas teorías. Una de ellas es la de suponer que los asentamientos se desarrollan según una función hiperbólica como la que expresa la siguiente ecuación.

$$\delta = \frac{1}{k_i \cdot \left[\frac{1}{\sigma} - \frac{R_f}{\sigma_R} \right]} \quad \text{A-26}$$

Donde:

δ = Asentamiento

k_i = Módulo de balasto inicial

σ = Tensión aplicada por la base sobre el suelo

σ_R = Tensión última del suelo

R_f = Constante = 0,95

Para calcular el módulo inicial para un plato de carga de 1 pie de lado “ k_i ” tomaremos la ecuación A-13 o A-23 de los párrafos anteriores, según el tipo de suelo que se trate.

Cuando se trate de una base cuadrada o rectangular de ancho “B” debemos reducir el valor a las dimensiones de una base cuadrada o rectangular, con las ecuaciones A-14 o A-24 según el tipo de suelo.

Lo mismo para las bases rectangulares, obtendremos el valor del coeficiente de balasto k usando las ecuaciones A-15 o A-25 según el tipo de suelo.

Dándole valores ascendentes a la tensión de contacto σ en la ecuación A-26 podemos representar en un gráfico los valores de tensión-deformación para cada caso analizado y para cada valor del asentamiento “ δ ” calculado.

6. BASE CUADRADA APOYADA EN SUELOS ARCILLOSOS SATURADOS

En las tablas que se adjuntan a continuación, se detallan los valores de los parámetros que complementan la ecuación de capacidad de carga de Brinch-Hansen, así como los resultados de la dimensión de la base que se requiere dimensionar, obtenidas mediante iteraciones sucesivas.

Tabla 6. 1. Dimensiones de la base y tensiones de diseño para la carga Neta con el método tradicional y con un valor de $F_s = 2,5$

Método tradicional con coeficiente de seguridad $F_s = 2,5$			
Parámetro	$N_{90} = 10$	$N_{90} = 15$	$N_{90} = 20$
Carga (kN) =	1.200	1.200	1.200
Ancho (m) B =	2,45	1,99	1,72
Largo (m) L =	2,45	1,99	1,72
Profundidad (m) D =	1,00	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m ³) γ_h =	20,00	20,00	20,00
SPT N_{90} =	10,00	15,00	20,00
SPT N_{60} =	15,00	22,50	30,00
Fricción ϕ =	0,00	0,00	0,00
N_q =	1,00	1,00	1,00
N_γ =	0,00	0,00	0,00
N_c =	5,14	5,14	5,14
S_c =	1,20	1,20	1,20
S_γ =	0,90	0,90	0,90
S_q =	1,00	1,00	1,00
d_γ =	1,00	1,00	1,00
d_c =	1,11	1,13	1,15
d_q =	1,00	1,00	1,00
Índice de plasticidad (%) I_p =	20,00	20,00	20,00
Cohesión (kN/m ²) c =	70,00	105,00	140,00
Tensión última (kN/m ²) q_u =	501,5	755,3	1.014,1
Tensión admisible (kN/m ²) q_{ad} =	200,61	302,11	405,64

Tabla 6. 2. Dimensiones de la base y tensiones de diseño para la carga mayorada y con reducción de resistencia, según el enfoque de diseño II del EC-7 y en el ELU

Enfoque de Diseño II			
Parámetro	$N_{90} = 10$	$N_{90} = 15$	$N_{90} = 20$
Carga (kN) =	1.560	1.560	1.560
Ancho (m) B =	2,36	1,93	1,66
Largo (m) L =	2,36	1,93	1,66
Profundidad (m) D =	1,00	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m ³) γ_h =	20,00	20,00	20,00
SPT N_{90} =	10,00	15,00	20,00

Enfoque de Diseño II			
Parámetro	N ₉₀ = 10	N ₉₀ = 15	N ₉₀ = 20
SPT N ₆₀ =	15,00	22,50	30,00
Fricción ϕ =	0,00	0,00	0,00
N _q =	1,00	1,00	1,00
N _{γ} =	0,00	0,00	0,00
N _c =	5,14	5,14	5,14
S _c =	1,20	1,20	1,20
S _{γ} =	0,90	0,90	0,90
S _q =	1,00	1,00	1,00
d _{γ} =	1,00	1,00	1,00
d _c =	1,12	1,14	1,15
d _q =	1,00	1,00	1,00
Índice de plasticidad (%) I _p =	20,00	20,00	20,00
Cohesión (kN/m ²) c =	70,00	105,00	140,00
Tensión última (kN/m ²) q _u =	502,90	757,62	1.017,46
Tensión de diseño (kN/m ²) q _d =	279,39	420,90	565,26

Tabla 6. 3. Dimensiones de la base y tensiones de diseño para la carga mayorada y con reducción de resistencia, según el enfoque de diseño III del EC-7 y en el ELU

Enfoque de Diseño III			
Parámetro	N ₉₀ = 10	N ₉₀ = 15	N ₉₀ = 20
Carga (kN) =	1.560	1.560	1.560
Ancho (m) B =	2,06	1,68	1,45
Largo (m) L =	2,06	1,68	1,45
Profundidad (m) D =	1,00	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m ³) γ_h =	20,00	20,00	20,00
SPT N ₉₀ =	10,00	15,00	20,00
SPT N ₆₀ =	15,00	22,50	30,00
Fricción reducida ϕ =	0,00	0,00	0,00
N _q =	1,00	1,00	1,00
N _{γ} =	0,00	0,00	0,00
N _c =	5,14	5,14	5,14
S _c =	1,20	1,20	1,20
S _{γ} =	0,90	0,90	0,90
S _q =	1,00	1,00	1,00
d _{γ} =	1,00	1,00	1,00
d _c =	1,13	1,15	1,17
d _q =	1,00	1,00	1,00
Índice de plasticidad (%) I _p =	20,00	20,00	20,00
Cohesión reducida (kN/m ²) c =	50,00	75,00	100,00
Tensión de diseño (kN/m ²) q _d =	369,14	553,81	742,32

6.1. Resumen de las dimensiones de las bases resultantes

Podemos ahora hacer un resumen de los resultados que obtuvimos para cada uno de las metodologías de cálculo adoptadas. Los resultados se aprecian en la Tabla 6. 4.

Tabla 6. 4. Resumen de bases obtenidas en suelo arcilloso saturado

Valores del SPT	Dimensiones de las bases (m) para cada metodología adoptada					
N_{90}	Enfoque Tradicional ($F_s = 2,5$)		Enfoque de Proyecto II ($\gamma_R = 1,8$)		Enfoque de Proyecto III ($\gamma_c = 1,40$)	
	Lado (m)	Área (m ²)	Lado (m)	Área (m ²)	Lado (m)	Área (m ²)
10	2,45	6,00	2,36	5,57	2,06	4,24
15	1,99	3,96	1,93	3,72	1,68	2,82
20	1,72	2,96	1,66	2,76	1,45	2,10

6.2. Evaluación de los asentamientos elástico

- Estado Límite Último (ELU)

Los parámetros considerados para este cálculo donde se pueden apreciar en la Tabla 6. 5 que se adjunta. En ella además se pueden observar los resultados de los asentamientos elásticos calculados según distintas teorías (Ley de Hooke, Maine & Poulos, Leoni) para las tensiones de contacto que resultan para cada caso con las dimensiones de las bases y las cargas mayoradas Q_M .

- Estado Límite de Servicio (ELS)

Habiendo dimensionado la geometría de la base con la carga mayorada, verificaremos ahora para la misma geometría de la base, las deformaciones que se producen para las cargas de servicio o cargas netas. En la Tabla 6. 6 se pueden observar los asentamientos elásticos que se generan.

Tabla 6. 5. Asentamientos para bases apoyadas en arcilla saturada en ELU

ELU	Base cuadrada apoyada en arcilla saturada ELU								
	Coeficiente de seguridad			Enfoque de proyecto II			Enfoque de proyecto III		
SPT (N_{90})	10	15	20	10	15	20	10	15	20
SPT (N_{60})	15,00	22,50	30,00	15,00	22,50	30,00	15,00	22,50	30,00
Lado de la base cuadrada (m)	2,45	1,99	1,72	2,36	1,93	1,66	2,06	1,68	1,45
Carga aplicada (kN)	1.200	1.200	1.200	1.560	1.560	1.560	1.560	1.560	1.560
Tensión de contacto (kN/m ²)	201	302	406	279	421	565	369	553	742
Parámetros elásticos									
Módulo elástico secante E_s (Mpa) =	47,5	69,5	92,8	47,5	69,5	92,8	47,5	69,5	92,8
Módulo inicial E_i (Mpa) =	271,6	352,1	423,3	271,6	352,1	423,3	271,6	352,1	423,3
Tensión de rotura σ_R (Kpa) =	501,5	755,3	1014,1	502,9	757,6	1017,5	508,8	767,3	1031,2
k_i (MN/m ³) =	1086,4	1408,3	1693,0	1086,4	1408,3	1693,0	1086,4	1408,3	1693,0
$k_{i \text{ Cuadrada}}$ (MN/m ³) =	133,3	212,0	295,3	137,9	219,4	305,7	158,5	251,6	350,2
R_f =	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Asentamientos Elásticos (mm)									
Ley de Hooke	5,75	4,07	3,49	7,45	5,30	4,56	8,54	6,01	5,13
Maine et al	7,19	4,88	4,39	8,56	5,81	5,23	9,63	6,79	5,85
Leoni k_v (*)	4,73	3,61	3,13	6,27	4,86	4,22	6,74	5,57	4,83

Tabla 6. 6.Asentamientos para bases apoyadas en arcilla saturada en ELS

ELS	Base cuadrada apoyada en arcilla saturada ELS								
	Coeficiente de seguridad			Enfoque de proyecto II			Enfoque de proyecto III		
SPT (N_{90})	10	15	20	10	15	20	10	15	20
SPT (N_{60})	15,00	22,50	30,00	15,00	22,50	30,00	15,00	22,50	30,00
Lado de la base cuadrada (m)	2,45	1,99	1,72	2,36	1,93	1,66	2,06	1,68	1,45
Carga aplicada (kN)	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200
Tensión de contacto (kN/m^2)	201	302	406	215	322	435	283	425	571
Parámetros elásticos									
Módulo elástico secante E_s (Mpa) =	47,5	69,5	92,8	47,5	69,5	92,8	47,5	69,5	92,8
Módulo inicial E_i (Mpa) =	271,6	352,1	423,3	271,6	352,1	423,3	271,6	352,1	423,3
Tensión de rotura σ_R (Kpa) =	501,4	755,1	1013,8	502,8	757,2	1017,3	508,6	767,1	1031,0
k_i (MN/m^3) =	1086,4	1408,3	1693,0	1086,4	1408,3	1693,0	1086,4	1408,3	1693,0
k_i Cuadrada (MN/m^3) =	133,3	212,0	295,3	138,1	218,9	306,0	158,2	251,5	350,3
R_f =	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Asentamientos Elásticos (mm)									
Ley de Hooke	5,75	4,07	3,49	5,74	4,77	4,11	6,56	5,42	4,62
Maine et al	7,19	4,88	4,39	6,60	5,11	4,63	7,38	6,10	5,25
Leoni k_v (*)	4,73	3,61	3,13	4,82	3,73	3,25	5,18	4,28	3,72

Todos estos cálculos se encuentran representados en los tres gráficos que se adjuntan para cada factor de diseño considerado.

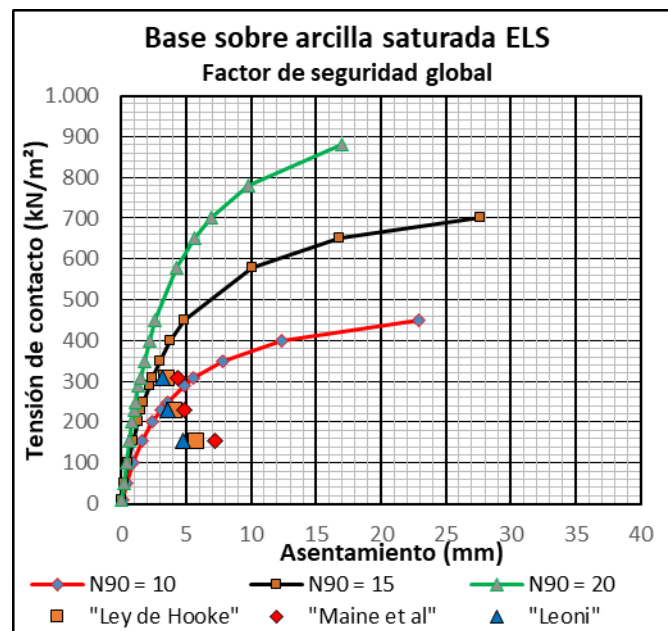


Figura 6. 1. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base apoyada en arcilla saturada, utilizando el método de factor de seguridad global en el Estado Límite de Servicio (ELS).

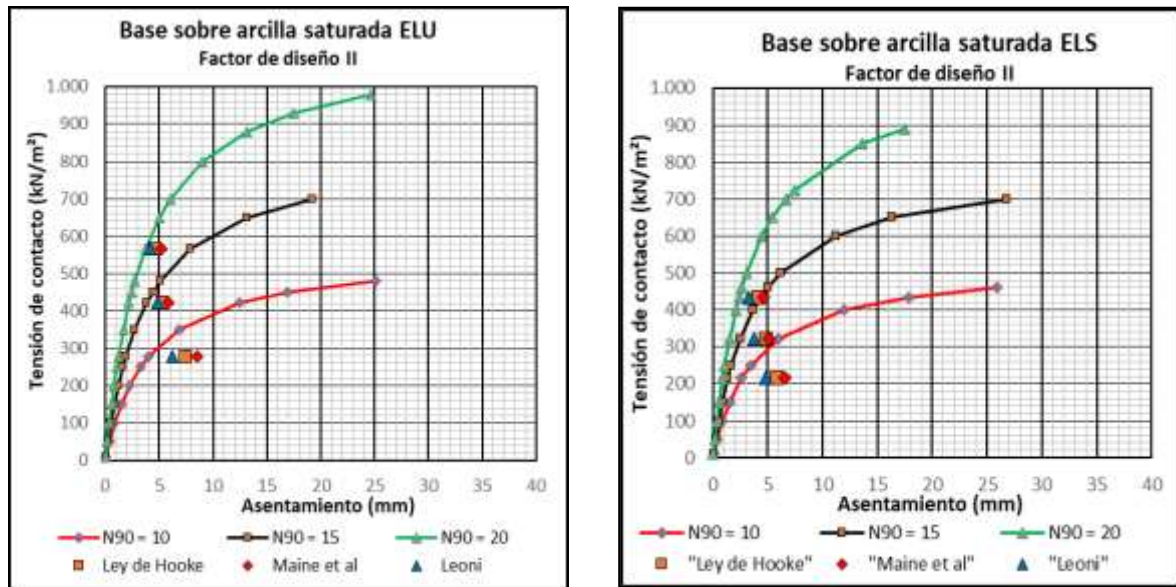


Figura 6. 2. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base apoyada en arcilla saturada, utilizando el Enfoque de diseño II del EC-7 en ELU y ELS.

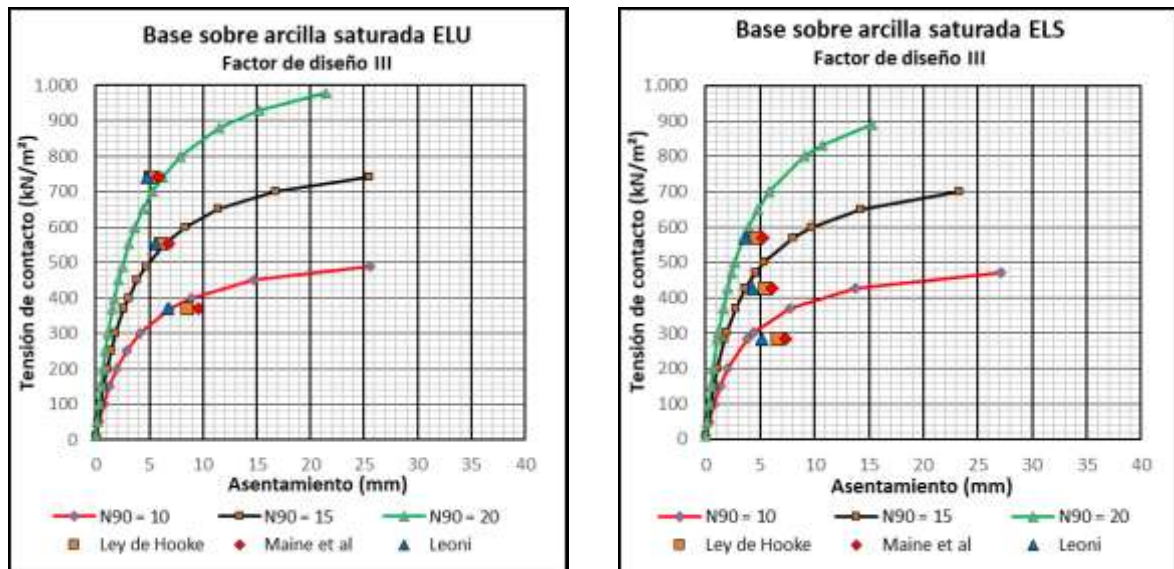


Figura 6. 3. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto base apoyada en arcilla saturada, utilizando el Enfoque de diseño III del EUC en ELU y ELS.

6.3. Variación porcentual de las dimensiones de las bases resultantes

En la Tabla 6. 7. que se adjunta podemos observar los resultados que obtuvimos para las dimensiones de la base cuadrada en cada uno de los enfoques de cálculo adoptados y para el ELU. Se aprecia que las bases de menores dimensiones se deducen para el Enfoque de Proyecto III, por lo tanto, y tomando las dimensiones deducidas con el Método Tradicional como punto de partida y dándoles un valor del 100%, calculamos a partir de este valor el decremento porcentual para cada uno de los otros enfoques de proyecto utilizado.

Tabla 6. 7. Variación porcentual de las dimensiones de las bases apoyada sobre suelos arcillosos saturados para el ELU.

Valores del SPT	Metodología de cálculo adoptada					
N ₉₀	Enfoque Tradicional (F _s = 2,5)		Enfoque de Proyecto II (γ _R = 1,8)		Enfoque de Proyecto III (γ _c = 1,40)	
	Área (m ²)	% de incremento	Área (m ²)	% de incremento	Área (m ²)	% de incremento
10	6,00	100 %	5,57	92,8 %	4,24	70,7 %
15	3,96	100 %	3,72	93,9 %	2,82	71,2 %
20	2,96	100 %	2,76	93,2 %	2,10	70,9 %

De este análisis se deduce que los Factores de Proyecto propuesto por el EC-7 dan resultados más económicos que con el método tradicional y para el caso específicos de suelos sin fricción el Enfoque de proyecto III da los resultados más económicos, independientemente de la compacidad de los suelos estudiados.

6.4. Resumen de los asentamientos resultantes

En las tablas 6.8 y 6.9 se detallan los valores de asentamientos calculados teniendo en cuenta las curvas de deformación hiperbólica de cada base analizada, tomando en cuenta el enfoque de Proyecto Tradicional, el ELS y el ELU.

Tabla 6. 8. Asentamientos de base cuadrada apoyada sobre arcillas saturadas para el ELU

SPT	Enfoque Tradicional (F _s = 2,5)		Enfoque de Proyecto II (γ _R = 1,8)		Enfoque de Proyecto III (γ _c = 1,40 γ _φ = 1,35)	
	B (m)	Asentamiento (mm)	B (m)	Asentamiento (mm)	B (m)	Asentamiento (mm)
N ₉₀ = 10	2,45	< 8	2,36	< 9	2,06	< 10
N ₉₀ = 15	1,99	< 6	1,93	< 6	1,68	< 8
N ₉₀ = 20	1,72	< 5	1,66	< 5	1,45	< 7

Tabla 6. 9. Asentamiento de base apoyada sobre arcillas saturadas para el ELS

SPT	Enfoque Tradicional (F _s = 2,5)		Enfoque de Proyecto II (γ _R = 1,8)		Enfoque de Proyecto III (γ _c = 1,40 γ _φ = 1,35)	
	B (m)	Asentamiento (mm)	B (m)	Asentamiento (mm)	B (m)	Asentamiento (mm)
N ₉₀ = 10	2,45	< 8	2,36	< 7	2,06	< 8
N ₉₀ = 15	1,99	< 6	1,93	< 6	1,68	< 7
N ₉₀ = 20	1,72	< 5	1,66	< 5	1,45	< 6

De acuerdo a estos resultados, podemos decir que, para este tipo de suelos, el Enfoque de proyecto III del EC-7 es de aplicación aceptable con valores de asentamientos aceptables y economía en la construcción de las bases.

7. BASE CUADRADA APOYADA EN SUELOS DE LA FM. PAMPEANO, NO SATURADOS

Las siguientes tablas presentan los valores de los parámetros que complementan la ecuación de capacidad de carga de Brinch-Hansen, así como los resultados del dimensionamiento de la base, determinado mediante un proceso de iteraciones sucesivas.

Tabla 7. 1. Dimensiones de la base y tensiones de diseño para la carga Neta con el método tradicional y con un valor de $F_s = 2,5$.

Método tradicional con coeficiente de seguridad $F_s = 2,5$			
Parámetro	$N_{90} = 10$	$N_{90} = 15$	$N_{90} = 20$
Carga (kN) =	1.200	1.200	1.200
Ancho (m) B =	1,86	1,36	1,04
Largo (m) L =	1,86	1,36	1,04
Profundidad (m) D =	1,00	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m ³) γ_h =	20,00	20,00	20,00
SPT N_{90} =	10,00	15,00	20,00
SPT N_{60} =	15,00	22,50	30,00
Fricción ϕ =	10,05	13,70	17,47
N_q =	2,48	3,49	4,99
N_γ =	0,39	0,91	1,88
N_c =	8,37	10,20	12,69
S_c =	1,20	1,20	1,20
S_γ =	0,90	0,90	0,90
S_q =	1,12	1,14	1,16
d_γ =	1,00	1,00	1,00
d_c =	1,14	1,18	1,22
d_q =	1,09	1,13	1,17
Índice de plasticidad (%) I_p =	20	20	20
Cohesión (kN/m ²) c =	70	105	140
Tensión última (kN/m ²) q_u =	870	1.617	2.752
Tensión admisible (kN/m ²) q_{ad} =	348	647	1.101

Tabla 7. 2. Dimensiones de la base y tensiones de diseño para la carga mayorada y con reducción de resistencia, según el enfoque de diseño II del EC-7 y en el ELU.

Enfoque de Diseño II			
Parámetro	$N_{90} = 10$	$N_{90} = 15$	$N_{90} = 20$
Carga (kN) =	1.560	1.560	1.560
Ancho (m) B =	1,79	1,32	1,01
Largo (m) L =	1,79	1,32	1,01
Profundidad (m) D =	1,00	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m ³) γ_h =	20,00	20,00	20,00
SPT N_{90} =	10,00	15,00	20,00
SPT N_{60} =	15,00	22,50	30,00
Fricción ϕ =	10,05	13,70	17,47
N_q =	2,48	3,49	4,99
N_γ =	0,39	0,91	1,88
N_c =	8,37	10,20	12,69

Enfoque de Diseño II			
Parámetro	N ₉₀ = 10	N ₉₀ = 15	N ₉₀ = 20
Sc =	1,20	1,20	1,20
S _γ =	0,90	0,90	0,90
S _q =	1,12	1,14	1,16
d _γ =	1,00	1,00	1,00
dc =	1,15	1,18	1,22
d _q =	1,09	1,13	1,18
Índice de plasticidad (%) I _p =	20	20	20
Cohesión (kN/m ²) c =	70	105	140
Tensión última (kN/m ²) q _u =	873	1.623	2.763
Tensión de diseño (kN/m ²) q _d =	485	902	1.535

Tabla 7. 3. Dimensiones de la base y tensiones de diseño para la carga mayorada y con reducción de resistencia, según el enfoque de diseño III del EC-7 y en el ELU

Enfoque de Diseño III			
Parámetro	N ₉₀ = 10	N ₉₀ = 15	N ₉₀ = 20
Carga (kN) =	1.560	1.560	1.560
Ancho (m) B =	1,67	1,27	1,01
Largo (m) L =	1,67	1,27	1,01
Profundidad (m) D =	1,00	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m ³) γ _h =	20,00	20,00	20,00
SPT N ₉₀ =	10,00	15,00	20,00
SPT N ₆₀ =	15,00	22,50	30,00
Fricción reducida φ =	7,48	10,24	13,12
N _q =	1,96	2,53	3,30
N _γ =	,19	,41	,80
N _c =	7,33	8,45	9,87
Sc =	1,20	1,20	1,20
S _γ =	,90	,90	,90
S _q =	1,10	1,12	1,14
d _γ =	1,00	1,00	1,00
dc =	1,15	1,19	1,22
d _q =	1,08	1,11	1,15
Índice de plasticidad (%) I _p =	20	20	20
Cohesión reducida (kN/m ²) c =	50	75	100
Tensión de diseño (kN/m ²) q _d =	557	971	1.539

7.1. Resumen de las dimensiones de las bases resultantes en suelos de la FM. Pampeano, no saturados

Podemos ahora hacer un resumen de los resultados que obtuvimos para cada uno de las metodologías de cálculo adoptadas. Los resultados se aprecian en la Tabla 7. 4.

Tabla 7. 4. Resumen de bases obtenidas en suelos de la FM. Pampeano no saturado

Valores del SPT	Dimensiones de las bases (m) para cada metodología adoptada					
N ₉₀	Enfoque Tradicional (Fs = 2,5)		Enfoque de Proyecto II ($\gamma_R = 1,8$)		Enfoque de Proyecto III ($\gamma_c = 1,40$ $\gamma_\phi = 1,35$)	
	Lado (m)	Área (m²)	Lado (m)	Área (m²)	Lado (m)	Área (m²)
10	1.86	3.46	1,79	3,20	1,67	2,79
15	1.36	1,85	1,32	1,74	1,27	1,61
20	1.04	1,08	1,01	1,02	1,01	1,02

7.2. Evaluación de los asentamientos elásticos

- Estado Límite Último (ELU)

Los parámetros considerados para este cálculo donde se pueden apreciar en la Tabla 7. 5. que se adjunta. En ella además se pueden observar los resultados de los asentamientos elásticos calculados según distintas teorías (Ley de Hooke, Maine & Poulos, Leoni) para las tensiones de contacto que resultan para cada caso con las dimensiones de las bases y las cargas mayoradas Q_M.

- Estado Límite de Servicio (ELS)

Habiendo dimensionado la geometría de la base con la carga mayorada, verificaremos ahora para la misma geometría de la base, las deformaciones que se producen para las cargas de servicio o cargas netas. En la Tabla 7. 6. se pueden observar los asentamientos elásticos que se generan.

Tabla 7. 5. Asentamientos para bases apoyadas en suelos de la Fm. Pampeano en ELU

ELU	Base cuadrada apoyada en suelos de la Fm. Pampeano ELU								
	Coeficiente de seguridad			Enfoque de proyecto II			Enfoque de proyecto III		
SPT (N ₉₀)	10	15	20	10	15	20	10	15	20
SPT (N ₆₀)	15,00	22,50	30,00	15,00	22,50	30,00	15,00	22,50	30,00
Lado de la base cuadrada (m)	1,86	1,36	1,04	1,79	1,32	1,01	1,67	1,27	1,01
Carga aplicada (kN)	1.200	1.200	1.200	1.560	1.560	1.560	1.560	1.560	1.560
Tensión de contacto (kN/m²)	348	647	1.101	485	902	1.535	557	971	1.538
Parámetros elásticos									
Módulo elástico secante Es (Mpa) =	47,5	69,5	92,8	47,5	69,5	92,8	47,5	69,5	92,8
Módulo inicial Ei (Mpa) =	271,6	352,1	423,3	271,6	352,1	423,3	271,6	352,1	423,3
Tensión de rotura σ_R (Kpa) =	870,0	1617,5	2752,0	872,6	1623,0	2762,5	877,8	1629,0	2762,9
ki (MN/m³) =	1086,4	1408,3	1693,0	1086,4	1408,3	1693,0	1086,4	1408,3	1693,0
ki Cuadrada (MN/m³) =	175,5	310,2	486,4	181,7	321,2	503,8	194,7	333,3	504,4
Rf =	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Asentamientos Elásticos (mm)									
Ley de Hooke	9,16	8,23	7,57	12,40	11,10	10,16	13,20	11,44	10,18
Maine et al	8,56	7,45	7,56	11,52	11,29	11,46	12,37	11,74	11,47
Leoni kv (*)	5,66	5,28	5,16	7,62	7,11	6,95	8,17	7,38	6,96

Tabla 7. 6. Asentamientos para bases apoyadas en suelos de la Fm. Pampeano en ELS

ELS	Base cuadrada apoyada en suelos de la Fm. Pampeano ELS								
	Coeficiente de seguridad			Enfoque de proyecto II			Enfoque de proyecto III		
SPT (N_{90})	10	15	20	10	15	20	10	15	20
SPT (N_{60})	15,00	22,50	30,00	15,00	22,50	30,00	15,00	22,50	30,00
Lado de la base cuadrada (m)	1,86	1,36	1,04	1,79	1,32	1,01	1,67	1,27	1,01
Carga aplicada (kN)	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200
Tensión de contacto (kN/m^2)	348	647	1.101	375	689	1.176	428	747	1.183
Parámetros elásticos									
Módulo elástico secante E_s (Mpa) =	47,5	69,5	92,8	47,5	69,5	92,8	47,5	69,5	92,8
Módulo inicial E_i (Mpa) =	271,6	352,1	423,3	271,6	352,1	423,3	271,6	352,1	423,3
Tensión de rotura σ_R (Kpa) =	870,0	1617,5	2752,0	872,7	1622,4	2762,0	877,8	1629,0	2762,9
k_i (MN/m^3) =	1086,4	1408,3	1693,0	1086,4	1408,3	1693,0	1086,4	1408,3	1693,0
k_i Cuadrada (MN/m^3) =	175,4	310,2	486,4	182,1	320,1	502,9	194,7	333,3	504,4
R_f =	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Asentamientos Elásticos (mm)									
Ley de Hooke	9,16	8,23	7,57	9,55	8,51	7,81	10,15	8,79	7,82
Maine et al	8,56	7,45	7,56	8,88	8,66	8,80	9,51	9,02	8,82
Leoni kv (*)	5,66	5,28	5,16	5,88	5,45	5,34	6,27	5,66	5,34

Todos estos cálculos se encuentran representados en los tres gráficos que se adjuntan para cada factor de diseño considerado.

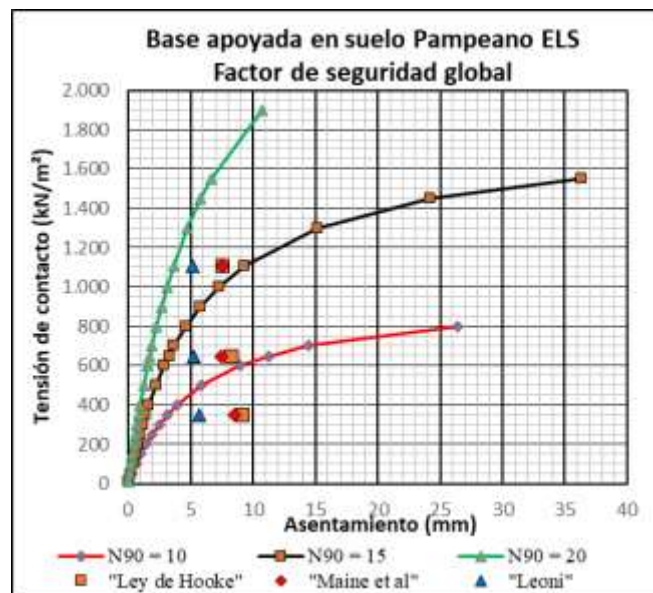


Figura 7. 1. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base apoyada en suelo pampeano, utilizando el método de factor de seguridad global en el Estado Límite de Servicio (ELS).

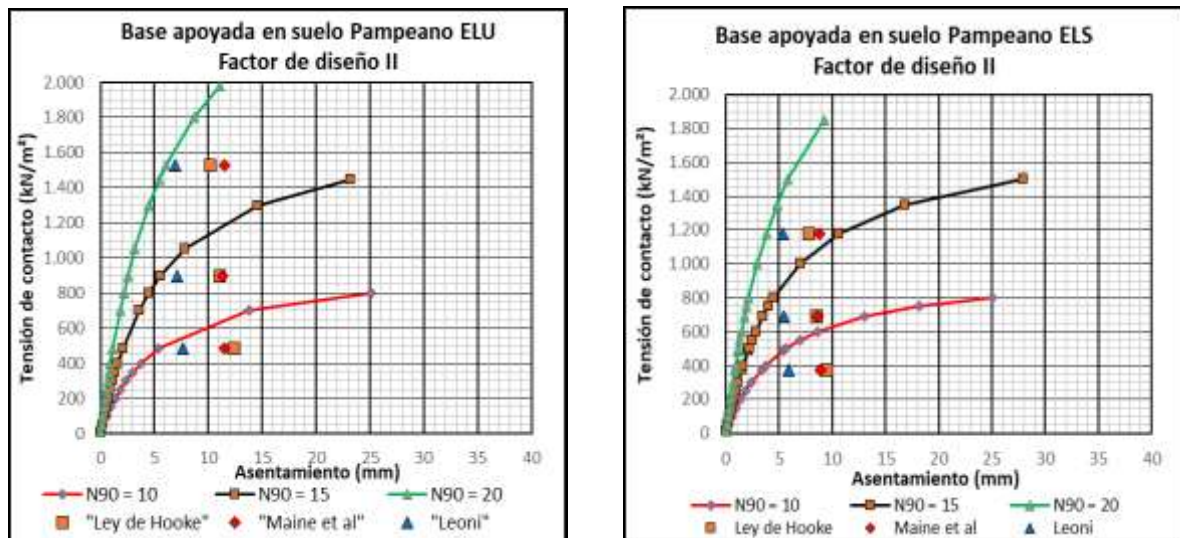


Figura 7. 2. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base apoyada en suelo pampeano, utilizando el Enfoque de diseño II del EUC en ELU y ELS.

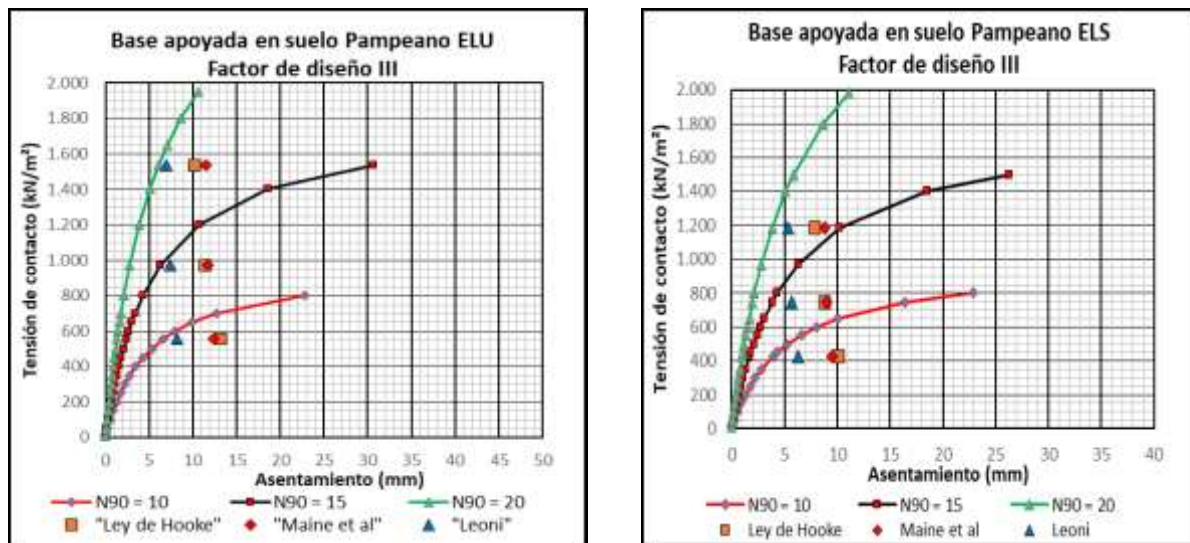


Figura 7. 3. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base apoyada en suelo pampeano, utilizando el Enfoque de diseño III del EUC en ELU y ELS.

7.3. Variación porcentual de las dimensiones de las bases

En la Tabla 7. 7. que se adjunta podemos observar los resultados que obtuvimos para las dimensiones de la base cuadrada en cada uno de los enfoques de cálculo adoptadas y para el ELU. Se aprecia que las bases de menores dimensiones se deducen para el Enfoque de Proyecto III, por lo tanto y tomando las dimensiones deducidas con el Método Tradicional como punto de partida y dándoles un valor del 100%, calculamos a partir de este valor el decremento porcentual para cada uno de los otros enfoques de proyecto utilizado.

Tabla 7. 7. Variación porcentual de las dimensiones de las bases apoyada sobre suelos Pampeano no saturado per el ELU

Valores del SPT	Metodología de cálculo adoptada					
N ₉₀	Enfoque Tradicional (Fs = 2,5)		Enfoque de Proyecto II ($\gamma_R = 1,8$)		Enfoque de Proyecto III ($\gamma_c = 1,40$ $\gamma_\phi = 1,35$)	
	Área (m ²)	% de incremento	Área (m ²)	% de incremento	Área (m ²)	% de incremento
10	3,46	100 %	3,20	92,5 %	2,79	80,6 %
15	1,85	100 %	1,74	94,0 %	1,61	87,0 %
20	1,08	100 %	1,02	94,4 %	1,02	94,4 %

De este análisis se deduce que los enfoques de proyecto recomendados por el EC-7 dan resultados más económicos y a medida que se incrementa la compacidad de los suelos analizados, la diferencia entre los resultados se achica y prácticamente se anula para los suelos “muy compactos”.

7.4. Resumen de los asentamientos resultantes

En las tablas 7.8 y 7.9 se detallan los valores de asentamientos calculados teniendo en cuenta las curvas de deformación hiperbólica de cada base analizada, tomando en cuenta el enfoque de Proyecto Tradicional, el ELS y el ELU.

Tabla 7. 8. Base cuadrada apoyada sobre suelo Pampeano para el ELU

SPT	Enfoque Tradicional (Fs = 2,5)		Enfoque de Proyecto II ($\gamma_R = 1,8$)		Enfoque de Proyecto III ($\gamma_c = 1,40$ $\gamma_\phi = 1,35$)	
	B (m)	Asentamiento (mm)	B (m)	Asentamiento (mm)	B (m)	Asentamiento (mm)
N ₉₀ = 10	1,86	< 10	1,79	< 13	1,67	< 14
N ₉₀ = 15	1,36	< 9	1,32	< 12	1,27	< 12
N ₉₀ = 20	1,04	< 9	1,01	< 12	1,01	< 12

Tabla 7. 9. Base cuadrada apoyada sobre suelo Pampeano para el ELS

SPT	Enfoque Tradicional (Fs = 2,5)		Enfoque de Proyecto II ($\gamma_R = 1,8$)		Enfoque de Proyecto III ($\gamma_c = 1,40$ $\gamma_\phi = 1,35$)	
	B (m)	Asentamiento (mm)	B (m)	Asentamiento (mm)	B (m)	Asentamiento (mm)
N ₉₀ = 10	1,86	< 10	1,79	< 10	1,67	< 11
N ₉₀ = 15	1,36	< 9	1,32	< 9	1,27	< 9
N ₉₀ = 20	1,04	< 9	1,01	< 9	1,01	< 9

De acuerdo a estos resultados, podemos decir que, para este tipo de suelos, todos los Enfoques de proyecto son de aplicación con valores de asentamientos muy similares y aceptables y con el enfoque de proyecto III que sigue dando los valores de las bases más económicas, sin un gran incremento de las deformaciones.

8. BASE CUADRADA APOYADA SOBRE UN SUELO GRANULAR NO SATURADO

En las tablas que se adjuntan a continuación se detallan los valores de los parámetros que complementan la ecuación de capacidad de carga de Brinch-Hansen y los resultados de la dimensión de la base que se requiere dimensionar y que se obtiene por iteraciones sucesivas.

Tabla 8. 1. Dimensiones de la base y tensiones de diseño para la carga Neta con el método tradicional y con un valor de $F_s = 3$

Método tradicional con $F_s = 3$			
Parámetro	$N_{90} = 10$	$N_{90} = 15$	$N_{90} = 20$
Carga (kN) =	1.200	1.200	1.200
Ancho (m) B =	1,97	1,65	1,39
Largo (m) L =	1,97	1,65	1,39
Profundidad (m) D =	1,00	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m³) g_h =	20,0	20,0	20,0
SPT N_{90} =	10,0	15,0	20,0
SPT N_{60} =	15,0	22,5	30,0
$(N_1)_{60}$ =	22,50	33,75	45,00
Fricción ϕ =	34,30	37,17	39,62
N_q =	21,35	30,05	40,86
N_γ =	18,55	29,57	44,44
N_c =	33,47	42,79	53,64
S_c =	1,25	1,30	1,37
S_γ =	0,87	0,85	0,82
S_q =	1,24	1,29	1,36
d_γ =	1,00	1,00	1,00
d_c =	1,15	1,19	1,22
d_q =	1,15	1,18	1,22
Cohesión (kN/m²) c =	0,00	0,00	0,00
Tensión última (kN/m²) q_u =	926	1.327	1.856
Tensión admisible (kN/m²) q_{ad} =	309	442	619

Tabla 8. 2. Dimensiones de la base y tensiones de diseño para la carga mayorada y con reducción de resistencia, según el enfoque de diseño II del EC-7 y en el ELU

Enfoque de Diseño II ($\gamma_R = 1,80$)			
Parámetro	$N_{90} = 10$	$N_{90} = 15$	$N_{90} = 20$
Carga (kN) =	1.560	1.560	1.560
Ancho (m) B =	1,77	1,47	1,24
Largo (m) L =	1,77	1,47	1,24
Profundidad (m) D =	1,00	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m³) g_h =	20,0	20,0	20,0
SPT N_{90} =	10,0	15,0	20,0
SPT N_{60} =	15,0	22,5	30,0
$(N_1)_{60}$ =	22,50	33,75	45,00
Fricción ϕ =	34,30	37,17	39,62

Enfoque de Diseño II ($\gamma_R = 1,80$)			
Parámetro	N₉₀ = 10	N₉₀ = 15	N₉₀ = 20
N_q =	21,35	30,05	40,86
N_γ =	18,55	29,57	44,44
N_c =	33,47	42,79	53,64
S_c =	1,25	1,30	1,37
S_γ =	0,87	0,85	0,82
S_q =	1,24	1,29	1,36
d_γ =	1,00	1,00	1,00
d_c =	1,17	1,20	1,24
d_q =	1,16	1,20	1,24
Cohesión (kN/m²) c =	0,00	0,00	0,00
Tensión última (kN/m²) q_u =	901	1.297	1.826
Tensión de diseño (kN/m²) q_d =	500	721	1.014

Tabla 8. 3. Dimensiones de la base y tensiones de diseño para la carga mayorada y con reducción de resistencia, según el enfoque de diseño III del EC-7 y en el ELU

Enfoque de Diseño III ($\gamma_c = 1,40$ $\gamma_\phi = 1,35$)			
Parámetro	N₉₀ = 10	N₉₀ = 15	N₉₀ = 20
Carga (kN) =	1.560	1.560	1.560
Ancho (m) B =	2,05	1,78	1,57
Largo (m) L =	2,05	1,78	1,57
Profundidad (m) D =	1,00	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m³) g_h =	20,0	20,0	20,0
SPT N₉₀ =	10,0	15,0	20,0
SPT N₆₀ =	15,0	22,5	30,0
(N₁)₆₀ =	22,50	33,75	45,00
Fricción ϕ =	31,30	34,17	36,62
Fricción reducida ϕ_c =	24,24	26,69	28,83
N_q =	9,85	12,77	16,14
N_γ =	5,98	8,88	12,50
N_c =	19,65	23,41	27,50
S_c =	1,21	1,22	1,23
S_γ =	0,90	0,89	0,89
S_q =	1,19	1,20	1,21
d_γ =	1,00	1,00	1,00
d_c =	1,14	1,16	1,18
d_q =	1,13	1,15	1,17
Cohesión reducida (kN/m²) c =	0,00	0,00	0,00
Tensión de diseño (kN/m²) q_d =	373	492	632

8.1. Resumen de las dimensiones de las bases resultantes

Podemos ahora hacer un resumen de los resultados que obtuvimos para cada uno de las metodologías de cálculo adoptadas. Los resultados se aprecian en la tabla 8.4.

Tabla 8. 4. Resumen de bases obtenidas en suelos granulares

Valores del SPT	Dimensiones de las bases (m) para cada metodología adoptada		
N_{90}	Enfoque Tradicional ($F_s = 3$)	Enfoque de Proyecto II ($\gamma_R = 1,8$)	Enfoque de Proyecto II ($\gamma_\phi = 1,35$)
10	1.97	1,77	2,05
15	1.65	1,47	1,78
20	1.39	1,24	1,57

8.2. Evaluación de los asentamientos elástico

- Estado Límite Último (ELU)

Los parámetros considerados para este cálculo se pueden apreciar en la tabla 8.5 que se adjunta. En ella además se pueden observar los resultados de los asentamientos elásticos calculados según distintas teorías (Ley de Hooke, Schmertmann, Leoni) para las tensiones de contacto que resultan para cada caso con las dimensiones de las bases y las cargas mayoradas Q_M .

- Estado Límite de Servicio (ELS)

Habiendo dimensionado la geometría de la base con la carga mayorada, verificaremos ahora para la misma geometría de la base, las deformaciones que se producen para las cargas de servicio o cargas netas. En la tabla 8.6 se pueden observar los asentamientos elásticos que se generan.

Tabla 8. 5. Asentamientos para bases apoyadas en suelos granulares en ELU

ELU	Base cuadrada apoyada en arena no saturada ELU								
	Coeficiente de seguridad			Enfoque de proyecto II			Enfoque de proyecto III		
SPT (N_{90})	10	15	20	10	15	20	10	15	20
SPT (N_{60})	15,00	22,50	30,00	15,00	22,50	30,00	15,00	22,50	30,00
Lado de la base cuadrada (m)	1,97	1,65	1,39	1,77	1,47	1,24	2,05	1,78	1,57
Carga aplicada (kN)	1.200	1.200	1.200	1.560	1.560	1.560	1.560	1.560	1.560
Tensión de contacto (kN/m^2)	309	442	618	500	721	1.014	373	492	632
Parámetros elásticos									
Módulo elástico secante E_s (Mpa) =	37,8	55,5	74,4	37,8	55,5	74,4	37,8	55,5	74,4
Módulo inicial E_i (Mpa) =	183,4	239,7	289,8	183,4	239,7	289,8	183,4	239,7	289,8
Tensión de rotura σ_R (Kpa) =	926,3	1327,1	1855,5	900,6	1297,2	1825,7	936,0	1351,6	1895,9
k_i (MN/m^3) =	336,3	439,5	531,4	336,3	439,5	531,4	336,3	439,5	531,4
$k_{i \text{ Cuadrada}}$ (MN/m^3) =	119,11	167,71	218,23	124,62	176,13	230,17	117,33	162,29	206,94
R_f =	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Asentamientos Elásticos (mm)									
Ley de Hooke	10,62	8,53	7,36	13,66	12,50	12,30	6,29	5,69	5,52
Schmertmann	13,66	12,50	12,30	22,89	21,05	20,94	17,97	15,36	14,11
Leoni kv (*)	6,29	5,69	5,52	9,74	8,83	8,58	7,80	6,54	5,95

Tabla 8. 6. Asentamientos para bases apoyadas en suelos granulares en ELS

ELS	Base cuadrada apoyada en arenas no saturadas ELS								
	Coeficiente de seguridad			Enfoque de proyecto II			Enfoque de proyecto III		
SPT (N_{90})	10	15	20	10	15	20	10	15	20
SPT (N_{60})	15,00	22,50	30,00	15,00	22,50	30,00	15,00	22,50	30,00
Lado de la base cuadrada (m)	1,97	1,65	1,39	1,77	1,47	1,24	2,05	1,78	1,57
Carga aplicada (kN)	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200
Tensión de contacto (kN/m^2)	309	442	619	385	554	780	287	379	486
Parámetros elásticos									
Módulo elástico secante E_s (Mpa) =	37,8	55,5	74,4	37,8	55,5	74,4	37,8	55,5	74,4
Módulo inicial E_i (Mpa) =	183,4	239,7	289,8	183,4	239,7	289,8	183,4	239,7	289,8
Tensión de rotura σ_R (Kpa) =	926,3	1327,1	1855,5	900,6	1297,2	1825,7	936,0	1351,6	1895,9
k_i (MN/m^3) =	336,3	439,5	531,4	336,3	439,5	531,4	336,3	439,5	531,4
k_i Cuadrada (MN/m^3) =	119,1	167,7	218,2	124,6	176,1	230,2	117,3	162,3	206,9
R_f =	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Asentamientos Elásticos (mm)									
Ley de Hooke	10,62	8,53	7,36	11,86	9,48	8,14	10,32	8,00	6,69
Schmertmann	13,66	12,50	12,30	16,38	15,05	14,92	12,84	10,99	10,09
Leoni	6,29	5,69	5,52	7,50	6,79	6,60	6,00	5,03	4,58

Todos estos cálculos se encuentran representados en los tres gráficos que se adjuntan para cada factor de diseño considerado.

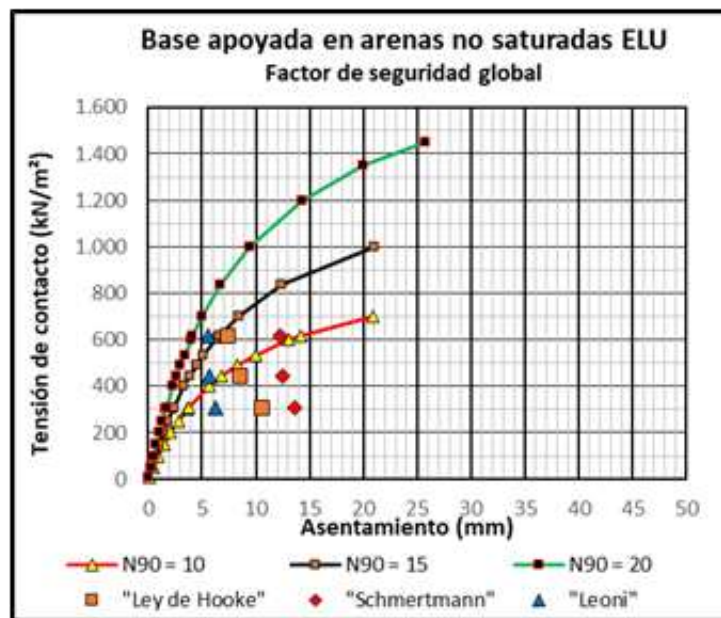


Figura 8. 1. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base apoyada en suelo granular, utilizando el método de factor de seguridad global en el Estado Límite de Servicio (ELU).

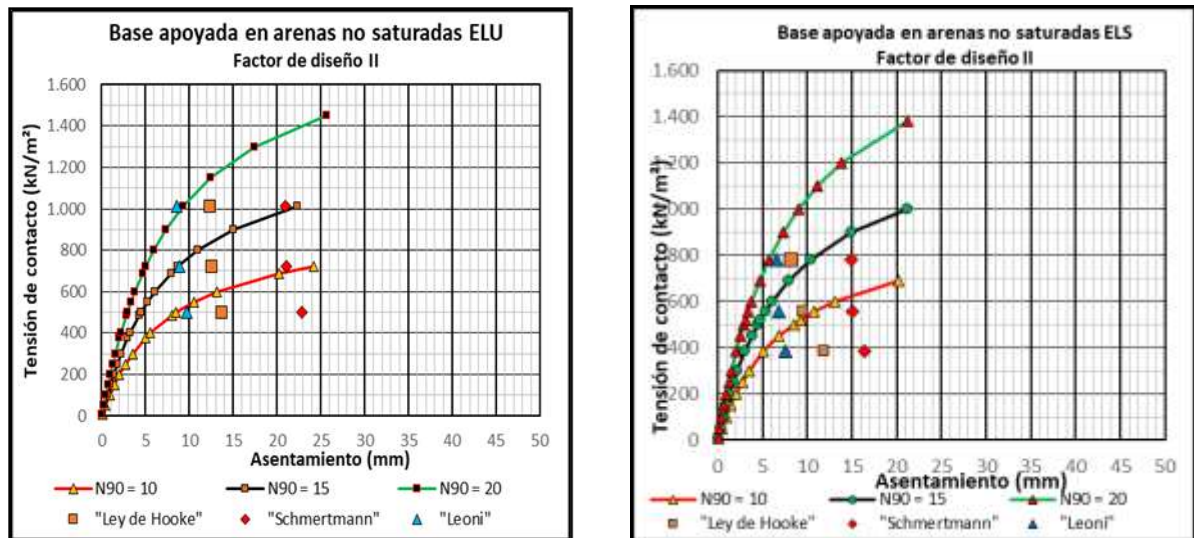


Figura 8. 2. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base apoyada en suelo granular, utilizando el Enfoque de diseño II del EC-7 en ELU y ELS.

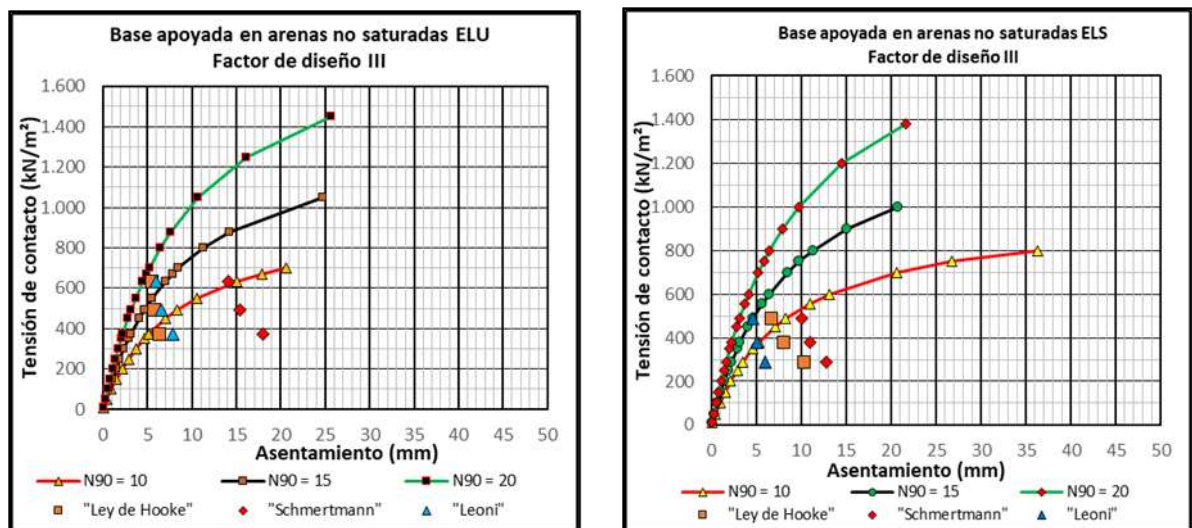


Figura 8. 3. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base apoyada en suelo granular, utilizando el Enfoque de diseño III del EC-7 en ELU y ELS.

8.3. Variación porcentual de las dimensiones de las bases resultantes

En la tabla 8.7 que se adjunta podemos observar los resultados que obtuvimos para las dimensiones de la base cuadrada en cada uno de los enfoques de cálculo adoptadas y para el ELU. Se aprecia que las bases de menores dimensiones se deducen para el Enfoque de Proyecto II, por lo tanto y tomando las dimensiones deducidas con el Método Tradicional como punto de partida y dándoles un valor del 100%, calculamos a partir de este valor el decremento porcentual para cada uno de los otros enfoques de proyecto utilizado.

Tabla 8. 7. Variación porcentual de las dimensiones de las bases apoyada sobre suelos granulares no saturados para el ELU

Valores del SPT	Metodología de cálculo adoptada					
N_{90}	Enfoque Tradicional ($F_s = 3$)		Enfoque de Proyecto II ($\gamma_R = 1,8$)		Enfoque de Proyecto III ($\gamma_c = 1,40$ $\gamma_\phi = 1,35$)	
	Área (m ²)	% de incremento	Área (m ²)	% de incremento	Área (m ²)	% de incremento
10	3,88	100 %	3,13	80,7 %	4,20	108,2 %
15	2,72	100 %	2,16	79,4 %	3,17	116,5 %
20	1,93	100 %	1,54	79,8 %	2,46	127,5 %

De este análisis se deduce que el método tradicional con un $F_s = 3$, da resultados más que aceptables y entre los dos Enfoques de Proyecto II y III, se aprecia que a medida que se incrementa el valor de la fricción de los suelos considerados, el Enfoque de Proyecto III da resultados más costosos.

8.4. Resumen de los asentamientos resultantes

En las tablas 8.8 y 8.9 se detallan los valores de asentamientos calculados teniendo en cuenta las curvas de deformación hiperbólica de cada base analizada, tomando en cuenta el enfoque de Proyecto Tradicional, el ELS y el ELU.

Tabla 8. 8. Base cuadrada apoyada sobre arenas no saturadas para el ELU

SPT	Enfoque Tradicional ($F_s = 3$)		Enfoque de Proyecto II ($\gamma_R = 1,8$)		Enfoque de Proyecto III ($\gamma_c = 1,40$ $\gamma_\phi = 1,35$)	
	B (m)	Asentamiento (mm)	B (m)	Asentamiento (mm)	B (m)	Asentamiento (mm)
$N_{90} = 10$	1,97	< 9	1,77	< 23	2,05	< 18
$N_{90} = 15$	1,65	< 8	1,47	< 21	1,78	< 16
$N_{90} = 20$	1,39	< 8	1,24	< 21	1,57	< 15

Tabla 8. 9. Base cuadrada apoyada sobre arenas no saturadas para el ELS

SPT	Enfoque Tradicional ($F_s = 3$)		Enfoque de Proyecto II ($\gamma_R = 1,8$)		Enfoque de Proyecto III ($\gamma_c = 1,40$ $\gamma_\phi = 1,35$)	
	B (m)	Asentamiento (mm)	B (m)	Asentamiento (mm)	B (m)	Asentamiento (mm)
$N_{90} = 10$	1,97	< 9	1,77	< 17	2,05	< 13
$N_{90} = 15$	1,65	< 8	1,47	< 15	1,78	< 12
$N_{90} = 20$	1,39	< 8	1,24	< 15	1,57	< 10

De acuerdo a estos resultados, podemos decir que, para este tipo de suelos, todos los Enfoques de proyecto son de aplicación con valores de asentamientos muy similares y aceptables y con el Enfoque de Proyecto II del EC-7 que da los valores de las bases más económicas, con un pequeño incremento de las deformaciones.

8.5. Conclusiones

De los resultados observados podemos obtener las siguientes conclusiones:

a) Metodología tradicional con coeficientes de seguridad globales “Fs”

- Aplicando la metodología tradicional con coeficientes de seguridad global y tomando las cargas netas, por lo general se obtienen bases algo mayores y en consecuencia asentamientos menores. En este cálculo para las arcillas saturadas y los suelos de la Fm. Pampeano se aplica valores del coeficiente de seguridad de $F_s = 2,5$ mientras que para los suelos granulares se toma un valor de $F_s = 3$.
- Con el valor de $F_s = 3$ se obtienen asentamientos muy aceptables para las bases dimensionada en suelos granulares.

b) Metodología de cálculo con factores parciales de mayoración de las acciones y de reducción de la resistencia (E.P. II)

- Según se aprecia en los resultados que se exponen, en la metodología del E.P. II tiene la particularidad muy importante, que radica en que el coeficiente de reducción “ $\gamma_R = 1,8$ ” entre la tensión de diseño “ q_d ” y la tensión de hundimiento o última “ q_u ”, que se obtiene con el modelo matemático que se utilice (Brinch Hansen u otros), y con los parámetros de corte sin reducir, Otra particularidad es que se incrementan las cargas y se trabaja con cargas mayoradas. Los valores de las tensiones de diseño resultan aceptables y dentro de un rango lógico y con economía en la dimensión de las bases respecto de la metodología tradicional.
- Los valores calculados de los asentamientos elásticos son aceptables para el estado de servicio.

c) Metodología de cálculo con factores parciales de mayoración de las acciones y de reducción de los parámetros de corte (E.P. III)

- En el presente trabajo se observa que para el cálculo de las fundaciones en suelos granulares, se tomaron factores de reducción de los parámetros de $\gamma_\phi = 1,35$ $\gamma_c = 1,40$
- Se puede apreciar en los resultados que para el estado último de servicio (ELU) las tensiones de diseño son elevadas y por ende los asentamientos son elevados con algunos valores superiores a 30 mm en los suelos granulares.
- Finalmente debemos mencionar que con los Enfoque de Proyecto II y III, se aprecian diferencias importantes en los resultados finales para suelos granulares y para suelos cohesivos saturados. Siendo el E.P. III el que da resultados más económicos para suelos cohesivos saturados, mientras que el E.P. II da resultados más económicos para suelos granulares no saturados, o en otros términos, a medida que el valor del ángulo de ficción aumenta, el EP II da resultados más económicos.

9. FUNDACIÓN DE UN TANQUE DE AGUA ELEVADO

9.1. Introducción

En los próximos ejercicios se dimensionarán las fundaciones para un tanque de 150.000 litros de agua que se ubica elevado, 11,50 m a partir del nivel del plano de apoyo de la base circular del mismo, de acuerdo a la figura 8.1 que se adjunta.

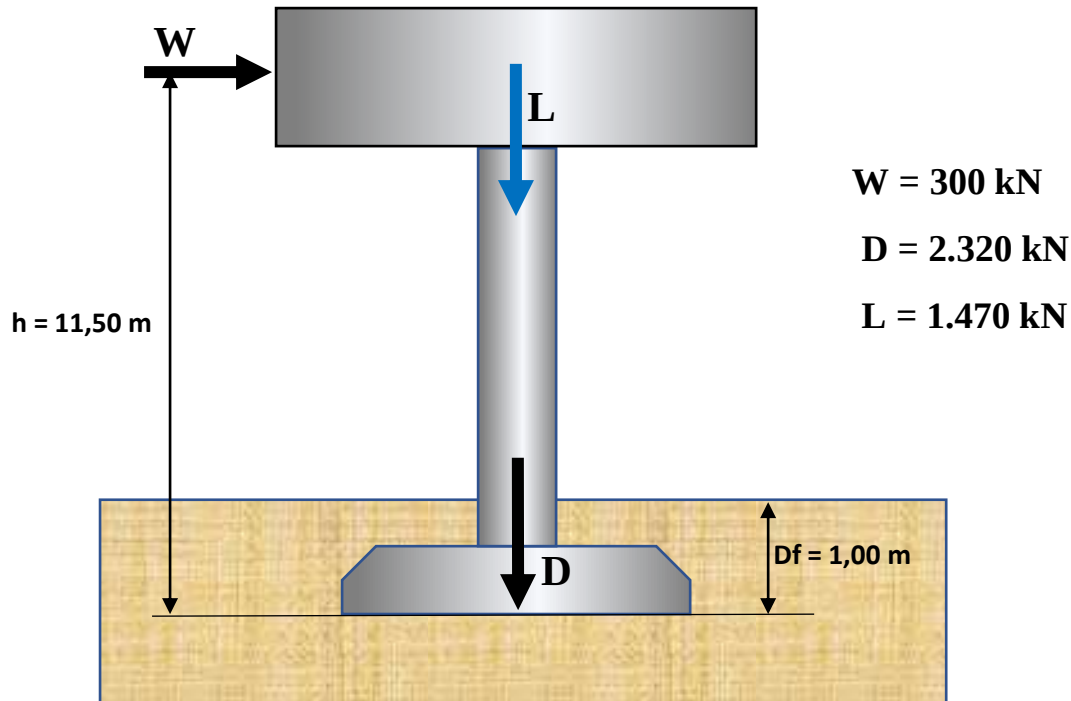


Figura 9. 1. Esquema del tanque de agua

Teniendo en cuenta la geometría de la estructura del tanque, construido en H° A° se define que el peso propio del mismo es de $D = 2.320 \text{ kN}$. La carga viva del mismo cuando se carga con agua es de $L = 1.470 \text{ kN}$ y la carga de viento se calcula en $W = 300 \text{ kN}$.

Para los cálculos se supusieron dos estados de carga, según se detalla a continuación

Tanque lleno:

$$\gamma_{D1} = 1,20; \quad \gamma_{D2} = 1; \quad \gamma_L = 1,60; \quad \gamma_W = 1,50$$

Bajo estos estados de carga se dimensiona la base del tanque tanto para el Estado Límite Último (ELU) como para el Estado de Límite de Servicio (ELS)

Para el **ELU** se toma el siguiente estado de carga:

Tanque lleno:

$$U = \gamma_{D1} \times D + \gamma_L \times L$$

$$W = W$$

Tanque vacío:

$$U = D$$

$$W = \gamma_w \times W$$

Mientras que para el **ELS** se toma el siguiente estado de carga:

Tanque lleno:

$$U = \gamma_{D2} \times D + L$$

$$W = W$$

Tanque vacío:

$$U = D$$

$$W = W$$

9.2. Cálculo del área efectiva

Es obvio que en el dimensionado de las bases de una estructura sometida a una carga de viento la carga vertical proveniente de la carga muerta (peso propio) más la carga viva (sobrecarga), no se ubican en el centro de la base, sino que la misma se desplaza debido a la acción de viento, una magnitud “e” llamada excentricidad y definida por la acción vertical que se considere en cada caso $U = \gamma_D.D + \gamma_L.L$:

$$M = W.h = U.e$$

$$e = \frac{W.h}{U}$$

Esto hace que la resultante de las cargas verticales que se consideren, se desplacen una excentricidad “e” respecto del centro de la base y que éste sea ahora, en nuevo baricentro de la base que tendrá un área efectiva “Af” representada por la superficie sombreada de la figura 9.2.

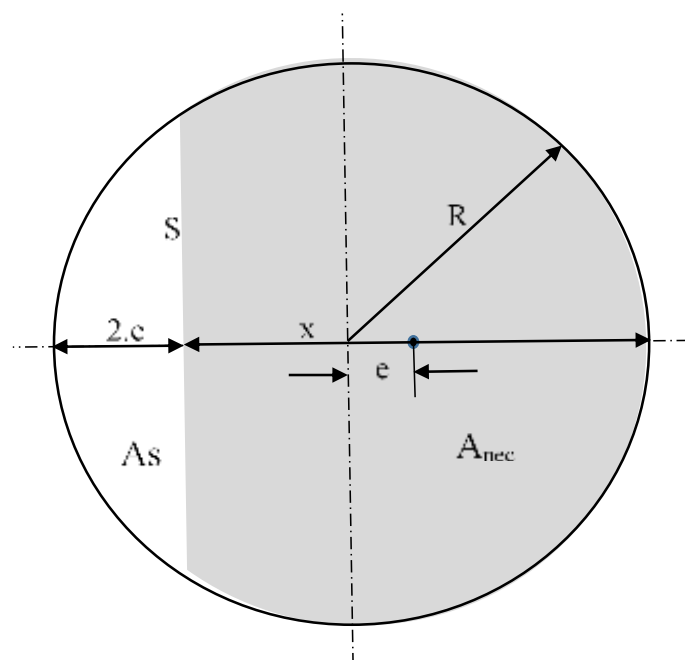


Figura 9. 2. Definición del área efectiva en una base circular

Para calcular el área efectiva, o área necesaria $A_{nec.}$ en función de la carga vertical y la tensión de admisible o de diseño q_d , tenemos que seguir los pasos que se describen a continuación y para dos situaciones distintas que son:

9.2.1 Cuando el valor del radio de la base es mayor a dos veces la excentricidad $R > 2.e$

- a) Suponer un valor del radio " R_1 " de la base, aproximándolo con un primer valor de $R_1 \sim 4.e$
- b) Calcular la longitud de la cuerda " S " del segmento circular con la siguiente ecuación:

$$S = \sqrt{(R_1 - e) \cdot 16.e}$$

- c) Calcular el área del segmento circular " A_s " (no sombreado de la figura 4) con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{e}{S} \left[2.e + \frac{4}{3} \cdot S^2 \right]$$

- d) Calcular el área necesaria " $A_{nec.}$ " Teniendo en cuenta la carga y la tensión de diseño:

$$A_{nec.} = \frac{Q}{q_d}$$

- e) Obtener otro valor del radio " R " teniendo en cuenta que el área total de la base circular es $A = A_s + A_{nec.}$.

$$R = \sqrt{\frac{A_{nec.} + A_s}{\pi}}$$

- f) Reemplazar el valor de R_1 por el valor de R y recalcular los valores de S , A_s y R hasta que los valores de R y R_1 coincidan.
- g) Darle valor a " X " haciendo:

$$X = D - 2.e$$

- h) Fijar un valor del ancho " B " de la base rectangular equivalente haciendo:

$$B = 0,9.X$$

- i) Finalmente se debe adoptar un valor del largo de la base equivalente " L " dándole un valor menor al diámetro " D " ($L < D$).
- j) Con " L " y " B " calcular el área de la base equivalente A_{nec2} variando el valor de " B " hasta que se haga $A_{nec.} = B.L = A_{nec2}$. (Figura 9.3)

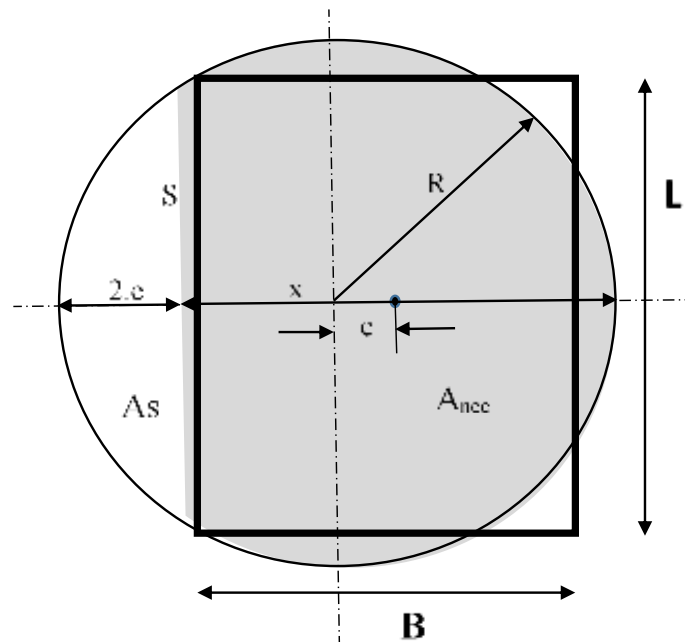


Figura 9. 3. Definición del área efectiva rectangular equivalente en una base circular

9.2.2 Cuando el valor del radio R de la base es menor a 2.e ($R < 2.e$)

En este caso para calcular el área efectiva, o área necesaria A_{nec} , en función de la carga vertical y la tensión de admisible o de diseño, q_d , tenemos que seguir los siguientes pasos:

a) Suponer un valor del radio “ R_1 ” de la base, aproximándolo con un primer valor de $R_1 = 1,5.e$

b) Calcular el valor de x con:

$$x = 2.R_1 - 2.e$$

c) Calcular la longitud de la cuerda “S” del segmento circular con la siguiente ecuación:

$$S = \sqrt{(R_1 - \frac{x}{2}) \cdot 8.x}$$

d) Calcular el área del segmento circular “As” con la siguiente ecuación:

$$A_{nec.} = \frac{x}{2S} \left[x + \frac{4}{3} \cdot S^2 \right]$$

e) Calcular el área necesaria “ $A_{nec1.}$ ” Teniendo en cuenta la carga y la tensión de diseño:

$$A_{nec1.} = \frac{Q}{q_d}$$

f) Obtener otro valor del radio “R” teniendo en cuenta que el área total de la base circular es $A = A_s + A_{nec.}$

$$R = \sqrt{\frac{A_{nec.} + A_s}{\pi}}$$

g) Darle valore a R_1 hasta que $A_{nec} = A_{nec1.}$

h) Fijar un valor del ancho “B” de la base rectangular equivalente haciendo:

$$B = 0,9.X$$

- i) Finalmente se debe adoptar un valor del largo de la base equivalente “L” dándole un valor menor al diámetro “D” ($L < D$).

Con “L” y “B” calcular el área de la base equivalente A_{nec2} variando el valor de “B” hasta que se haga $A_{nec2} = B.L = A_{nec1}$. (Figura 9. 4)

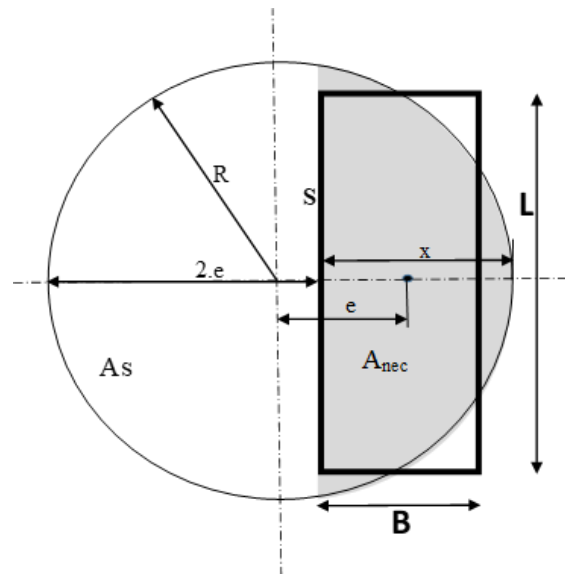


Figura 9. 4. Esquema de cálculo del área efectiva para los casos en que $R < 2.e$

10.TANQUE APOYADO EN UN MANTO DE SUELO ARCILLOSO SATURADO

Para definir esta fundación se considera que el manto de suelos considerado es un manto homogéneo en profundidad, que obviamente se encuentra con un nivel elevado de la napa de agua y donde de los estudios de suelos ejecutados, se puede tomar un valor promedio del SPT de $N_{90} = 10$, y un valor de la densidad húmeda de $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$ y en el que se pueden aproximar los parámetros de corte y elásticos según el detalle del apartado 5.7.

10.1. Estado Límite Último ELU

En las tablas que se adjuntan a continuación se detallan los valores de los parámetros que complementan la ecuación de capacidad de carga de Brinch-Hansen y los resultados de la dimensión de la base que se requiere dimensionar y que se obtiene por iteraciones sucesivas.

Tabla 10. 1. Cálculo de las tensiones de diseño teniendo en cuenta las dimensiones de la base para el método tradicional con $F_s = 2,50$ y las carga Netas

Parámetro	Tk. Lleno	Tk. Vacío
Carga vertical (kN) =	3.790	2.320
Carga Horizontal (kN) =	300	300
Diámetro (m) =	6,10	6,08
Ancho (m) B =	3,85	2,67
Largo (m) L =	5,75	4,70
Profundidad (m) D =	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m ³) γ_h =	20	20

Parámetro	Tk. Lleno	Tk. Vacío
SPT N_{90} =	10	10
SPT N_{60} =	15	15
Fricción ϕ =	0,00	0,00
N_c =	5,14	5,14
S_c =	1,13	1,11
Índice de plasticidad (%) I_p =	20	20
Cohesión (kN/m ²) c =	70	70
Tensión última (kN/m ²) q_u =	428	421
Tensión admisible (kN/m ²) q_{ad} =	171	168

Tabla 10. 2. Cálculo de las tensiones de diseño teniendo en cuenta las dimensiones de la base de acuerdo al Enfoque de Diseño II del EC-7 y para el ELU

Parámetro	Tk. Lleno	Tk. Vacío
Carga vertical (kN) =	5.136	2.320
Carga Horizontal (kN) =	300	450
Diámetro (m) =	5,74	6,76
Ancho (m) B =	3,96	2,07
Largo (m) L =	5,40	4,94
Profundidad (m) D =	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m ³) γ_h =	20	20
SPT N_{90} =	10	10
SPT N_{60} =	15	15
Fricción ϕ =	0,00	0,00
N_c =	5,14	5,14
S_c =	1,15	1,08
Índice de plasticidad (%) I_p =	20	20
Cohesión (kN/m ²) c =	70	70
Tensión última (kN/m ²) q_u =	433	410
Tensión admisible (kN/m ²) q_{ad} =	240	228

Tabla 10. 3. Cálculo de las tensiones de diseño teniendo en cuenta las dimensiones de la base de acuerdo al Enfoque de Diseño III del EC-7 y para el ELU

Parámetro	Tk. Lleno	Tk. Vacío
Carga vertical (kN) =	5.136	2.320
Carga Horizontal (kN) =	300	450
Diámetro (m) =	5,13	6,38
Ancho (m) B =	3,40	1,73
Largo (m) L =	4,82	4,52
Profundidad (m) D =	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m ³) g_h =	20	20
SPT N_{90} =	10	10
SPT N_{60} =	15	15
Fricción reducida f =	0,00	0,00

Parámetro	Tk. Lleno	Tk. Vacío
Nc =	5,14	5,14
Sc =	1,14	1,08
Índice de plasticidad (%) Ip =	20	20
Cohesión reducida (kN/m ²) c =	50	50
Tensión última (kN/m ²) q _u =	431	407
Tensión de diseño (kN/m ²) q _d =	313	297

10.2. Resumen de las dimensiones de las bases resultantes

Podemos ahora hacer un resumen de los resultados que obtuvimos para cada uno de las metodologías de cálculo adoptadas. Los resultados se aprecian en la tabla 10.4.-

Tabla 10. 4. Resumen de base de tanque obtenidas en suelo arcilloso saturado

Valores del SPT	Dimensiones de las bases (m) para cada metodología adoptada								
N ₉₀ = 10	Enfoque Tradicional (Fs = 2,5)			Enfoque de Proyecto II (γ _R = 1,8)			Enfoque de Proyecto III (γ _c = 1,40)		
	D (m)	B (m)	L (m)	D (m)	B (m)	L (m)	D (m)	B (m)	L (m)
Tk Lleno	6,10	3,85	5,75	5,74	3,96	5,40	5,13	3,40	4,82
Tk Vacío	6,08	2,67	4,70	6,76	2,07	4,94	6,38	1,73	4.52

10.3. Evaluación de los asentamientos elástico

- Estado Límite Último (ELU)

Los parámetros considerados para este cálculo donde se pueden apreciar en la tabla 10.5 que se adjunta. En ella además se pueden observar los resultados de los asentamientos elásticos calculados según distintas teorías (Ley de Hooke, Maine & Poulos, Leoni kv) para las tensiones de contacto que resultan para cada caso con las dimensiones de las bases y las cargas mayoradas Q_M.

Estado Límite de Servicio (ELS)

Habiendo dimensionado la geometría de la base con la carga mayorada, verificaremos ahora para la misma geometría de la base, las deformaciones que se producen para las cargas de servicio o cargas netas. En las tabla 10.6 se pueden observar los asentamientos elásticos que se generan para las cargas de servicio para las distintas metodologías de cálculo.

Tabla 10. 5. Asentamientos para bases apoyadas en suelo arcilloso saturado en ELU

ELU	Tanque elevado apoyado en arcilla saturada ELU					
	Enfoque tradicional		Enfoque de diseño II		Enfoque de diseño III	
	Lleno	Vacío	Lleno	Vacío	Lleno	Vacío
SPT (N_{90}) =	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
SPT (N_{60}) =	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
Diámetro de la base (m) =	6,10	6,08	5,74	6,76	5,13	6,38
Área efectiva (m^2) =	22,14	13,78	21,37	10,21	16,39	7,82
Ancho (m) =	3,85	2,67	3,96	2,07	3,40	1,73
Largo (m) =	5,75	4,70	5,40	4,94	4,82	4,52
Carga vertical (kN) =	3.790	2.320	5.136	2.320	5.136	2.320
Carga horizontal (kN) =	300	300	300	450	300	450
Tensión de contacto (KPa) =	171	185	240	227	313	297
Parámetros elásticos						
Módulo elástico secante E_s (Mpa) =	47,54	47,54	47,54	47,54	47,54	47,54
Módulo inicial E_i (Mpa) =	271,61	271,61	271,61	271,61	271,61	271,61
Tensión de rotura σ_R (Kpa) =	427,98	420,75	432,61	409,91	430,65	407,34
k_i (MN/ m^3) =	1086,42	1086,42	1086,42	1086,42	1086,42	1086,42
k_i Cuadrada (MN/ m^3) =	84,66	121,86	82,29	157,67	95,76	188,34
k_i Rectangular (MN/ m^3) =	114,47	182,38	112,87	250,08	137,16	299,18
R_f =	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Asentamientos elásticos (mm)						
Ley de Hooke	5,80	5,21	8,26	6,02	9,62	6,87
Maine et al	8,07	5,03	11,31	5,38	12,33	5,85
Leoni kv	8,54	5,27	12,17	5,20	13,05	5,67

Tabla 10. 6. Asentamientos para bases apoyadas en suelo arcilloso saturado en ELS

ELS	Tanque elevado apoyado en arcilla saturada ELS					
	Enfoque tradicional		Enfoque de diseño II		Enfoque de diseño III	
	Lleno	Vacío	Lleno	Vacío	Lleno	Vacío
SPT (N_{90}) =	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
SPT (N_{60}) =	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
Diámetro de la base (m) =	6,10	6,10	6,76	6,76	6,39	6,39
Área efectiva (m^2) =	22,15	16,41	28,32	21,91	24,74	18,70
Ancho (m) =	3,85	2,81	4,44	3,41	4,11	3,07
Largo (m) =	5,75	5,83	6,37	6,43	6,02	6,09
Carga (kN) =	3.790	2.320	3.790	2.320	3.790	2.320
Carga horizontal (kN) =	300	300	300	300	300	300
Tensión de contacto (Kpa) =	171	141	134	106	153	124
Parámetros elásticos						
Módulo elástico secante E_s (Mpa) =	47,54	47,54	47,54	47,54	47,54	47,54
Módulo inicial E_i (Mpa) =	271,61	271,61	271,61	271,61	271,61	271,61
Tensión de rotura σ_R (Kpa) =	427,99	414,51	429,98	417,89	0,00	428,90
k_i (MN/ m^3) =	1086,42	1086,42	1086,42	1086,42	1086,42	1086,42
k_i Cuadrada (MN/ m^3) =	84,62	115,85	73,35	95,71	79,32	106,14
k_i Rectangular (MN/ m^3) =	114,41	164,02	95,63	128,08	105,44	146,30
R_f =	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Asentamientos elásticos (mm)						
Ley de Hooke	5,80	4,78	5,02	4,14	5,44	4,46
Maine et al	8,07	4,47	7,23	4,38	7,53	4,60
Leoni kv	8,54	4,93	8,00	4,72	8,30	4,84

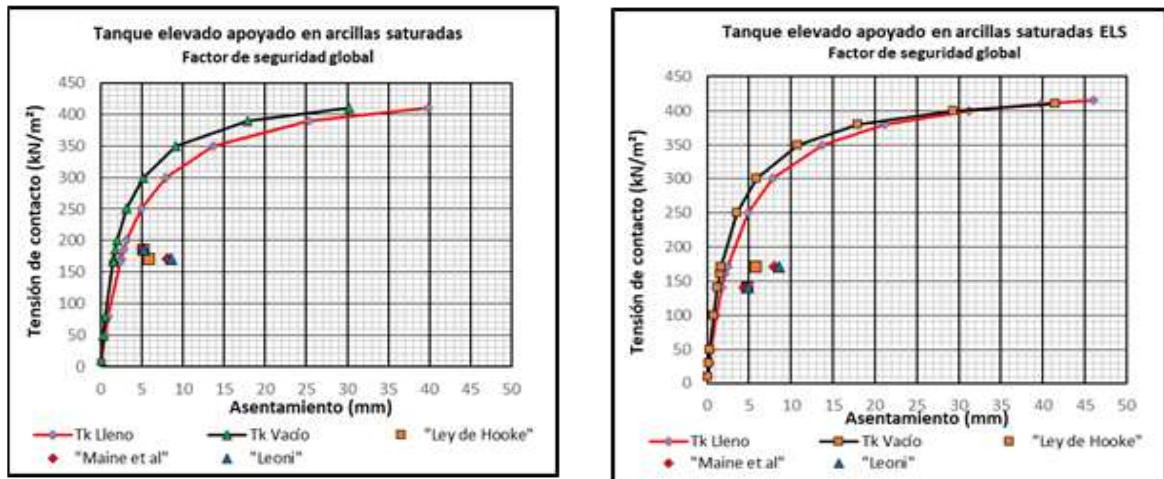


Figura 10. 1. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base de tanque apoyada en suelo arcilloso saturado, utilizando el método de factor de seguridad global.

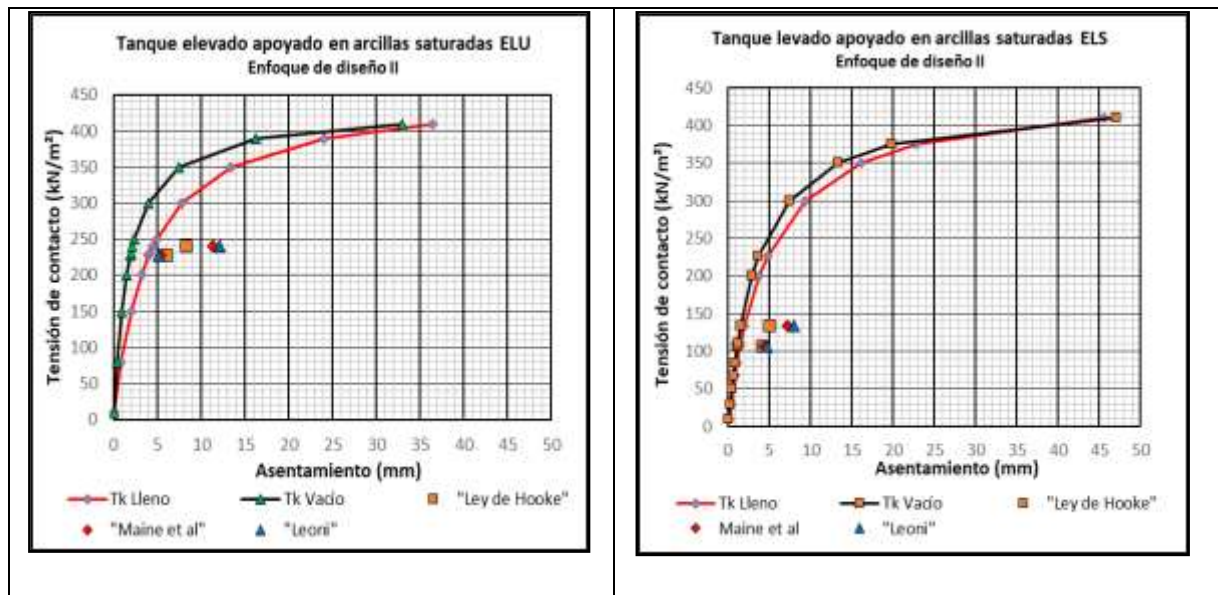


Figura 10. 2. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base de tanque apoyada en suelo arcilloso saturado utilizando el Enfoque de diseño II del EC-7 en ELU y ELS.

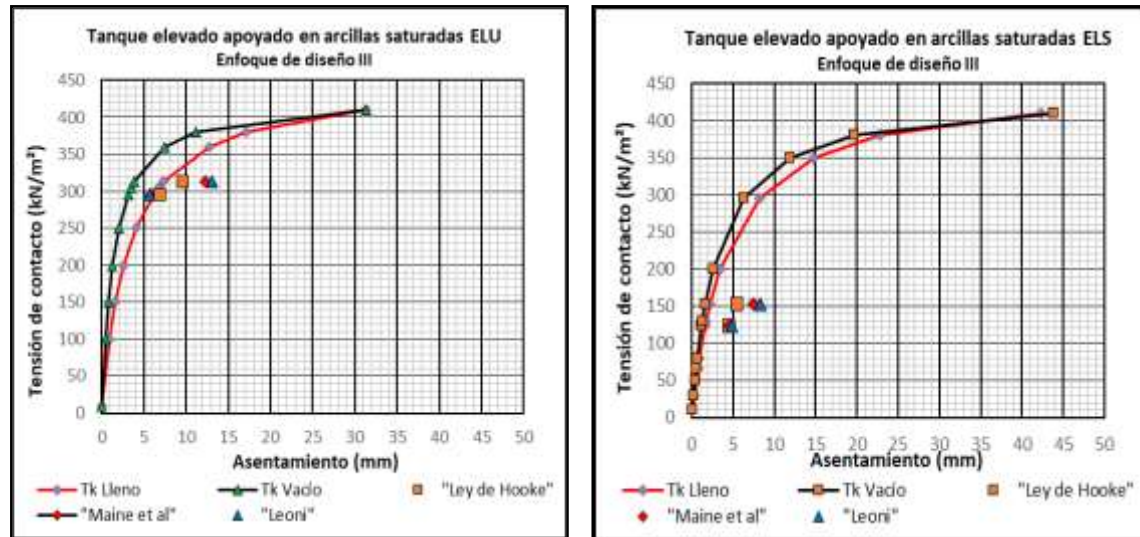


Figura 10. 3. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base de tanque apoyada en suelo arcilloso saturado utilizando el Enfoque de diseño III del EC-7 en ELU y ELS.

10.4. Variación porcentual de las dimensiones de las bases resultantes

En la tabla 10.7 podemos observar los resultados que obtuvimos para las dimensiones de la base circular en cada uno de los enfoques de proyecto adoptadas y para el ELU.

Si tomamos las dimensiones deducidas con el Método Tradicional como punto de partida y le damos un valor del 100%, calculamos a partir de este valor las variaciones porcentuales para cada uno de los otros enfoques de proyecto utilizados.

Tabla 10. 7. Variación porcentual de las dimensiones de las bases de un Tanque, apoyada sobre suelos arcillosos saturados para el ELU.

Valores del SPT	Metodología de cálculo adoptada					
N ₉₀ = 10	Enfoque Tradicional (Fs = 2,5)		Enfoque de Proyecto II (γ _R = 1,8)		Enfoque de Proyecto III (γ _c = 1,40 γ _φ = 1,35)	
	Área (m²)	% de incremento	Área (m²)	% de incremento	Área (m²)	% de incremento
Tk Lleno	29,22	100 %	25,88	88,6 %	20,67	70,7 %
Tk Vacío	29,03	100 %	35,89	123,6 %	31,97	109,1 %

10.5. Resumen de resultados de los asentamientos calculados

Dimensiones de la base (diámetro) en cada uno de los enfoques de cálculo adoptadas, y los asentamientos máximos resultantes.

Tabla 10. 8. Tanque apoyado en suelos arcillosos saturados para ELU

SPT N ₉₀ = 10	Enfoque Tradicional (Fs = 2,5)		Enfoque de Proyecto II (γ _R = 1,8)		Enfoque de Proyecto III (γ _c = 1,40 γ _φ = 1,35)	
	D (m)	Asentamiento (mm)	D (m)	Asentamiento (mm)	D (m)	Asentamiento (mm)
Tk Lleno	6,10	< 9	5,74	< 13	5,13	< 14
Tk Vacío	6,09	< 6	7,01	< 7	6,65	< 8

Tabla 10. 9. Tanque apoyado en suelos arcillosos saturados para ELS

SPT $N_{90} = 10$	Enfoque Tradicional ($F_s = 2,5$)		Enfoque de Proyecto II ($\gamma_R = 1,8$)		Enfoque de Proyecto III ($\gamma_c = 1,40 \quad \gamma_\phi = 1,35$)	
	D (m)	Asentamiento (mm)	D (m)	Asentamiento (mm)	D (m)	Asentamiento (mm)
Tk Lleno	6,10	< 9	7,01	< 9	6,65	< 9
Tk Vacío	6,10	< 6	7,01	< 5	6,65	< 6

11.TANQUE APOYADO EN SUELOS DE LA Fm. PAMPEANO, NO SATURADOS

Para definir esta fundación se considera que el manto de suelos considerado es un manto homogéneo en profundidad, sin presencia de la napa de agua y donde de los estudios de suelos ejecutados, se puede tomar un valor promedio del SPT de $N_{90} = 10$, y un valor de la densidad húmeda de $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$ y en el que se pueden aproximar los parámetros de corte y elásticos según el detalle del apartado 5.7

11.1. Estado Límite Último ELU

En las tablas que se adjuntan a continuación se detallan los valores de los parámetros que complementan la ecuación de capacidad de carga de Brinch-Hansen y los resultados de la dimensión de la base que se requiere dimensionar y que se obtiene por iteraciones sucesivas.

Tabla 11. 1. Cálculo de las tensiones de diseño teniendo en cuenta las dimensiones de la base para el método tradicional con $F_s = 2,50$ y las carga Netas

Parámetro	Tk. Lleno	Tk. Vacío
Carga vertical (kN) =	3.790	2.320
Carga Horizontal (kN) =	300	300
Diámetro (m) d =	4,78	5,04
Ancho (m) B =	2,66	1,86
Largo (m) L =	4,48	3,90
Profundidad (m) D =	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m^3) γ_h =	20,00	20,00
SPT N_{90} =	10,00	10,00
SPT N_{60} =	15,00	15,00
Fricción ϕ =	10,05	10,05
N_q =	2,48	2,48
N_g =	0,47	0,47
N_c =	8,37	8,37
S_c =	1,12	1,10
S_g =	0,94	0,95
S_q =	1,07	1,06
d_g =	1,00	1,00
d_c =	1,11	1,14
d_q =	1,06	1,09
Índice de plasticidad (%) I_p =	20	20
Cohesión (kN/m^2) c =	70	70
Tensión última (kN/m^2) q_u =	794	798
Tensión admisible (kN/m^2) q_{ad} =	318	319

Tabla 11. 2. Cálculo de las tensiones de diseño teniendo en cuenta las dimensiones de la base de acuerdo al Enfoque de Diseño II del EC-7 y para el ELU

Parámetro	Tk. Lleno	Tk. Vacío
Carga vertical (kN) =	5.136	2.320
Carga Horizontal (kN) =	300	450
Diámetro (m) d =	4,43	5,93
Ancho (m) B =	2,78	1,32
Largo (m) L =	4,15	3,95
Profundidad (m) D =	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m ³) γ_h =	20,00	20,00
SPT N_{90} =	10,00	10,00
SPT N_{60} =	15,00	15,00
Fricción ϕ =	10,05	10,05
N_q =	2,48	2,48
N_g =	0,47	0,47
N_c =	8,37	8,37
S_c =	1,13	1,07
S_g =	0,93	0,97
S_q =	1,08	1,04
d_g =	1,00	1,00
d_c =	1,10	1,18
d_q =	1,06	1,11
Índice de plasticidad (%) I_p =	20	20
Cohesión (kN/m ²) c =	70	70
Tensión última (kN/m ²) q_u =	802	802
Tensión de diseño (kN/m ²) q_d =	446	446

Tabla 11. 3. Cálculo de las tensiones de diseño teniendo en cuenta las dimensiones de la base de acuerdo al Enfoque de Diseño III del EC-7 y para el ELU

Parámetro	Tk. Lleno	Tk. Vacío
Carga vertical (kN) =	5.136	2.320
Carga Horizontal (kN) =	300	450
Diámetro (m) d =	4,19	6,01
Ancho (m) B =	2,56	1,39
Largo (m) L =	3,93	4,05
Profundidad (m) D =	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m ³) γ_h =	20,00	20,00
SPT N_{90} =	10,00	10,00
SPT N_{60} =	15,00	15,00
Fricción reducida ϕ =	7,48	7,48
N_q =	1,96	1,96
N_g =	0,23	0,23
N_c =	7,33	7,33
S_c =	1,13	1,07
S_g =	0,93	0,97
S_q =	1,06	1,03
d_g =	1,00	1,00

Parámetro	Tk. Lleno	Tk. Vacío
dc =	1,11	1,18
dq =	1,05	1,09
Índice de plasticidad (%) Ip =	20	20
Cohesión reducida (kN/m ²) c =	50	50
Tensión última (kN/m ²) q _u =	804	800
Tensión de diseño (kN/m ²) q _d =	510	412

11.2. Resumen de las dimensiones de las bases resultantes

En la tabla que se adjunta podemos observar los resultados que obtuvimos para cada uno de los enfoques de cálculo adoptadas de las dimensiones de la base y del área efectiva utilizada para calcular las tensiones y por ende de los asentamientos.

Tabla 11. 4. Resumen de base de tanque resultante en suelo Fm Pampeano

Valores del SPT	Dimensiones de las bases (m) para cada metodología adoptada								
N ₉₀ = 10	Enfoque Tradicional (Fs = 2,5)			Enfoque de Proyecto II (γ _R = 1,8)			Enfoque de Proyecto III (γ _c = 1,40 γ _φ = 1,35)		
	D (m)	B (m)	L (m)	D (m)	B (m)	L (m)	D (m)	B (m)	L (m)
Tk Lleno	4,78	2,66	4,48	4,43	2,78	4,15	4,19	2,56	3,93
Tk Vacío	5,04	1,86	3,90	5,93	1,32	3,95	6,01	1,39	4,05

11.3. Evaluación de los asentamientos elástico

- Estado Límite Último (ELU)

Los parámetros considerados para este cálculo donde se pueden apreciar en la tabla 11.5 que se adjunta. En ella además se pueden observar los resultados de los asentamientos elásticos calculados según distintas teorías (Ley de Hooke, Maine & Poulos, Leoni kv) para las tensiones de contacto que resultan para cada caso con las dimensiones de las bases y las cargas mayoradas Q_M.

- Estado Límite de Servicio (ELS)

Habiendo dimensionado la geometría de la base con la carga mayorada, verificaremos ahora para la misma geometría de la base, las deformaciones que se producen para las cargas de servicio o cargas netas. En la tabla 11.6 se pueden observar los asentamientos elásticos que se generan para las cargas de servicio en las distintas metodologías de cálculo.

Tabla 11. 5. Asentamientos para bases de tanque apoyadas en suelos de la Fm. Pampeano en ELU

ELU	Tanque elevado apoyado en suelo Pampeano no saturado ELU					
	Enfoque tradicional		Enfoque de diseño II		Enfoque de diseño III	
	Lleno	Vacío	Lleno	Vacío	Lleno	Vacío
SPT (N_{90}) =	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
SPT (N_{60}) =	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
Diámetro de la base (m) =	4,78	5,04	4,43	5,93	4,19	6,01
Área efectiva (m^2) =	11,93	7,27	11,53	5,20	10,07	5,63
Ancho (m) =	2,66	1,86	2,78	1,32	2,56	1,39
Largo (m) =	4,48	3,90	4,15	3,95	3,93	4,05
Carga vertical (kN) =	3.790	2.320	5.136	2.320	5.136	2.320
Carga horizontal (kN) =	300	300	300	450	300	450
Tensión de contacto (Kpa) =	318	320	446	446	510	412
Parámetros elásticos						
Módulo elástico secante E_s (Mpa) =	47,54	47,54	47,54	47,54	47,54	47,54
Módulo inicial E_i (Mpa) =	271,61	271,61	271,61	271,61	271,61	271,61
Tensión de rotura σ_R (Kpa) =	794,00	798,23	802,08	802,36	803,89	799,62
k_i (MN/ m^3) =	1086,42	1086,42	1086,42	1086,42	1086,42	1086,42
k_i Cuadrada (MN/ m^3) =	122,50	175,30	117,43	247,23	127,07	234,43
k_i Rectangular (MN/ m^3) =	185,49	289,39	179,71	384,72	199,99	366,18
R_f =	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Asentamientos elásticos (mm)						
Ley de Hooke	10,39	8,06	14,74	9,39	15,79	8,99
Maine y Poulos	9,77	6,40	13,88	6,50	14,53	6,43
Leoni kv	9,83	6,30	14,17	6,62	14,56	6,42

Tabla 11. 6. Asentamientos para bases de tanque apoyadas en suelos de la Fm. Pampeano en ELS

ELS	Tanque elevado apoyado en suelo Pampeano no saturado ELS					
	Enfoque tradicional		Enfoque de diseño II		Enfoque de diseño III	
	Lleno	Vacío	Lleno	Vacío	Lleno	Vacío
SPT (N_{90}) =	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
SPT (N_{60}) =	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
Diámetro de la base (m) =	5,04	5,04	5,93	5,93	6,01	6,01
Área efectiva (m^2) =	13,73	7,26	20,68	12,42	21,36	15,72
Ancho (m) =	2,90	1,86	3,70	2,66	3,77	2,73
Largo (m) =	4,74	3,90	5,59	4,67	5,67	5,75
Carga vertical (kN) =	3.790	2.320	3.790	2.320	3.790	2.320
Carga horizontal (kN) =	300	300	300	300	300	300
Tensión de contacto (Kpa) =	276	320	183	187	177	148
Parámetros elásticos						
Módulo elástico secante E_s (Mpa) =	47,54	47,54	47,54	47,54	47,54	47,54
Módulo inicial E_i (Mpa) =	271,61	271,61	271,61	271,61	271,61	271,61
Tensión de rotura σ_R (Kpa) =	792,48	798,23	789,74	790,84	789,63	776,83
k_i (MN/ m^3) =	1086,42	1086,42	1086,42	1086,42	1086,42	1086,42
k_i Cuadrada (MN/ m^3) =	112,49	175,30	88,12	122,52	86,44	119,29
k_i Rectangular (MN/ m^3) =	165,50	289,39	120,46	183,84	117,54	170,45
R_f =	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Asentamientos elásticos (mm)						
Ley de Hooke	9,60	8,02	7,75	6,12	7,61	5,12
Maine et al	9,35	6,41	7,95	5,82	7,87	4,80
Leoni kv	8,09	5,36	7,39	4,93	7,33	4,20

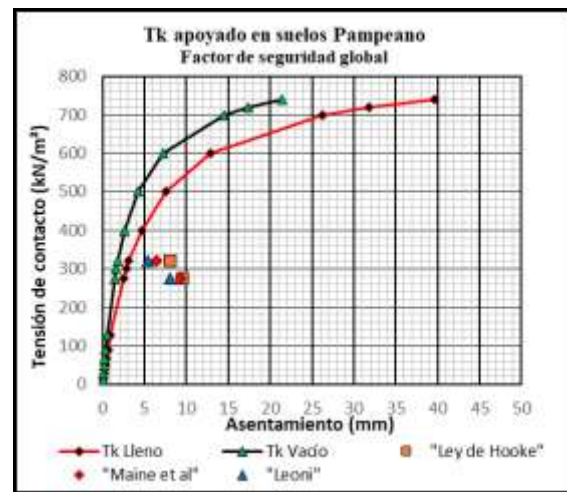
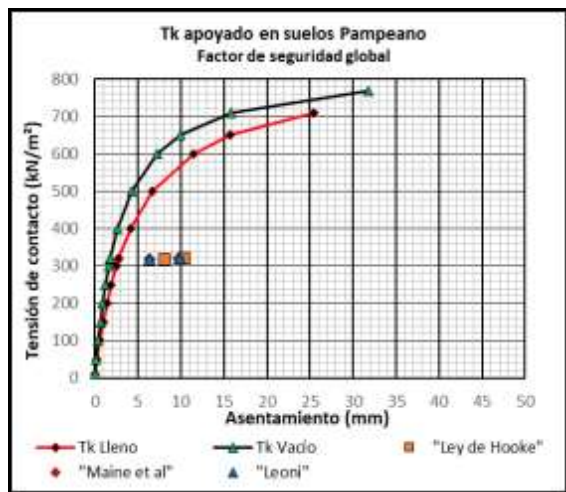
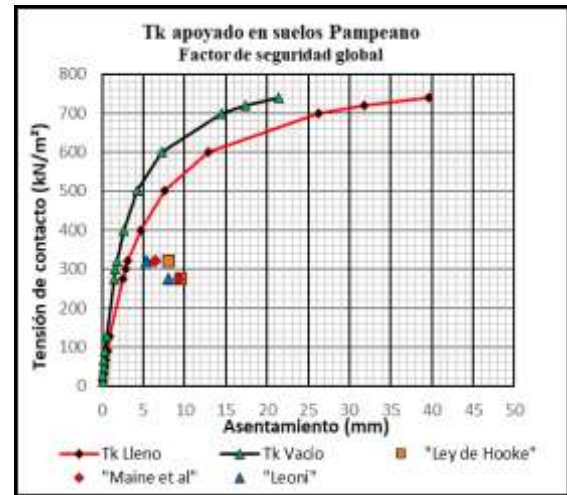
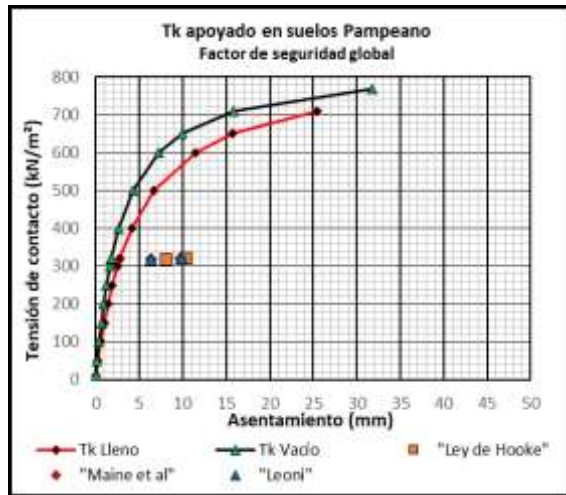


Figura 11. 2. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base apoyada en suelo Fm pampeana, utilizando el Enfoque de diseño II del EC-7 en ELU y ELS.

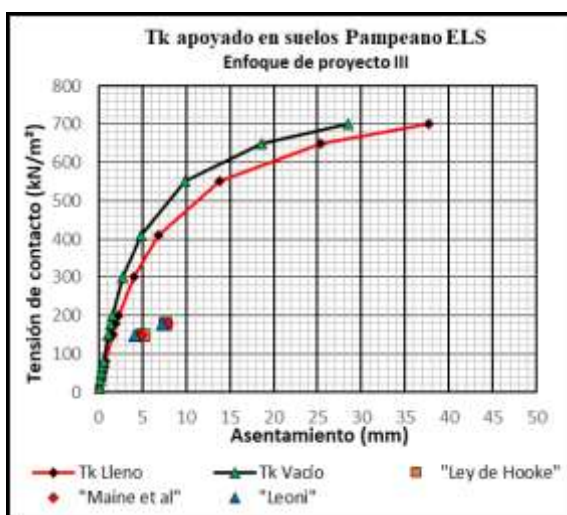
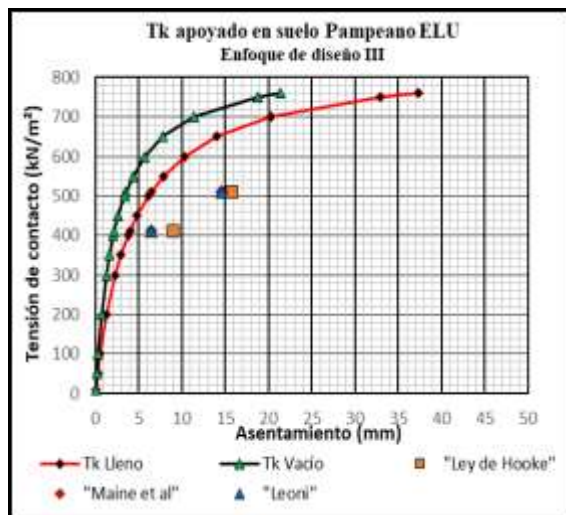


Figura 11. 3. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base apoyada en suelo Fm pampeana, utilizando el Enfoque de diseño III del EC-7 en ELU y ELS.

11.4. Variación porcentual de las dimensiones de las bases resultantes

En la tabla 11.7 que se adjunta podemos observar los resultados que obtuvimos para las dimensiones de la base circular en cada uno de los enfoques de cálculo adoptadas y para el ELU. Si tomamos las dimensiones deducidas con el Método Tradicional como punto de partida y dándoles a este resultado un valor del 100%, calculamos a partir de este valor, la variación porcentual para cada uno de los otros enfoques de proyecto utilizado.

Tabla 11. 7. Variación porcentual de las dimensiones de las bases apoyada sobre suelos de la Fm. Pampeano no saturados para el ELU.

Valores del SPT	Metodología de cálculo adoptada					
N ₉₀ = 10	Enfoque Tradicional (Fs = 2,5)		Enfoque de Proyecto II (γ _R = 1,8)		Enfoque de Proyecto III (γ _c = 1,40 γ _φ = 1,35)	
	Área (m ²)	% de incremento	Área (m ²)	% de incremento	Área (m ²)	% de incremento
Tk Lleno	17,94	100 %	15,41	85,9 %	13,79	76,9 %
Tk Vacío	19,95	100 %	27,62	138,4 %	28,37	142,2 %

11.5. Resumen de resultados de los asentamientos calculados

En las tablas 11.8 y 11.9 que se adjuntan, podemos observar los resultados que obtuvimos para las dimensiones de la base (diámetro) en cada uno de los enfoques de cálculo adoptadas, y los asentamientos máximos resultantes.

Tabla 11. 8. Tanque apoyado en suelos de la Fm. Pampeano no saturados para ELU

SPT N ₉₀ = 10	Enfoque Tradicional (Fs = 2,5)		Enfoque de Proyecto II (γ _R = 1,8)		Enfoque de Proyecto III (γ _c = 1,40 γ _φ = 1,35)	
	D (m)	Asentamiento (mm)	D (m)	Asentamiento (mm)	D (m)	Asentamiento (mm)
Tk Lleno	4,78	< 12	4,43	< 16	4,19	< 17
Tk Vacío	5,04	< 9	5,93	< 10	6,01	< 10

Tabla 11. 9. Tanque apoyado en suelos de la Fm. Pampeano no saturados para ELS

SPT N ₉₀ = 10	Enfoque Tradicional (Fs = 2,5)		Enfoque de Proyecto II (γ _R = 1,8)		Enfoque de Proyecto III (γ _c = 1,40 γ _φ = 1,35)	
	D (m)	Asentamiento (mm)	D (m)	Asentamiento (mm)	D (m)	Asentamiento (mm)
Tk Lleno	5,04	< 10	5,93	< 9	6,01	< 8
Tk Vacío	5,04	< 9	5,93	< 7	6,01	< 6

12. TANQUE APOYADO EN SUELOS ARENOSOS, NO SATURADOS

Para definir esta fundación se considera que el manto de suelos considerado es un manto homogéneo en profundidad, sin presencia de la napa de agua y donde de los estudios de suelos ejecutados, se puede tomar un valor promedio del SPT de N₉₀ = 10, y un valor de la

densidad húmeda de $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$ y en el que se pueden aproximar los parámetros de corte y elásticos según el detalle del apartado 5.7

12.1. Estado Límite Último ELU

En las tablas que se adjuntan a continuación se detallan los valores de los parámetros que complementan la ecuación de capacidad de carga de Brinch-Hansen y los resultados de la dimensión de la base que se requiere dimensionar y que se obtiene por iteraciones sucesivas.

Tabla 12. 1: Cálculo de las tensiones de diseño teniendo en cuenta las dimensiones de la base para el método tradicional con $F_s = 3$ y las carga Netas

Parámetro	Tk. Lleno	Tk. Vacío
Carga vertical (kN) =	3.790	2.320
Carga Horizontal (kN) =	300	300
Diámetro (m) d =	4,76	5,19
Ancho (m) B =	2,65	2,00
Largo (m) L =	4,47	4,04
Profundidad (m) D =	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m ³) γ_h =	20,00	20,00
SPT N_{90} =	10,00	10,00
SPT N_{60} =	15,00	15,00
Fricción corregida ϕ_c =	31,03	31,03
N_q =	20,69	20,69
N_γ =	17,77	17,77
N_c =	32,74	32,74
S_c =	1,15	1,12
S_γ =	0,93	0,94
S_q =	1,14	1,12
d_γ =	1,00	1,00
d_c =	1,12	1,15
d_q =	1,11	1,14
Índice de plasticidad (%) I_p =	0,00	0,00
Cohesión (kN/m ²) c =	0,00	0,00
Tensión última (kN/m ²) q_u =	961	862
Tensión admisible (kN/m ²) q_{ad} =	320	287

Tabla 12. 2. Cálculo de las tensiones de diseño teniendo en cuenta las dimensiones de la base de acuerdo al Enfoque de Diseño II del EC-7 y para el ELU

Parámetro	Tk. Lleno	Tk. Vacío
Carga vertical (kN) =	5.136	2.320
Carga Horizontal (kN) =	300	450
Diámetro (m) d =	4,14	5,97
Ancho (m) B =	2,52	1,36
Largo (m) L =	3,88	4,01
Profundidad (m) D =	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m ³) γ_h =	20,00	20,00

Parámetro	Tk. Lleno	Tk. Vacío
SPT N_{90} =	10,00	10,00
SPT N_{60} =	15,00	15,00
Fricción corregida ϕ_c =	31,03	31,03
N_q =	20,69	20,69
N_γ =	17,77	17,77
N_c =	32,74	32,74
S_c =	1,16	1,08
S_γ =	0,92	0,96
S_q =	1,15	1,08
d_γ =	1,00	1,00
d_c =	1,12	1,21
d_q =	1,12	1,20
Índice de plasticidad (%) I_p =	0,00	0,00
Cohesión (kN/m ²) c =	0,00	0,00
Tensión última (kN/m ²) q_u =	945	767
Tensión de diseño (kN/m ²) q_d =	525	426

Tabla 12. 3. Cálculo de las tensiones de diseño teniendo en cuenta las dimensiones de la base de acuerdo al Enfoque de Diseño III del EC-7 y para el ELU

Parámetro	Tk. Lleno	Tk. Vacío
Carga vertical (kN) =	5.136	2.320
Carga Horizontal (kN) =	300	450
Diámetro (m) d =	4,16	5,96
Ancho (m) B =	2,53	1,35
Largo (m) L =	3,89	3,99
Profundidad (m) D =	1,00	1,00
Densidad húmeda (kN/m ³) γ_h =	20,00	20,00
SPT N_{90} =	10,00	10,00
SPT N_{60} =	15,00	15,00
Fricción reducida ϕ =	26,57	26,57
N_q =	12,60	12,60
N_γ =	8,70	8,70
N_c =	23,20	23,20
S_c =	1,14	1,07
S_γ =	0,93	0,96
S_q =	1,13	1,07
d_γ =	1,00	1,00
d_c =	1,12	1,20
d_q =	1,11	1,18
Índice de plasticidad (%) I_p =	0,00	0,00
Cohesión reducida (kN/m ²) c =	0,00	0,00
Tensión última (kN/m ²) q_u =	947	766
Tensión de diseño (kN/m ²) q_d =	521	431

12.2. Resumen de las dimensiones de las bases resultantes

Podemos ahora hacer un resumen de los resultados que obtuvimos para cada uno de las metodologías de cálculo adoptadas. Los resultados se aprecian en la tabla 12.4

Tabla 12. 4. Resumen de bases de tanque obtenidas en suelos arenoso

Valores del SPT	Dimensiones de las bases (m) para cada metodología adoptada								
$N_{90} = 10$	Enfoque Tradicional ($F_s = 3$)			Enfoque de Proyecto II ($\gamma_R = 1,8$)			Enfoque de Proyecto III ($\gamma_\phi = 1,35$)		
	D (m)	B (m)	L (m)	D (m)	B (m)	L (m)	D (m)	B (m)	L (m)
Tk Lleno	4,76	2,65	4,47	4,14	2,52	3,88	4,16	2,53	3,89
Tk Vacío	5,19	2,00	4,04	5,97	1,36	4,01	5,96	1,35	3,99

12.3. Evaluación de los asentamientos elástico

- Estado Límite Último (ELU)

Los parámetros considerados para este cálculo donde se pueden apreciar en la tabla 12.5 que se adjunta. En ella además se pueden observar los resultados de los asentamientos elásticos calculados según distintas teorías (Ley de Hooke, Maine & Poulos, Schmertmann, Leoni kv) para las tensiones de contacto que resultan para cada caso con las dimensiones de las bases y las cargas mayoradas Q_M .

- Estado Límite de Servicio (ELS)

Habiendo dimensionado la geometría de la base con la carga mayorada, verificaremos ahora para la misma geometría de la base, las deformaciones que se producen para las cargas de servicio o cargas netas. En la tabla 12.6 se pueden observar los asentamientos elásticos que se generan.

Tabla 12. 5. Asentamientos para bases de tanque apoyadas en suelo arenoso en ELU

ELU	Tanque elevado apoyado en arenas no saturadas ELU					
	Enfoque tradicional		Enfoque de diseño II		Enfoque de diseño III	
	Lleno	Vacío	Lleno	Vacío	Lleno	Vacío
SPT (N_{90}) =	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
SPT (N_{60}) =	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
Diámetro de la base (m) =	4,76	5,19	4,14	5,97	4,16	5,96
Área efectiva (m^2) =	11,84	8,08	9,78	5,44	9,86	5,38
Ancho (m) =	2,65	2,00	2,52	1,36	2,53	1,35
Largo (m) =	4,47	4,04	3,88	4,01	3,89	3,99
Carga vertical (kN) =	3.790	2.320	5.136	2.320	5.136	2.320
Carga horizontal (kN) =	300	300	300	450	300	450
Tensión de contacto (Kpa) =	320,21	287,41	525,18	426,59	520,69	430,84
Parámetros elásticos						
Módulo elástico secante E_s (Mpa) =	37,78	37,78	37,78	37,78	37,78	37,78
Módulo inicial E_i (Mpa) =	183,38	183,38	183,38	183,38	183,38	183,38
Tensión de rotura σ_R (Kpa) =	960,54	861,61	945,11	767,14	946,97	765,99
k_i (MN/ m^3) =	590,37	672,60	603,16	672,60	601,83	672,60
$k_{i\text{ Cuadrada}}$ (MN/ m^3) =	186,48	237,01	194,06	279,43	193,27	280,27
$k_{i\text{ Rectangular}}$ (MN/ m^3) =	161,12	197,00	171,39	217,86	170,75	218,42
R_f =	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Asentamientos elásticos (mm)						
Ley de Hooke	11,01	8,06	19,18	10,82	17,98	14,89
Maine et al	11,83	7,80	18,38	8,06	18,33	8,19
Leoni kv	9,64	7,08	14,87	9,49	13,08	7,47
Schmertmann	18,37	12,42	32,85	14,88	32,65	15,01

Tabla 12. 6. Asentamientos para bases tanque apoyadas en suelo arenoso en ELS

ELS	Tanque elevado apoyado en arenas no saturadas ELS					
	Enfoque tradicional		Enfoque de diseño II		Enfoque de diseño III	
	Lleno	Vacío	Lleno	Vacío	Lleno	Vacío
SPT (N_{90}) =	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
SPT (N_{60}) =	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
Diámetro de la base (m) =	5,19	5,19	5,97	5,97	5,96	5,96
Área efectiva (m^2) =	14,81	8,06	20,99	15,39	20,93	15,34
Ancho (m) =	3,03	1,99	3,73	2,69	3,73	2,69
Largo (m) =	4,88	4,04	5,63	5,71	5,62	5,71
Carga vertical (m) =	3790	2320	3790	2320	3790	2320
Carga horizontal (kN) =	300	300	300	300	300	300
Tensión de contacto (Kpa) =	255,95	287,74	180,54	150,73	181,05	151,25
Parámetros de deformación						
Módulo elástico secante E_s (Mpa) =	37,78	37,78	37,78	37,78	37,78	37,78
Módulo inicial E_i (Mpa) =	183,38	183,38	183,38	183,38	183,38	183,38
Tensión de rotura σ_R (Kpa) =	1094,01	906,33	1221,51	1021,21	1220,33	1020,01
k_i (MN/ m^3) =	558,10	672,60	516,54	586,01	516,84	586,59
$k_{i\text{ Cuadrada}}$ (MN/ m^3) =	167,71	237,10	144,26	183,91	144,43	184,25
$k_{i\text{ Rectangular}}$ (MN/ m^3) =	146,53	197,05	128,07	151,50	128,21	151,75
R_f =	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Asentamientos elásticos (mm)						
Ley de Hooke	11,14	9,13	10,72	7,17	10,11	6,76
Maine et al	11,01	7,81	9,86	5,96	9,86	6,04
Leoni kv (*)	8,48	7,09	6,84	4,83	6,08	3,98
Schmertmann	15,61	12,44	12,00	7,02	12,03	7,04

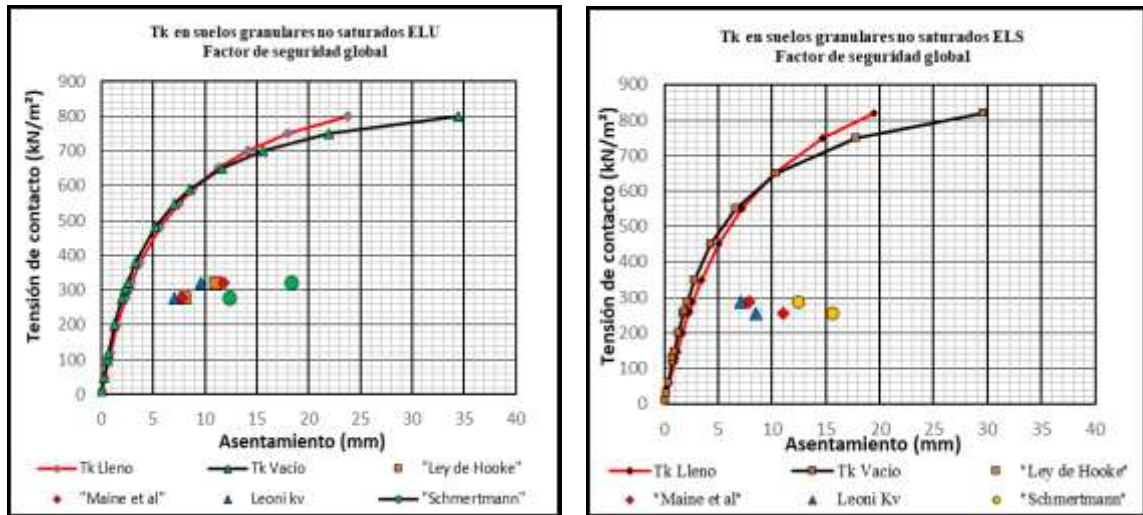


Figura 12. 1. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base de tanque apoyada en suelo Arenoso, utilizando el método de factor de seguridad global para las cargas del ELU e ELS.

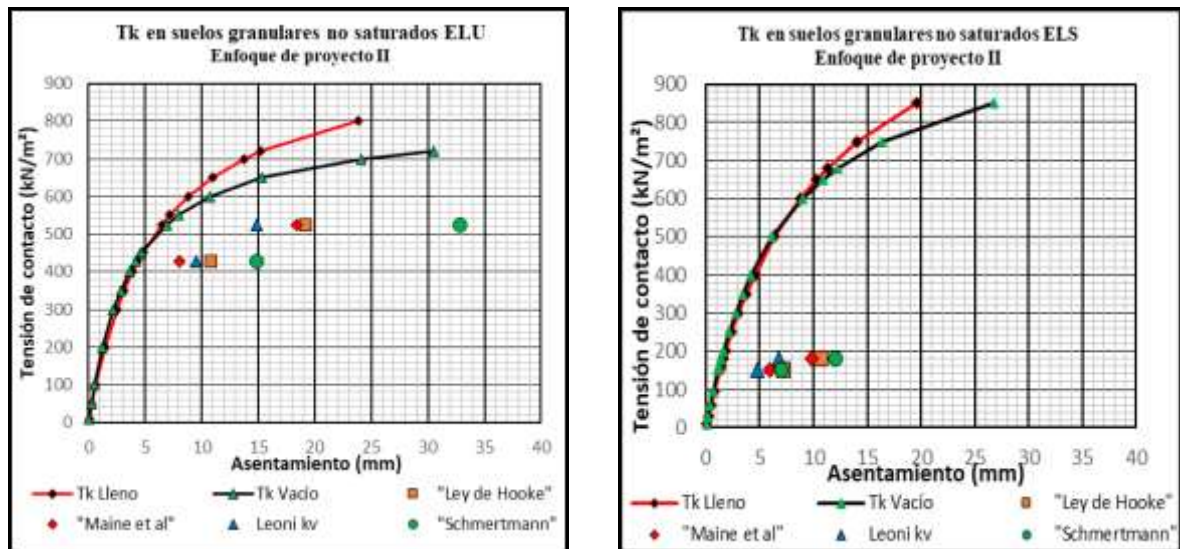


Figura 12. 2. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base apoyada en suelo Arenoso, utilizando el Enfoque de diseño II del EC-7 en ELU y ELS.

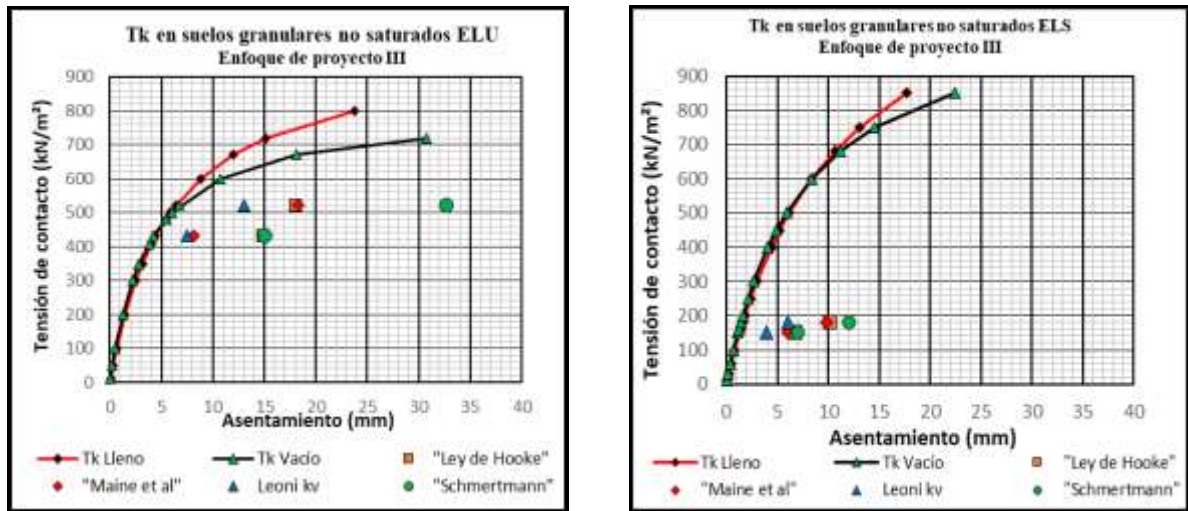


Figura 12. 3. Curvas de asentamiento vs tensión de contacto para base apoyada en suelo Arenoso, utilizando el Enfoque de diseño III del EC-7 en ELU y ELS.

12.4. Variación porcentual de las dimensiones de las bases resultantes

En la tabla 12.7 que se adjuntamos pudimos observar los resultados que obtuvimos para las dimensiones de la base circular en cada uno de los enfoques de cálculo adoptadas y para el ELU. Si tomamos las dimensiones deducidas con el Método Tradicional como punto de partida y le damos un valor del 100%, calculamos a partir de este valor la variación porcentual para cada uno de los otros enfoques de proyecto utilizado.

Tabla 12. 7. Variación porcentual de las dimensiones de las bases apoyada sobre suelos granulares no saturados, para el ELU.

Valores del SPT	Metodología de cálculo adoptada					
$N_{90} = 10$	Enfoque Tradicional ($F_s = 3$)		Enfoque de Proyecto II ($\gamma_R = 1,8$)		Enfoque de Proyecto III ($\gamma_c = 1,40 \quad \gamma_\phi = 1,35$)	
	Área (m²)	% de incremento	Área (m²)	% de incremento	Área (m²)	% de incremento
Tk Lleno	17,80	100 %	13,46	75,6 %	13,59	76,3 %
Tk Vacío	21,16	100 %	27,99	132,3 %	27,90	131,8 %

12.5. Resumen de resultados de los asentamientos calculados

En las tablas 12.8 y 12.9 que se adjuntan, podemos observar los resultados que obtuvimos para las dimensiones de la base (diámetro) en cada uno de los enfoques de cálculo adoptadas, y los asentamientos máximos resultantes.

Tabla 12. 8. Tanque apoyado en suelos granulares no saturados para el ELU

SPT $N_{90} = 10$	Enfoque Tradicional ($F_s = 3$)		Enfoque de Proyecto II ($\gamma_R = 1,8$)		Enfoque de Proyecto III ($\gamma_\phi = 1,35$)	
	D (m)	Asentamiento (mm)	D (m)	Asentamiento (mm)	D (m)	Asentamiento (mm)
Tk Lleno	4,76	< 12*	4,14	< 19*	4,16	< 20*
Tk Vacío	5,19	< 13	5,97	< 15	5,96	< 15

(*) En estos casos se descartamos valores extremos de asentamientos

Tabla 12. 9. Tanque apoyado en suelos granulares no saturados para el ELS

SPT $N_{90} = 10$	Enfoque Tradicional ($F_s = 3$)		Enfoque de Proyecto II ($\gamma_R = 1,8$)		Enfoque de Proyecto III ($\gamma_\phi = 1,35$)	
	D (m)	Asentamiento (mm)	D (m)	Asentamiento (mm)	D (m)	Asentamiento (mm)
Tk Lleno	5,19	< 13	5,97	< 13	5,96	< 13
Tk Vacío	5,19	< 16	5,97	< 8	5,96	< 8

13. CONCLUSIONES

De los resultados observados podemos obtener las siguientes conclusiones:

d) Metodología tradicional con coeficientes de seguridad globales “Fs”

- Aplicando la metodología tradicional con coeficientes de seguridad global (En este ensayo con $F_s = 2,5$ para suelos finos y $F_s = 3$ para suelos granulares) y tomando las cargas netas, por lo general se obtienen diámetro de las bases algo mayores y en consecuencia asentamientos menores para el caso de tanque lleno.
- Para el caso de tanque vacío, la metodología tradicional brinda bases de diámetros menores debido al hecho de que no aplica un coeficiente de mayoración sobre las cargas temporales (viento).
- Con estos valores de F_s se obtienen asentamientos aceptables para la estructura dimensionada.

e) Metodología de cálculo con factores parciales de mayoración de las acciones y de reducción de la resistencia

- Según se aprecia en los resultados que se exponen, en esta metodología de trabajo tiene la particularidad muy importante, que radica en que el coeficiente de reducción “ $\gamma_R = 1,8$ ” entre la tensión de diseño “ q_d ” y la tensión de hundimiento o última “ q_u ”, que se obtiene con el modelo matemático que se utilice (Brinch Hansen u otros), y con la mayoración de las cargas, mientras que los parámetros de corte se mantienen sin reducir. Los valores de las tensiones de diseño resultan con esta aplicación aceptables y dentro de un rango lógico
- Las dimensiones de las bases resultan mayores a las calculadas con el método tradicional y los asentamientos elásticos son aceptables para la estructura así dimensionada.

f) Metodología de cálculo con factores parciales de mayoración de las acciones y de reducción de los parámetros de corte

- En el presente trabajo se observa que para el cálculo de las fundaciones en suelos granulares, se tomaron factores de reducción de los parámetros de corte de $\gamma_\phi = 1,35$ y $\gamma_c = 1,40$
- Se puede apreciar en los resultados que para el estado límite último (ELU) las tensiones de diseño son elevadas y por ende los asentamientos son elevados con algunos valores superiores a 30 mm (Schmertmann) en los suelos granulares. Mientras que, en los casos de suelos finos, los valores de asentamiento son aceptables para este estado de carga.
- Finalmente debemos mencionar que con los Enfoque de Proyecto II y III, se aprecian resultados muy similares para suelos granulares, y manifiestan una pequeña diferencia en

los casos de suelos finos, siendo los resultados del E.P. III algo más económicos para el estado de tanque lleno.

- Con relación a los resultados que se obtienen para el estado de carga de tanque vacío, es muy importante la influencia del factor de mayoración para la carga variable desfavorable, aun cuando en el presente ejercicio hemos considerado un valor de $\gamma_w = 1,50$ en lugar a $\gamma_w = 1,6$ que afecta a la carga de viento “W” y que lógicamente incrementa notablemente el diámetro de las bases para todos los casos.
- Entiendo que este factor debería ser analizado con mayor detalle se podría tomar para ello, y a modo de ejemplo, los pasos adoptados por el ASCE 7-2010 donde se redujo el valor de $\gamma_w = 1,6$ a un valor de $\gamma_w = 1,0$ pero cambiando los mapas de velocidades del viento en el territorio, tomando viento con distintos períodos de retorno y modificando la metodología de cálculo de cargas de viento.

14. FUNDACIONES INDIRECTAS

14.1. Introducción

En el presente trabajo se comparan los resultados de la carga máxima admisible, que podrán soportar pilotes excavados en distintos perfiles de suelos, calculada con esquemas de cálculo propuesto por distintos autores y que resultan de uso corriente entre los profesionales especializados en esta temática.

En la práctica geotécnica tradicional, para dimensionar una estructura, se utilizan las cargas netas y se aplican coeficientes de seguridad globales para disminuir las resistencias calculadas.

Esta metodología de trabajo debe ser cambiada para unificar el cálculo de las estructuras con las fundaciones. Par ello y teniendo en cuenta que en el cálculo estructural se utilizan coeficientes de seguridad parciales, la adopción de una metodología similar para el dimensionamiento geotécnico, permite que cualquier cálculo estructural se pueda hacer de una manera integral y unificada.

Para este desarrollo, se plantean dos ejercicios de pilotes excavados, implantados en dos estratigrafías distintas, que frecuentemente se presentan en los suelos de la Fm. Pampeano.

14.2. Perfiles propuestos

En la figura 14.1 se presentan los dos perfiles sobre los que se trabajará para el ejercicio que se plantea ejecutar. Se trata, en ambos casos, de perfiles comúnmente detectados en gran parte de la provincia de Bs. As. y del sur de la provincia de Santa Fe.

Debemos destacar que los valores de los ensayos de SPT que se consignan en los perfiles se refieren a valores de N_{90} , es decir a valores de ensayos ejecutados con una energía del 90% de la energía teórica. Por lo tanto, para obtener el valor de N_{60} de uso normal en la bibliografía internacional, debemos utilizar la siguiente relación:

$$N_{60} = \frac{90}{60} \cdot N_{90} = 1,50 \cdot N_{90}$$

En el primer perfil de destaca un cilindro con su extremo inferior se encuentra embebido en un manto de arenas “densas”, similares a las de la Fm. Puelche, y en el segundo perfil, otro cilindro de las mismas características, con su extremo inferior se ubica dentro de un manto de suelos “muy compactos” de la Fm. Pampeano.

14.3. Determinación de las cargas máximas admisibles para cargas verticales

Para el desarrollo de los ejercicios que se plantean utilizar teorías de cálculo de uso común en nuestro medio para el dimensionado de pilotes verticales, para ello hemos seleccionado para calcular las tensiones de punta de los cilindros con las fórmulas propuestas por Brinch - Hansen. Mientras que para el cálculo de las tensiones de fuste se utilizarán distintas metodologías para suelos fino como para suelos gruesos.

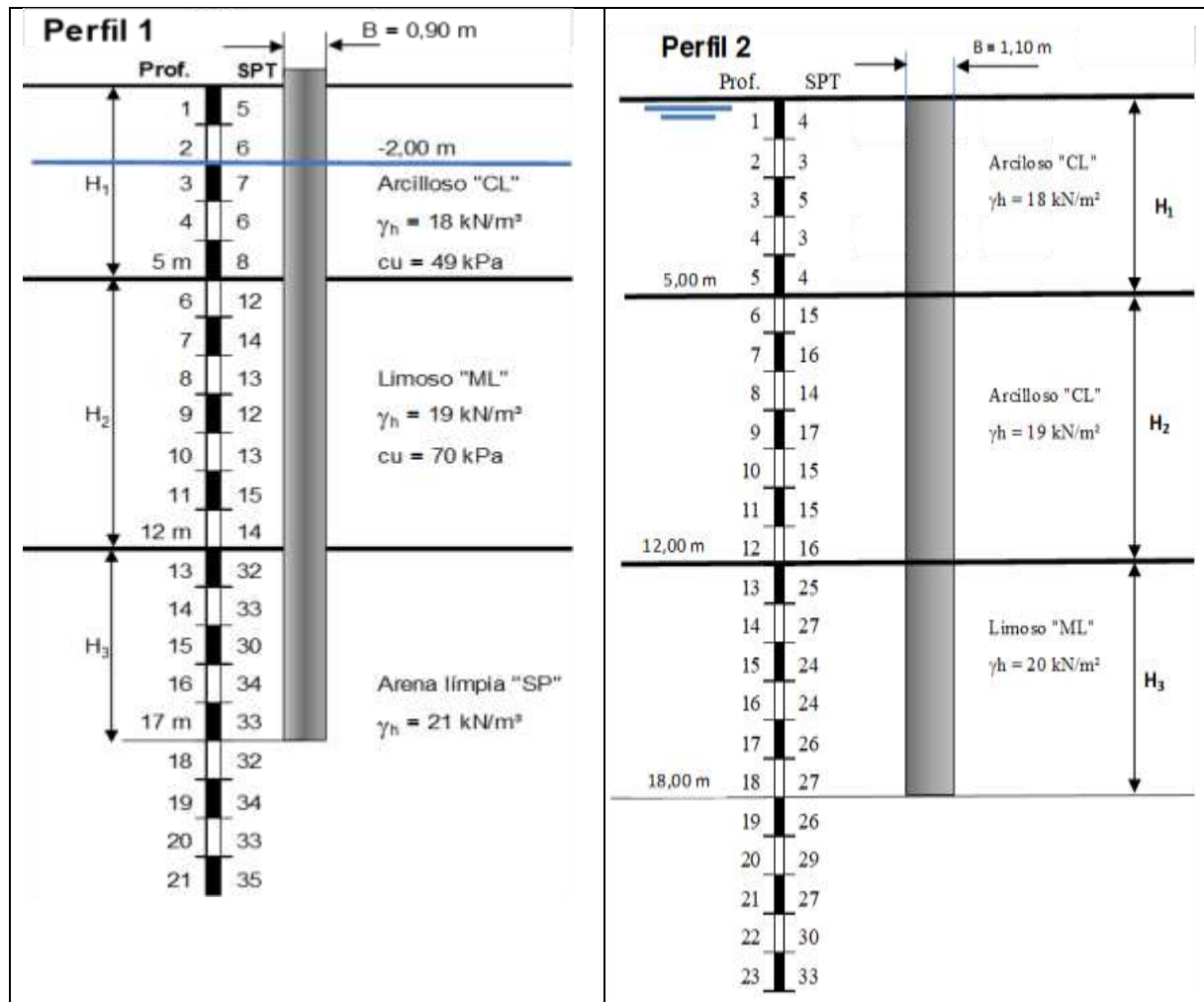


Figura 14. 1. Perfiles propuesta para los ejercicios

14.4. Resolución del ejercicio considerando el perfil 1

En este caso, aplicaremos las ecuaciones recomendadas por Brinch - Hansen para obtener la tensión última de la punta del pilote.

$$q_{up} = \bar{q} \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \quad \text{Tensión última de punta}$$

$$N_q = \left[\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_c}{2} \right) \right]^2 \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'_c))}$$

$$S_q = 1 + \sin(\phi'_c)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\phi'_c) \cdot (1 - \sin(\phi'_c))^2 \cdot \frac{D_f}{B}$$

Donde:

ϕ_c = ángulo de fricción interna característico

$\gamma_h = 20,0 \text{ kPa}$

$$\gamma' = 10,0 \text{ kPa}$$

q' = Tensión efectiva de la tapada

L = Longitud del pilote = 17 m

D_f = penetración del pilote dentro de un manto de igual o mejor resistencia al que se apoya la punta. = 5 m

Para el caso del perfil 1 tendremos:

N_{90} adoptado = 32

$N_{60} = 48$

Corrección por profundidad (Peck):

$$C_N = 0,77 \cdot \text{Log} \left[\frac{20}{\sigma_v / \text{Pa}} \right]$$

$$C_N = 0,787$$

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} = 37,8$$

$$\phi_c = 54 - 27,60 \cdot e^{(-0,014 \cdot (N_1)_{60})} - 3^\circ \quad (\text{Maine})$$

$$\phi_c' = 34,7^\circ$$

$$N_q = 32,23 \quad D_f = 5,00 \text{ m} \quad S_q \cdot d_q = 1,61 \quad q' = 190 \text{ kPa}$$

Tensión última de la punta $q_{up} = 9.883 \text{ kPa}$

Coeficiente de seguridad global $F_s = 3$

Tensión admisible de punta $q_{p_{adm}} = 3.294 \text{ kPa}$

14.4.1 Tensiones de fuste en suelos finos (arcillas y limos) Ábaco de Bustamante

Existe bastante evidencia de que en los suelos de la Fm. Pampeano, los pilotes excavados adquieren una tensión de fuste muy cercana a la tensión de fuste determinada por M. Bustamante para los micropilotes IGU (Inyección Global Única), que en el caso de los suelos finos (arcillas y limos) que se detectan en los dos primeros mantos del presente ejercicio.

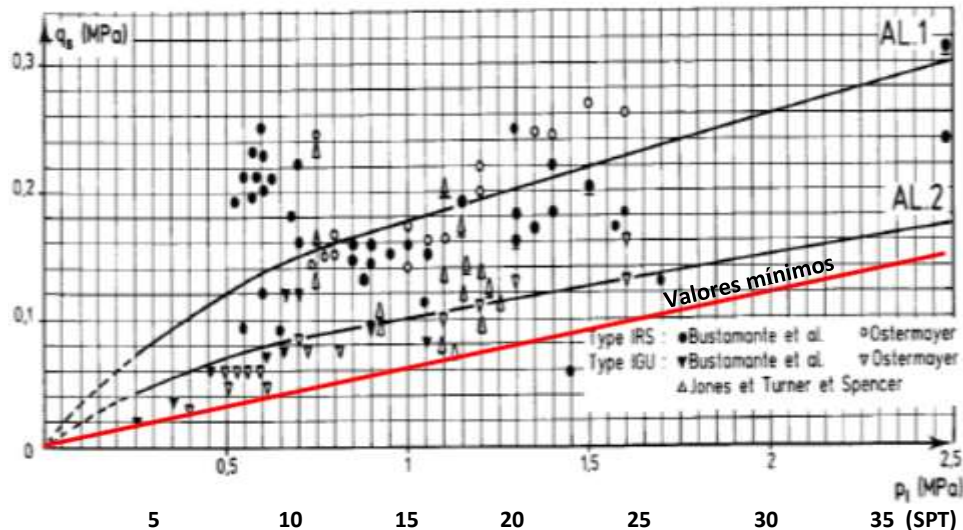


Figura 14.2. Ábaco de Bustamante para suelos finos

En la Figura 14.2 se muestran el ábaco de Bustamante para las tensiones de fuste “ q_s ” en suelos finos, en función 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 (Inyección Global Única).

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.

$$qf_{\text{ultima}} = 4 \text{ kPa} \cdot N_{60}$$

$$qf_{\text{ultima}} = 6 \text{ kPa} \cdot N_{90}$$

Para el caso que estamos analizando tendremos:

Primer manto $N_{90} = 6$, $N_{60} = 9$

$$qf_{\text{adm}} = \frac{4 \text{ kPa} \cdot N_{60}}{F_s} = \frac{4 \text{ kPa} \cdot 9}{3} = 12 \text{ kPa}$$

Segundo manto $N_{90} = 13$, $N_{60} = 19,5$

$$qf_{\text{adm}} = \frac{4 \text{ kPa} \cdot N_{60}}{F_s} = \frac{4 \text{ kPa} \cdot 19,5}{3} = 26 \text{ kPa}$$

14.4.2 Tensiones de fuste en mantos de suelos granulares (arenas o gravas)

Para el tercer manto del presente ejercicio, conformado con suelos arenosos, tomaremos un valor promedio de $N_{90} = 32$, $N_{60} = 48$

Aplicando los ábacos de M. Bustamante para micropilotes (IGU) tendríamos:

$$qf_{\text{adm}} = 3,5 \text{ kPa} \cdot N_{60}$$

$$qf_{\text{adm}} = \frac{3,5 \cdot N_{60}}{F_s} = \frac{3,5 \text{ kPa} \cdot 48}{3} = 56 \text{ kPa}$$

Aplicando las ecuaciones de Reese y Wright (1977)

$$q_{fadm} = \frac{2,8kPa \cdot N_{60}}{F_s} = \frac{2,8kPa \cdot 48}{3} = 45kPa$$

14.4.3 Capacidad de carga admisible

Con todos estos parámetros podemos finalmente calcular la capacidad de carga admisible del pilote, tomando para las tensiones de fuste “qf” en los suelos finos y en los suelos gruesos las fórmulas de Bustamante, con la particularidad de que en el primer manto no se toman los dos primeros metros por la construcción del cabezal.

$$Q_{tadm} = A_p \cdot q_{padm} + \pi \cdot B \cdot ((L_1 - 2m) \cdot q_{f1adm} + L_2 \cdot q_{f2adm} + L_3 \cdot q_{f3adm})$$

$$Q_{tadm} = \frac{\pi}{4} (0,90m)^2 \cdot 3.294kPa + \pi \cdot 0,90m (3m \cdot 12kPa + 7m \cdot 26kPa + 5m \cdot 56kPa)$$

$$= 3.504 kN$$

14.4.4 Experiencias de Salgado et al (tensiones de fuste en arenas)

Otra alternativa para estimar las tensiones de fuste en los mantos granulares (arenas o gravas) consiste en aplicar la formulación, deducidas de las experiencias de R. Salgado - Fei Han – M. Prezzi, que detallamos a continuación:

Tradicionalmente el fuste en pilotes embebidos en arenas, se calcula con la siguiente ecuación:

$$q_{fr} = K_o \cdot \sigma_v \cdot \tan(\delta)$$

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 llegan a la conclusión que la ecuación a utilizar tiene que ser de la siguiente forma:

$$q_{frot} = (K \cdot \sigma_v) \cdot \tan(\delta)$$

Donde $(K \cdot \sigma_v) = \beta$

K = Función (K_o , D_r , σ_v) de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$K = \frac{K_o}{e^{(0,2 \cdot \sqrt{K_o - 0,4})}} \cdot 0,7 \cdot e^{\left\{ \frac{D_r}{100} \cdot (1,3 - 0,2 \cdot \ln \left(\frac{\sigma_v}{P_a} \right) \right\}}$$

Teniendo en cuenta esta ecuación podemos calcular los distintos parámetros que intervienen en el cálculo, haciendo:

$$D_r = \frac{100 \cdot (N_1)_{60}}{23 + 0,716 \cdot (N_1)_{60}}$$

$$OCR = \frac{P_c}{\sigma'_{vm}}$$

$$K_o = (1 - \sin(\phi)).OCR^{\sin(\phi)}$$

Donde:

$$P_c = 0,47 \cdot (N_{60})^m \cdot P_a$$

El valor de m se puede tomar como $m = 0,6$ para arenas limpias

$$q_{frot.} = (K \cdot \sigma'_v) \cdot \tan(\delta)$$

En este caso tenemos que advertir que el valor de δ puede ser estimado haciendo $\delta = 0,9$ a 1 de ϕ' . En el presente trabajo se toma $\delta = 0,90 \cdot \phi'$

Para nuestro ejercicio tendremos:

$$\phi'_c = 34,7^\circ$$

$$P_c = 479 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_v(\text{medio}) = 190 \text{ kPa}$$

$$OCR = 2,5$$

$$K_o = 0,726$$

$$\delta = 0,9 \cdot \phi = 31,2^\circ$$

$$K = 1,097$$

$$(N_1)_{60} = 37,8$$

$$D_r =$$

Con estos parámetros podemos calcular un valor de la tensión de fuste admisible con un valor de $F_s = 3$

$$q_{frot.} = (K \cdot \sigma'_v) \cdot \tan(\delta)$$

$$q_{f2adm} = \frac{1,097 \cdot 190 \text{ kPa} \cdot \tan(31,2^\circ)}{3} = 42 \text{ kPa}$$

Con todos estos parámetros podemos finalmente calcular la capacidad de carga admisible del pilote, tomando para las tensiones de fuste en los suelos finos, las fórmulas de Bustamante y para los suelos granulares las fórmulas de Salgado et al.

$$Q_{tadm} = \frac{\pi}{4} (0,90 \text{ m})^2 \cdot 3.294 \text{ kPa} + \pi \cdot 0,90 \text{ m} (3 \text{ m} \cdot 12 \text{ kPa} + 7 \text{ m} \cdot 26 \text{ kPa} + 5 \text{ m} \cdot 42 \text{ kPa}) = 3.305 \text{ kN}$$

14.4.5 Teoría de Verezantzev

Planteo de las ecuaciones a utilizar para suelos granulares

Tensión de punta

$$q_{up} = q' \cdot \alpha \cdot N_q + \gamma_p \cdot B \cdot N_\gamma \quad \text{Tensión última de punta}$$

$$N_q = 0,032 \cdot e^{(0,215 \cdot \phi'_c)} + 0,37 \cdot \phi'_c$$

$$N_{\gamma} = 0,023 \cdot e^{(0,21 \cdot \phi' c)} + 0,10 \cdot \phi' c$$

$$\alpha = f \left[\frac{Df}{B} \right]$$

Para este caso tenemos como datos los siguientes valores:

$$q' = 190 \text{ kPa}$$

$$\phi' c = 34,7^{\circ}$$

El valor de α depende de ϕ y de la relación Df/B y se obtiene del gráfico que se adjunta. Para nuestro caso el valor de $Df = 5 \text{ m}$ y $B = 0,90 \text{ m}$ con lo cual $Df/B = 5,55$ y $\alpha = 0,80$

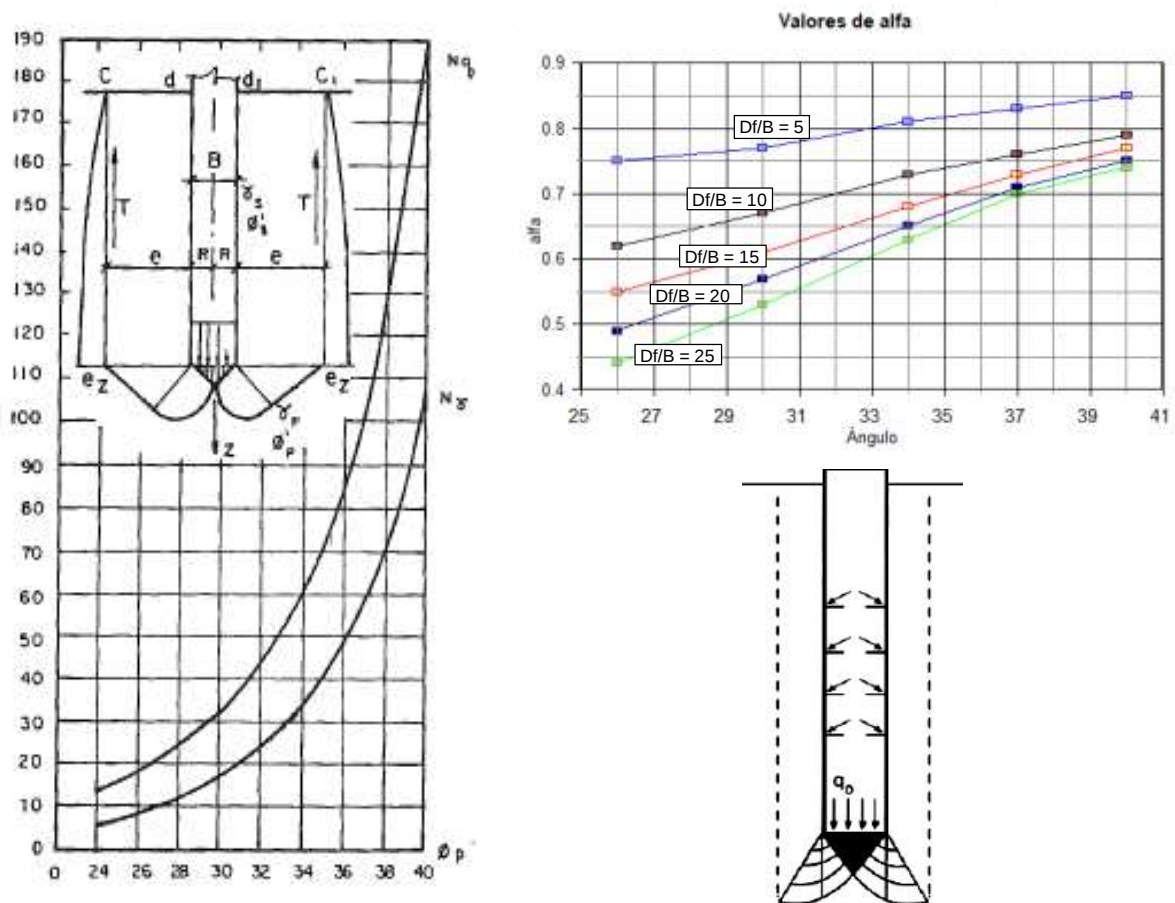


Figura 14. 3. Valores de alfa, N_{γ} , N_q según Verezantzev

Para este caso tenemos:

$$N_q = 68,92$$

$$N_{\gamma} = 37,35$$

$\gamma_p = 10 \text{ kN/m}^3$ Densidad efectiva de los suelos en la punta del pilote

$$B = 0,90 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.80$$

$$q_{up} = 190 \text{ kPa} \cdot 0,80 \cdot 68,92 + 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,90 \text{ m} \cdot 37,35 = 10.812 \text{ kPa}$$

$$q_{p_{adm}} = 3.604 \text{ kPa}$$

Tensión de fuste:

Tomaremos la misma tensión de fuste del punto 14.4.1 para calcular la carga total admisible.

$$q_{f1adm} = 12 \text{ kPa}$$

$$q_{f2adm} = 26 \text{ kPa}$$

$$q_{f3adm} = 42 \text{ kPa}$$

Carga admisible total:

$$Q_{tadm} = \frac{\pi}{4} (0,90m)^2 \cdot 3.604kPa + \pi \cdot 0,90m (3m \cdot 12kPa + 7m \cdot 26kPa + 5m \cdot 42kPa) = 3.701kN$$

14.4.6 Teoría de Meyerhof

Planteo de las ecuaciones a utilizar.

Tensión de punta

$$q_u = q' \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$N_q = \left[\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_c}{2} \right) \right]^2 \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'_c))}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \phi'_c)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'_c}{2} \right)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{Para } \phi > 10$$

$$\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$$

Para el caso del perfil 1 tendremos:

$$N_{90} \text{ adoptado} = 32$$

$$N_{60} = 48$$

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} = 37.78$$

$$\phi'_{\text{caract}} = 34,7^\circ \quad K_p = 3,65$$

$$N_q = 32,23 \quad N_\gamma = 35,47$$

$$S_q = 1,02$$

$$d_q = d_\gamma = 1$$

$$q' = 190 \text{ kPa}$$

$$\text{Tensión última de la punta } q_{up} = 6.402 \text{ kPa}$$

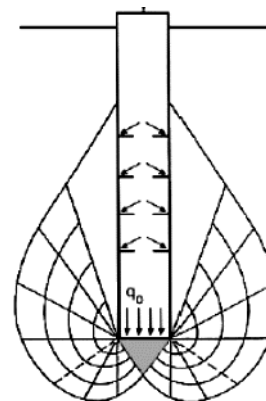
$$\text{Coeficiente de seguridad global } F_s = 3$$

$$\text{Tensión admisible de punta } q_{padm} = 2.134 \text{ kPa}$$

Tensiones de fuste:

Tomaremos la misma tensión de fuste del punto 14.4.1 para calcular la carga total admisible.

$$q_{f1adm} = 12 \text{ kPa}$$



$$q_{f2adm} = 26 \text{ kPa}$$

$$q_{f3adm} = 42 \text{ kPa}$$

Capacidad de carga admisible

Con todos estos parámetros podemos finalmente calcular la capacidad de carga admisible del pilote haciendo:

$$Q_{tadm} = \frac{\pi}{4} (0,90m)^2 \cdot 2.134kPa + \pi \cdot 0,90m (3m \cdot 12kPa + 7m \cdot 26kPa + 5m \cdot 42kPa) = 2.568kN$$

14.4.7 Utilizando ecuaciones empíricas basadas en ensayos SPT

En la bibliografía especializada hay numerosas relaciones que tienen en cuenta los valores deducidos del ensayo normal de penetración, SPT. Estos métodos deben ser tomados con cuidado debido a la falta de repetitividad de los resultados que se observa en los ensayos SPT.

Para aproximar valores de las tensiones de punta y fuste de los pilotes apoyados en suelos granulares. De estas relaciones recomendamos utilizar las siguientes

14.4.7.1 Métodos de Aoki – Velloso (1975)

Estos autores relacionaron los resultados del cono (estático y dinámico), y los resultados de los ensayos SPT, con los resultados de ensayos de cargas de pilotes ejecutados en Brasil, llegando a una ecuación para la tensión última de la punta del pilote.

$$q_{p\acute{u}ltima} = K \cdot N_{60}$$

Mientras que, a la tensión de fuste última, la toman como una fracción de la tensión de punta última con la siguiente ecuación.

$$q_{f\acute{u}ltima} = \alpha \cdot q_{p\acute{u}ltima} = \alpha \cdot K \cdot N_{60}$$

Donde K es un factor expresado en kPa, que tiene en cuenta el tipo de suelos que se considere. Tabla 14.1.

Posteriormente relacionaron los resultados para distintos tipos de pilotes, como ser, hincados de H° A°, hincados metálicos, Tipo Franky o excavados y llegaron a las siguientes expresiones:

$$q_{p\acute{u}ltima} = \frac{K \cdot N_{60}}{F_1}$$

$$q_{f\acute{u}ltima} = \frac{\alpha \cdot q_{p\acute{u}ltima}}{F_2} = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{60}}{F_2}$$

Por supuesto F1 y F2 son valores adimensionales que dependen del tipo de pilote. Tabla 14.2.

Tabla 14. 1. Método Aoki- Velloso, valores de K, α revalidado en 1988

TIPO DE SUELOS	Valores de K (kPa)	Valores de α
Arena	1000 – 600	0.014
Arena limosa	800 – 530	0.02 – 0.019
Arena arcillosa	600 – 530	0.03
Limo	480 – 400	0.03
Limo arenoso	550 – 480	0.022 – 0.03
Limo arcilloso	300 – 230	0.034
Arcilla	250 – 200	0.06
Arcilla arenosa	480 – 350	0.024 – 0.04
Arcilla limosa	250 - 220	0.04 – 0.055

Tabla 14. 2. Valores de F1,F2 según Aoki Velloso y Salomón (1978)

TIPO DE PILOTES	F ₁	F ₂
Hincados	1,75	3,50
Metálicos	1,75	3,50
Tipo Franki	2,50	5,00
Excavados	3,00*	7,00

(*) Modificado por Aoki y Alonso (1992)

Finalmente, para todos los casos, los autores recomiendan utilizar un coeficiente de seguridad de $F_s = 2$ para obtener las tensiones admisibles que nos permiten dimensionar el pilote.

$$q_{p_{admisible}} = \frac{K.N_{60}}{2.F_1}$$

$$q_{f_{admisible}} = \frac{\alpha.K.N_{60}}{2.F_2}$$

Para nuestro caso tendremos:

Tensión de punta admisible:

$$(N_1)_{60} = 37,78$$

$$K = 800 \text{ kPa}$$

$$F_1 = 3$$

$$q_{p_{admisible}} = \frac{K.N_{60}}{F_s.F_1} = \frac{800kPa.37,78}{2.3} = 5.037kPa$$

Tensiones de fuste:

Primer manto:

$$N_{90} = 6 \quad N_{60} = 9$$

$$\alpha = 0.06 \text{ (arcillas)}$$

$$K = 250$$

$$F_2 = 7$$

$$qf_{adm} = \frac{0,06 \cdot 250 \cdot 9}{2.7} = 9,64 \text{ kPa}$$

Segundo manto:

$$N_{90} = 13 \quad N_{60} = 19,5$$

$$\alpha = 0.03 \text{ (limos)}$$

$$K = 450$$

$$F_2 = 7$$

$$qf_{adm} = \frac{0,03 \cdot 450 \cdot 19,5}{2.7} = 18,8 \text{ kPa}$$

Tercer manto:

$$N_{90} = 32 \quad N_{60} = 48$$

$$\alpha = 0.02 \text{ (arena)}$$

$$K = 700$$

$$F_2 = 7$$

$$qf_{adm} = \frac{0,02 \cdot 700 \cdot 48}{2.7} = 48,0 \text{ kPa}$$

Carga admisible total:

$$Q_{tadm} = \frac{\pi}{4} (0,90m)^2 \cdot 5.037kPa + \pi \cdot 0,90m (3m \cdot 9,64kPa + 7m \cdot 18,8kPa + 5m \cdot 48kPa) = 4.337kN$$

14.4.7.2 Método de Décourt - Quaresma (1978-1995)

Este método es muy semejante al de Aoki Velloso y originalmente fue concebido solamente para pilotes hincados y tipo Franki.

La tensión de rotura de punta se define como:

$$qp_{\text{última}} = K \cdot N_{60}$$

Donde los valores de “K” se obtienen de la Tabla 14.3:

Tabla 14. 3. Valores K según Décourt - Quaresma

TIPO DE SUELOS	Valores de K en kPa (pilotes hincados)
Arcilla	120
Limo arcilloso (suelos residuales)	200
Limo arenoso (suelos residuales)	250
Arena	400

La tensión de fuste se puede calcular con la siguiente expresión

$$qf_{\text{última}} = (3,33 \cdot N_{60} + 10) \text{ en kPa}$$

Los valores de N_{60} a considerar deberán ser siempre $N_{60} \leq 50$

Este método posteriormente (1996) fue actualizado para ser aplicado a otro tipo de pilotes teniendo en cuenta las siguientes expresiones:

$$q_{p\acute{u}ltima} = \alpha \cdot K \cdot N_{60}$$

$$q_{f\acute{u}ltima} = \beta \cdot (3,33 \cdot N_{60} + 10)$$

Donde los valores de α y β se obtiene de la Tabla 14.4, para el tipo de pilote y para el tipo de suelos considerado. En este aspecto debemos recalcar que los suelos que se tratan (arcillas y suelos intermedios) son suelos residuales, provenientes en su gran mayoría de la degradación del basalto y que no tienen similitud con los suelos de la Fm. Pampeano.

Tabla 14. 4. Valores de α y β segun de Décourt - Quaresma

Tipo de Pilote	Hincados		Excavados (en general)		Excavados (con bentonita)		Hélice continua	
Tipo de suelo	α	β	α	β	α	β	α	β
Arcilla	1,00	1,00	0,85	0,80	0,85	0,90	0,30	1,00
Arcilla limosa	1,00	1,00	0,60	0,65	0,60	0,75	0,30	1,00
Arena	1,00	1,00	0,50	0,50	0,50	0,60	0,30	1,00

Finalmente, el autor del método considera que para que el pilote no supere una deformación mayor al 10% de su diámetro, los coeficientes de seguridad de punta y de fuste deben ser los siguientes

Punta: $F_s = 4$

Fuste: $F_s = 1,3$

Para nuestro ejercicio tendremos:

Tensión de punta:

$$q_{p\acute{a}dm} = \alpha \cdot K \cdot (N_1)_{60}$$

$$\alpha = 0,5$$

$$K = 400$$

$$(N_1)_{60} = 37,78$$

$$q_{p\acute{u}ltima} = \alpha \cdot K \cdot N_{60} = 0,5 \cdot 400 \text{ kPa} \cdot 37,8 = 7.556 \text{ kPa}$$

$$q_{p\acute{a}dm} = \frac{q_{p\acute{u}ltima}}{F_s} = \frac{7.556 \text{ kPa}}{4} = 1.889 \text{ kPa}$$

Tensiones de fuste:

Primer manto:

$$N_{90} = 6 \quad N_{60} = 9$$

$$\beta = 0,8 \text{ (arcillas)}$$

$$F_s = 1,30$$

$$q_{f\acute{a}dmisible} = \frac{\beta \cdot (3,33 \cdot N_{60} + 10)}{1,3} = \frac{0,8 \cdot (3,33 \cdot 9 + 10)}{1,3} = 24,6 \text{ kPa}$$

Segundo manto:

$$N_{90} = 13 \quad N_{60} = 19,5$$

$$\beta = 0,65 \text{ (limos)}$$

$$F_s = 1,30$$

$$qf_{admisible} = \frac{\beta \cdot (3.33 \cdot N_{60} + 10)}{1,3} = \frac{0,65 \cdot (3,33 \cdot 19,5 + 10)}{1,3} = 37,47 \text{ kPa}$$

Tercer manto:

$$(N_1)_{60} = 37,8$$

$$\beta = 0,5 \text{ (arena)}$$

$$F_s = 1,3$$

$$qf_{admisible} = \frac{\beta \cdot (3.33 \cdot N_{60} + 10)}{1,3} = \frac{0,5 \cdot (3,33 \cdot 37,8 + 10)}{1,3} = 52,24 \text{ kPa}$$

Carga admisible total:

$$Q_{tadm} = \frac{\pi}{4} (0,90 \text{ m})^2 \cdot 1.889 \text{ kPa} + \pi \cdot 0,90 \text{ m} (3 \text{ m} \cdot 24,6 \text{ kPa} + 7 \text{ m} \cdot 37,47 \text{ kPa} + 5 \text{ m} \cdot 52,24 \text{ kPa})$$

$$= 2.890 \text{ kN}$$

14.4.8 Resumen de resultados

De todos los métodos de cálculo aplicados en este trabajo, presentamos a continuación en la Tabla 14.5, un resumen de los resultados logrados.

Tabla 14. 5. Resumen de resultados

Método	Tensión de punta admisible (kPa)	Tensión de fuste admisible			Carga admisible total (kN)
		1° Manto (kPa)	2° Manto (kPa)	3° Manto (kPa)	
Brinch - Hansen	3.294	12	26	42	3.305
Verezantzev	3.604	12	26	42	3.701
Meyerhof	2.134	12	26	42	2.568
Aoki - Velloso	5.038	9,6	18,8	48,0	4.338
Décourt - Quaresma	1.889	24,6	37,47	52,24	2.891

14.4.9 Verificación para una carga real

El cálculo efectuado para determinar la capacidad de carga del pilote por los distintos métodos detallados, se efectuaron siguiendo la metodología tradicional que contempla tomar la carga neta $D + L$, (peso propio más sobrecargas) y aplicar un coeficiente de seguridad global a la resistencia neta que se obtienen, del suelo donde se apoya.

$$\sum_{j>1} D_j + \sum_{i>1} L_i = \frac{f(\phi, c, \gamma)}{F_s} \quad \text{Con } F_s = 3$$

Supongamos para este caso, que tenemos una carga que deberá ser soportada por el pilote calculado según el detalle del ejercicio N° 1 de 2500 kN y que se obtiene con el siguiente detalle:

$$D = 1.800 \text{ kN} \quad L = 700 \text{ kN} \quad D + L = 2.500 \text{ kN}$$

Según los cálculos efectuados, los diferentes métodos de cálculo aplicados al diseño del pilote nos dan los siguientes coeficientes de seguridad adicionales. (Tabla 14.6.)

Tabla 14. 6. Coeficiente de seguridad adicional según el método de calculo

Método	Carga admisible total (kN)	Carga neta D + L (kN)	Coeficiente de seguridad <u>adicional</u> para la carga de trabajo
Brinch - Hansen	3.305	2.500	1,32
Verezantzev	3.701	2.500	1,48
Meyerhof	2.568	2.500	1,03
Aoki - Velloso	4.338	2.500	1,73
Décourt - Quaresma	2.891	2.500	1,16

14.4.10 Metodología de cálculo teniendo en cuenta LRFD

La aplicación del método LRFD en comparación con el método del coeficiente de seguridad global, radica simplemente en que en el método LRFD se aplican coeficientes de mayoración para las acciones, y coeficientes de reducción para las resistencias calculadas, dando por lo general resultados bastantes similares a los que se obtienen con la metodología tradicional.

14.4.11 Distintos planteos que propone el Eurocódigo EC-7

Analizando los enfoques de proyecto que propone el Eurocódigo EC-7, entendemos que se debe considerar como alternativa válida, al momento de evaluar la metodología a implementar en nuestro código, el enfoque de proyecto II, que se basa en mayorar las solicitaciones y en minorar las resistencias (sin minorar los parámetros de corte).

Este criterio es el que más se acerca a la metodología que se viene aplicando desde siempre en los cálculos geotécnicos de nuestro país, cuestión que no debe descartarse al momento de tomar alguna decisión de este tipo.

En resumen, la metodología de cálculo se detalla en la ecuación que se destaca a continuación.

$$\sum_{j>1} \gamma_D \cdot D_j + \sum_{i>1} \gamma_L \cdot L_i \leq \frac{f(\phi, c, \gamma)}{\gamma_R \cdot \gamma_t} = \frac{A_p \cdot \frac{q_{pu}}{\gamma_p} + \sum_{k \geq 1} A_{fk} \cdot \frac{q_{fuk}}{\gamma_f}}{\gamma_R \cdot \gamma_t}$$

Donde:

D = Cargas muertas (peso propio)

L = Cargas vivas (cargas accidentales)

γ_D = Coeficiente de mayoración de las cargas muertas

γ_L = Coeficiente de mayoración de las cargas accidentales

γ_R = Coeficiente de reducción de las resistencias calculadas

$f(\phi; c; \gamma)$ = Carga del pilote tomando en cuenta las tensiones de diseño, calculadas a partir de coeficientes parciales de reducción de las tensiones de punta y de fuste.

q_{pu} = Tensión última de hundimiento de la punta del pilote

q_{fu} = Tensión última de fuste de cada manto que atraviesa el pilote

γ_p = Coeficiente de reducción de tensión de punta

γ_f = Coeficiente de reducción de tensión de fuste

γ_t = Coeficiente total de reducción de la resistencia que confiere el suelo, y que se aplica cuando los cálculos de la resistencia se obtienen a partir de estudio geotécnicos de campo (Dilatómetro, Presiómetro, Conos, SPT, etc)

γ_R = Coeficiente de reducción de la resistencia que confiere el suelo, y que tiene que ver con el modelo que se utiliza en el cálculo, se aplica cuando el cálculo de la resistencia no se logra a través de ensayos de cargas de pilotes.

14.4.11.1 Coeficientes a adoptar

La geotecnia argentina, con más de 68 años de vida, tiene una amplia experiencia en el cálculo de este tipo de fundaciones que no podemos descartar de plano al cambiar la metodología de cálculo.

Es por ello que debemos comparar resultados para poder darle entidad a los nuevos coeficientes a utilizar.

Para ello, las acciones de la ecuación anterior las podemos escribir como:

$$\sum_{j>1} \gamma_D \cdot D_j + \sum_{i>1} \gamma_L \cdot L_i = \gamma_D \cdot \sum_{j>1} D_j + \gamma_L \cdot \sum_{i>1} L_i = \gamma_D \cdot \bar{D} + \gamma_L \cdot \bar{L}$$

Donde tanto $\bar{D}$ como $\bar{L}$ representan las sumatoria de todas las cargas actuantes, tanto gravitacionales (muertas) como accidentales (vivas) respectivamente.

Los valores a utilizar en este ejercicio de γ_D y γ_L son los siguientes:

$$\gamma_D = 1,35$$

$$\gamma_L = 1,50$$

$$Q_M = 1,35 \cdot D + 1,50 \cdot L = 3.480 \text{ kN}$$

En la Tabla 13.7 que se consiga a continuación, se pueden apreciar algunos valores de los coeficientes de reducción que se podrían adoptar en el código de nuestro país, y que se ubican correctamente dentro de los entornos recomendados por el EC-7 para distintos tipos de pilotes que se construyen.

Tabla 14. 7. Coeficientes de reducción recomendado por EC-7

Factor de reducción	Símbolo	Pilotes hincados	Pilotes excavados
Coeficiente de reducción de la resistencia de punta	γ_p	1.30	1.30
Coeficiente de reducción de la resistencia de fuste	γ_f	1.05	1.25
Coeficiente de reducción que afecta la resistencia total debido al modelo de cálculo adoptado	γ_R	1.30	1.40
Coeficiente que afecta la resistencia total cuando no se calcula la resistencia del pilote, a partir de ensayos de carga de los pilotes.	γ_t	1.10	1.20
Con estos coeficientes de mayoración de cargas y de reducción de resistencias, tendremos los siguientes valores del coeficiente de seguridad global comparados con la metodología de trabajo tradicional (Fs)			
Factor de seguridad para la punta ($\gamma_p, \gamma_R, \gamma_t$)	Fs punta	1,86	2,18
Factor de seguridad para el fuste ($\gamma_f, \gamma_R, \gamma_t$)	Fs fuste	1,50	2,10

14.4.12 Estimación de la capacidad de carga del pilote con el método LRFD

Calcularemos ahora la capacidad de carga del pilote del ejercicio N°1, aplicando los coeficientes de mayoración y de reducción estimados en los apartados anteriores, para verificar y comparar los resultados que se obtienen para las distintas hipótesis de cálculo.

Como ejemplo de ello, calculamos a continuación la reducción de las tensiones de fuste y de punta para detallar como se obtienen las cargas de diseño con esta metodología, para los modelos de cálculo de, Brinch Hansen, Verezantzev, Meyerhof, Aoki – Velloso, Décourt - Quaresma.

Para estos modelos de cálculo seleccionados, las tensiones de fuste se obtienen a partir de los valores de cohesión de los mantos de suelos finos que atraviesa el pilote, y de las tensiones de fricción que se genera entre los mantos granulares y el pilote en el último manto del ejercicio planteado. Por lo tanto, este cálculo que detallamos a continuación servirá para ser aplicados por los cuatro métodos seleccionados.

Para el caso que estamos tratando, los coeficientes de reducción que afectan a las tensiones de fuste son: $(\gamma_f \gamma_R \gamma_t) = 2,10$

Teniendo en cuenta los valores de cohesión de los distintos mantos tendremos las siguientes tensiones de fuste reducidas para aplicar al cálculo de las cargas de diseño del fuste.

Tabla 14. 8. Tensión de fuste según Bustamante y Salgado et al

Manto	Tensión de fuste a rotura en suelos finos (kPa) (Bustamante)	Tensión de fuste a rotura en manto granular $K \cdot q' \cdot \tan(\delta)$ (kPa) (Salgado et al)	Factor de reducción $\gamma_f \cdot \gamma_R \cdot \gamma_t$	Tensión de fuste de diseño (kPa)
1° Manto	36		2,10	17,14
2° Manto	78		2,10	37,14
3° Manto		126	2,10	60,0

Tabla 14. 9. Tensión de fuste según Aoki-Velloso

Manto	Tensión de fuste a rotura en suelos finos (kPa)	Tensión de fuste a rotura en manto granular (kPa)	Factor de reducción $\gamma_f \cdot \gamma_R \cdot \gamma_t$	Tensión de fuste de diseño (kPa)
1° Manto	19,28		2,10	9,18
2° Manto	37,61		2,10	17,91
3° Manto		96,0	2,10	45,71

Tabla 14. 10. Tensión de fuste según Decourt-Quaresma

Manto	Tensión de fuste a rotura en suelos finos (kPa)	Tensión de fuste a rotura en manto granular (kPa)	Factor de reducción $\gamma_f \cdot \gamma_R \cdot \gamma_t$	Tensión de fuste de diseño (kPa)
1° Manto	31,98		2,10	15,23
2° Manto	48,71		2,10	23,19
3° Manto		67,91	2,10	32,34

Para determinar las tensiones de diseño de punta, tomaremos las tensiones de rotura calculadas para cada metodología de cálculo seleccionada y le aplicamos los coeficientes correspondientes de reducción. $\gamma_P \cdot \gamma_R \cdot \gamma_t = 2,18$.

Considerando estos valores, se obtienen las cargas de diseño que se detallan en la Tabla 14. 11 para cada uno de los métodos seleccionados.

Tabla 14. 11. Carga de diseño de acuerdo a métodos seleccionados

Método	Tensión de punta a rotura (kPa)	Tensión de punta de diseño (kPa)	Tensión de fuste de diseño			Carga de diseño (kN)
			1° Manto (kPa)	2° Manto (kPa)	3° Manto (kPa)	
Brinch - Hansen	9.883	4.533	17,14	37,14	60,00	4.625
Verezantzev	10.812	4.960	17,14	37,14	60,00	4.884
Meyerhof	6.402	2.937	17,14	37,14	60,00	3.597
Aoki - Velloso	10.074	4.621	9,18	17,91	45,71	4.018
Décourt - Quaresma	7.557	3.466	15,23	23,19	32,34	3.250

Finalmente, si comparamos esta carga de diseño con la carga mayorada, podremos observar los coeficientes de seguridad adicionales que logramos con las distintas hipótesis de cálculo asumidas. Tabla 14. 12.

Tabla 14. 12. Comparación de Carga de diseño y mayoradas de acuerdo a métodos seleccionados

Método	Carga de diseño (kN)	Carga mayorada $\gamma_D.D + \gamma_L.L$ kN	Coefficiente de seguridad <u>adicional</u> para la carga mayorada
Brinch - Hansen	4.625	3.480	1,33
Verezantzev	4.884	3.480	1,40
Meyerhof	3.597	3.480	1,03
Aoki - Velloso	4.018	3.480	1,15
Décourt - Quaresma	3.250	3.480	0,93

14.4.13 Graficos de cargas - deformación (Perfil 1)

Finalmente hemos modelizado las cargas de fuste y de la punta del pilote a medida que el mismo toma carga y se genera el desplazamiento relativo entre la estructura del pilote y el suelo que lo contiene.

Este modelo se ejecuta de acuerdo a las propuestas de Randolph y Wroth que se detallan en el artículo que se adjunta como ANEXO B al presente trabajo y que básicamente se resumen en las dos ecuaciones que se adjuntan y que expresan por una parte la carga que toma el pilote por la punta Q_{punta} a medida que se incrementa el asentamiento δ .

La otra ecuación nos da la tensión de fuste q_{fuste} que se genera también a medida que se incrementa el movimiento relativo entre el pilote y el suelo δ y que se calcula metro a metro a partir de los valores del SPT, en todo el fuste del pilote.

Finalmente se integran todos los valores calculados y se obtienen las curvas de generación de carga de punta y de cargas de fuste ($q_{f \text{ Rot. } \pi.D. 1m}$) para cada valor de δ .

$$Q_{\text{punta}} = \frac{\delta}{\frac{\pi \cdot r_o (1 - \nu_p)}{4 \cdot G_p} + \frac{Rf}{Q_{p \text{ Rot}}}} \quad q_{\text{fuste}} = \frac{\delta}{\frac{r_o}{G_s} \cdot \ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right) + \frac{Rf}{q_{f \text{ Rot}}}}$$

Donde:

r_o = radio del pilote

r_m = 20 x Diámetro del pilote (simplificado)

ν_p = Coeficiente de Poisson del suelo donde se apoya la punta

G_p = Módulo de corte del suelo donde se apoya la punta

$Q_{p \text{ Rot}}$ = Carga de punta a rotura

G_s = Módulo de corte del suelo al nivel que se calcula el fuste

$q_{f \text{ Rot}}$ = Tensión de fuste a rotura al nivel que se lo calcula

$Rf = 0.95$

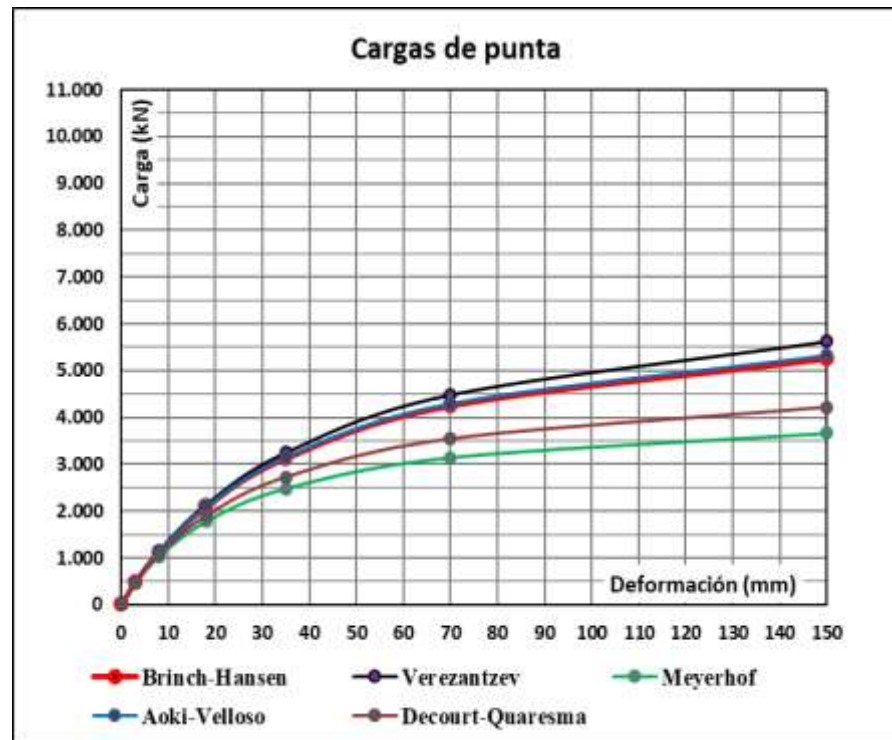


Figura 14. 4. Gráfico deformación- carga en la punta para el pilote ejercicio 1, según modelo Randolph y Wroth para diferentes métodos de calculo

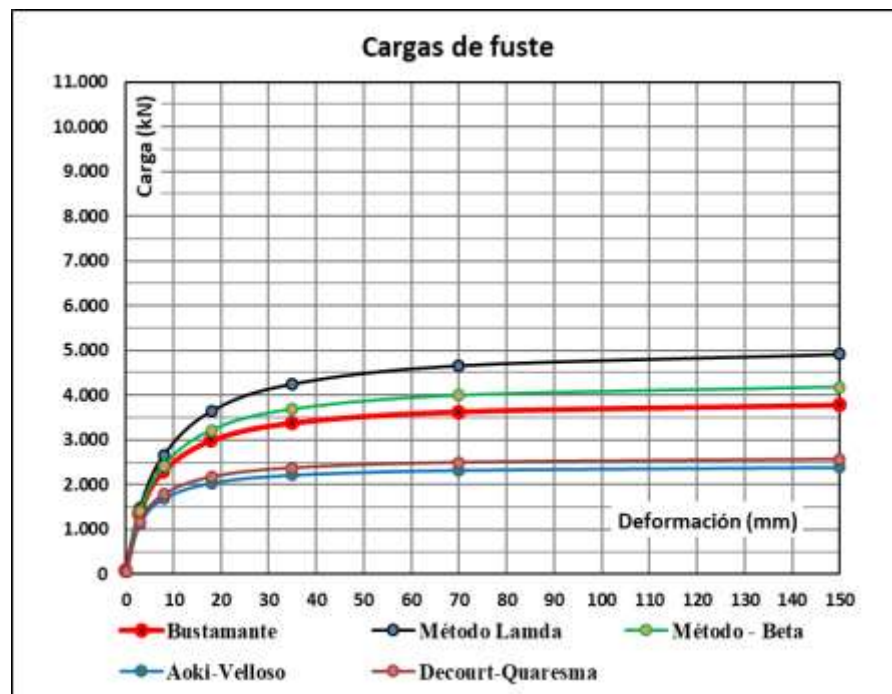


Figura 14. 5. Gráfico Deformación- cargas de fuste para el pilote ejercicio 1, según modelo Randolph y Wroth para diferentes métodos de calculo

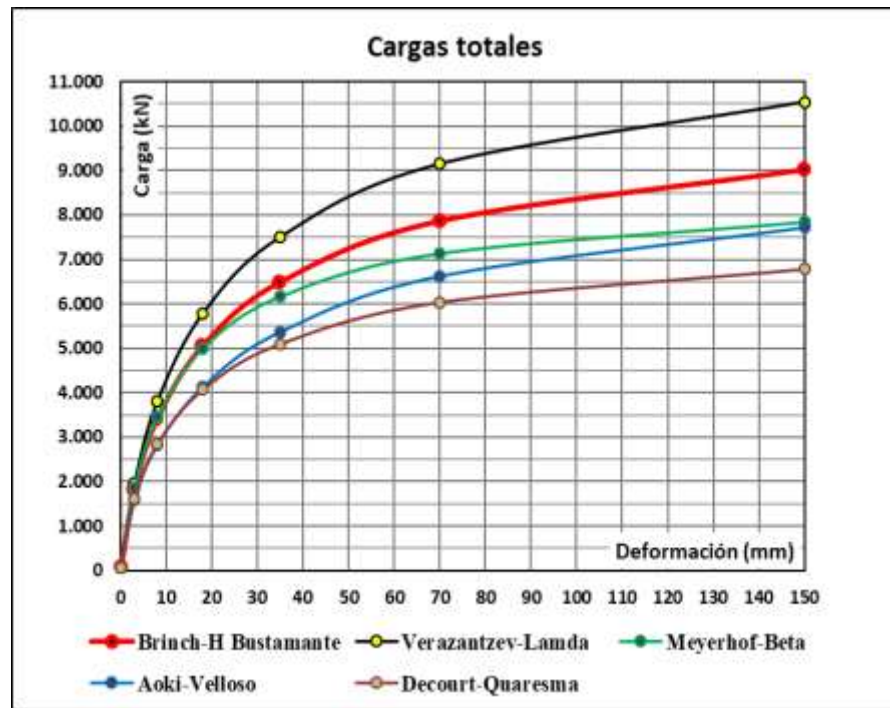


Figura 14. 6. Gráfico Deformación- cargas totales para el pilote ejercicio 1, según modelo Randolph y Wroth para diferentes métodos de calculo

14.4.14 Conclusiones

Considerando que el cilindro que se analiza tiene un diámetro de 0,90 m podemos inferir que la carga de rotura del mismo se alcance con un asentamiento del 10% de su diámetro, por lo tanto, se puede observar en el gráfico de las cargas totales, que para un asentamiento de 90 mm tenemos que las distintas teorías adoptadas se ubican en un entorno de carga entre 9.500 kN y los 6.250 kN.

Si a estas cargas de rotura le aplicamos un coeficiente de seguridad de $F_s = 3$ por tratarse de cilindros excavados y hormigonados in situ, (sin desplazamiento), obtendremos para el método clásico de cálculo, un entorno de cargas admisibles de 3.167 kN y 2.083 kN.

Se puede apreciar en el gráfico que se adjunta con mayor detalle que, para este entorno de las cargas admisibles, y para la carga neta determinada por $D + L = 2.500$ kN, los asentamientos posibles se ubican por debajo de los 6 mm, con lo cual los resultados de los cálculos efectuados son satisfactorios.

Si tomamos las carga mayoradas $\gamma_D \cdot D + \gamma_L \cdot L = 3.480$ kN los asentamientos posibles se ubican por debajo de los 10 mm, con lo cual los resultados de los cálculos efectuados también resultan satisfactorios.

De la observación de los gráficos que se presentan se puede apreciar que, para los valores de las cargas admisibles, el aporte del fuste es aproximadamente del doble de las cargas que brinda la punta del pilote. Como conclusión de este detalle, podemos decir que, en suelos finos con cohesión, como lo son los suelos de la Fm. Pampeano de nuestra zona de trabajo, es un error conceptual diseñar los pilotes considerando que la carga de punta es el principal sustento de los mismos, y que como tenemos a la Fm. Puelche (Arenas densas) por debajo de la Fm. Pampeano, los pilotes se proyectan, en la mayoría de los casos, apoyado en este último manto. Queda demostrado que en este tipo de suelos (granulares), la carga de punta para llegar al valor de la carga admisible, necesitan experimentar deformaciones excesivas e incompatible por lo general con la estructura que debe sustentar.

Hay que entender que la carga de fuste tiene una participación fundamental en la carga que toma el pilote y en nuestro medio, no siempre es valorada en su verdadera magnitud, y, por otra parte, me animo a subrayar, los medios académicos no enseñan este concepto.

Para el caso analizado del ejercicio del perfil 1, podemos obtener de la Tabla 14.11 un valor medio de la tensión de punta de 3.500 kPa, y a partir de este valor calcular la carga de punta del pilote, que se ubica en el orden de los 2.200 kN.

Si vemos el gráfico de la evolución de la carga de punta, para alcanzar este valor de carga, el pilote tiene que asentarse un valor superior a los 20 mm.

Finalmente, en suelos granulares, es un error, que yo reconozco cometí como profesor de la materia, calcular el fuste considerando el valor de K_o (coeficiente de empuje en reposo). Ya que queda demostrado en el presente trabajo y en las experiencias de Salgado et al, (Ref. 11) que el valor a utilizar de K en estos cálculos tiene un valor muy superior al valor de K_o .

14.5. Resolución del ejemplo del Perfil 2

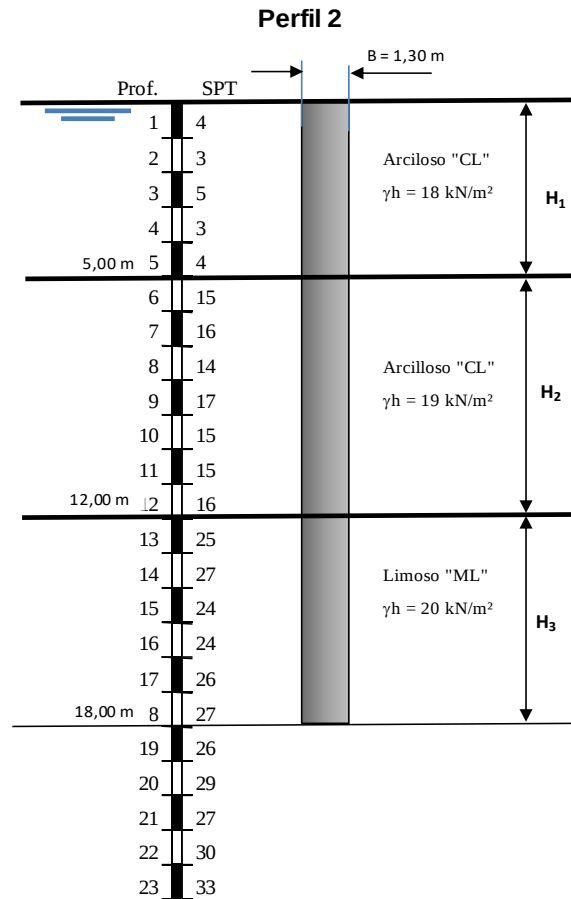


Figura 14. 7. Perfil de suelos típico de la Fm. Pampeano

Analizaremos en este apartado, como resolver una fundación similar y para las mismas cargas del capítulo anterior, pero para un pilote excavado apoyado en mantos “muy compactos” de la Fm. Pampeano, cuyo perfil se muestra en la Figura 14. 7.

Como se trata de suelos finos saturados consideraremos que el ángulo de fricción interna será nulo.

$$\phi = 0$$

Para calcular la cohesión no drenada tomaremos en cuenta las recomendaciones de Stroud considerando que el suelo de la punta tiene un índice plástico de

$$I_p = 15\%$$

$$c_u = N_{60} \cdot \left(\frac{80}{I_p} + \frac{I_p}{30} \right)$$

El valor del SPT en el apoyo de la punta lo consideraremos con un valor de:

$$N_{90} = 26$$

$$N_{60} = 1,5 \times N_{90} = 39$$

Con estos valores obtenemos:

$$c_u = 227,50 \text{ kPa}$$

14.5.1 Teoría de Brinch - Hansen

Siguiendo con la formulación planteada en el apartado 14 del presente, tendremos para este caso los siguientes parámetros:

Tensión de punta

Longitud del pilote $L = 18 \text{ m}$; $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$; $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$

Nivel de la napa de agua = 0,00 m

Presión efectiva de la tapada:

$q' = 180 \text{ kPa}$

$D_f = 6 \text{ m}$ Profundidad de empotramiento del pilote tendremos:

$Sc_{dc} = 1,714$

Para suelos arcillosos saturados donde $\phi = 0$ la ecuación para calcular la tensión última de la punta se reduce a:

$$q_{p_{\text{ultima}}} = c_u \cdot N_c \cdot Sc_{dc} + q'$$

$N_c = 5,14$

$q_{p_{\text{ultima}}} = 227,5 \text{ kPa} \cdot 5,14 \cdot 1,714 + 180 \text{ kPa} = 2.184 \text{ kPa}$

Tensión última de la punta $q_{up} = 2.226 \text{ kPa}$

Coeficiente de seguridad global $F_s = 3$

Tensión admisible de punta $q_{p_{adm}} = 728 \text{ kPa}$

Para nuestro ejercicio tendremos:

Primer manto: N_{90} Promedio = 4 con lo cual $N_{60} = 6$

$$q_{f1_{adm}} = \frac{6 \text{ kPa} \cdot 4}{3} = 8 \text{ kPa}$$

Segundo manto: N_{90} Promedio = 16 con lo cual $N_{60} = 24$

$$q_{f2_{adm}} = \frac{6 \text{ kPa} \cdot 16}{3} = 32 \text{ kPa}$$

Tercer manto: N_{90} Promedio = 26 con lo cual $N_{60} = 39$

$$q_{f3_{adm}} = \frac{6 \text{ kPa} \cdot 26}{3} = 52 \text{ kPa}$$

Capacidad de carga admisible

Con todos estos parámetros podemos finalmente calcular la capacidad de carga admisible del pilote haciendo:

$$Q_{t_{adm}} = \frac{\pi}{4} (1,30 \text{ m})^2 \cdot 728 \text{ kPa} + \pi \cdot 1,30 \text{ m} (3 \text{ m} \cdot 8 \text{ kPa} + 7 \text{ m} \cdot 32 \text{ kPa} + 6 \text{ m} \cdot 52 \text{ kPa}) = 3.253 \text{ kN}$$

14.5.2 Tensión de fuste Método λ

Según Vijayvergiya y Focht (1972) 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.

$$q_{fr} = \lambda \cdot (\sigma_v' + 2 \cdot c_u)$$

El valor de λ puede ser aproximado con la siguiente ecuación o con el gráfico de la figura 15.2

$$\lambda = \frac{1}{(Prof. \times 0,25 + 2,2)} + 0,035$$

Donde además el valor de σ_v' es la tensión efectiva vertical en el punto que se considera y c_u es la cohesión no drenada del suelo que se obtiene con la ecuación 7.

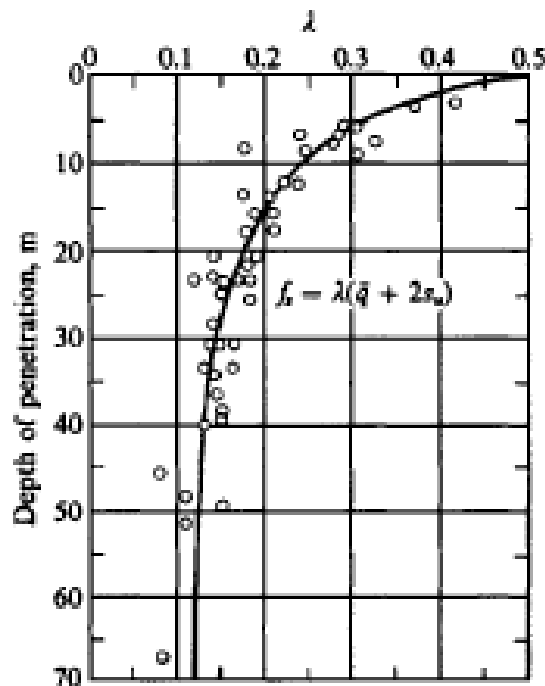


Figura 14. 8. Variación del coeficiente λ en función de la profundidad del pilote (Vijayvergiya y Focht 1972)

Tomando los valores de SPT del ejemplo podemos obtener las tensiones de fuste para cada manto Tabla 14.13.

Tabla 14. 13. Tensiones de fuste a partir del método λ

Manto	SPT N ₆₀	Tramo considerado (m)	Prof. media (m)	Tensión efectiva σ_v (kPa)	Cohesión (kPa)	λ	Tensión de fuste a rotura q_{frot} (kPa)	Tensión de fuste admisible q_{fadm} (kPa)
1°	6	Entre -2 m y -5 m	3,50	35	28,00	0,360	32,78	10,93
2°	24	Entre -5 m y -12 m	8,50	85	112,00	0,266	82,26	27,42
3°	39	Entre -12 m y -18 m	15,00	150	227,50	0,203	122,86	40,95

Capacidad de carga admisible

Con todos estos parámetros podemos finalmente calcular la capacidad de carga admisible del pilote haciendo:

$$Q_{t_{adm}} = \frac{\pi}{4} (1,30m)^2 \cdot 728 \text{ kPa} + \pi \cdot 1,30m (3m \cdot 10,93 \text{ kPa} + 7m \cdot 27,42 \text{ kPa} + 6m \cdot 40,95 \text{ kPa})$$

$$= 2.888 \text{ kN}$$

14.5.3 Tensión de Fuste Método β Experiencia de Burland

En los suelos finos la tensión de fuste también puede ser estimada haciendo

$$q_{f_{rot}} = \beta \times \sigma'_v$$

En este caso este autor recomienda tomar el valor de β recomendado por Burland (1993) como:

$$\beta = 0,52 \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right) + 0,11$$

Para valorar la cohesión c_u podemos adoptar las recomendaciones ya vistas de Stroud con la siguiente ecuación que nos da valores en kPa.

$$c_u = N_{60} \cdot \left(\frac{80}{I_p} + \frac{I_p}{30} \right)$$

Para su aplicación en el presente ejemplo tomaremos para los mantos superiores de arcillas (manto superior y medio) un $I_p = 20\%$ y para el tercer manto de suelos limosos un $I_p = 15\%$.

Tomando los valores de SPT del ejemplo podemos obtener las tensiones de fuste para cada manto Tabla 14.14.

Tabla 14. 14. Tensiones de fuste a partir del método β

Manto	SPT N_{60}	Tramo considerado (m)	Prof. media (m)	Tensión efectiva σ'_v (kPa)	Cohesión (kPa)	β	Tensión de fuste a rotura $q_{f_{rot}}$ (kPa)	Tensión de fuste admisible $q_{f_{adm}}$ (kPa)
1°	6	-2 a -5 m	3,50	35	28,00	0,526	18,41	6,14
2°	24	-5 a -12 m	8,50	85	112,00	0,795	67,59	22,53
3°	39	-12 a -18 m	15,00	150	227,50	0,899	134,80	44,93

14.5.4 Capacidad de carga admisible

Con todos estos parámetros podemos finalmente calcular la capacidad de carga admisible del pilote haciendo:

$$Q_{t_{adm}} = \frac{\pi}{4} (1,30m)^2 \cdot 728 \text{ kPa} + \pi \cdot 1,30m (3m \cdot 6,14 \text{ kPa} + 7m \cdot 23,53 \text{ kPa} + 6m \cdot 45,93 \text{ kPa})$$

$$= 2.787 \text{ kN}$$

En los tres casos que presentamos hemos utilizado las tensiones de fuste de distintos autores, Bustamante, Método λ , y método β . En el gráfico que se adjunta 14.9 se presentan las tres alternativas y su variación en profundidad tomando en cuenta los valores del SPT y los tipos de suelos detectados.

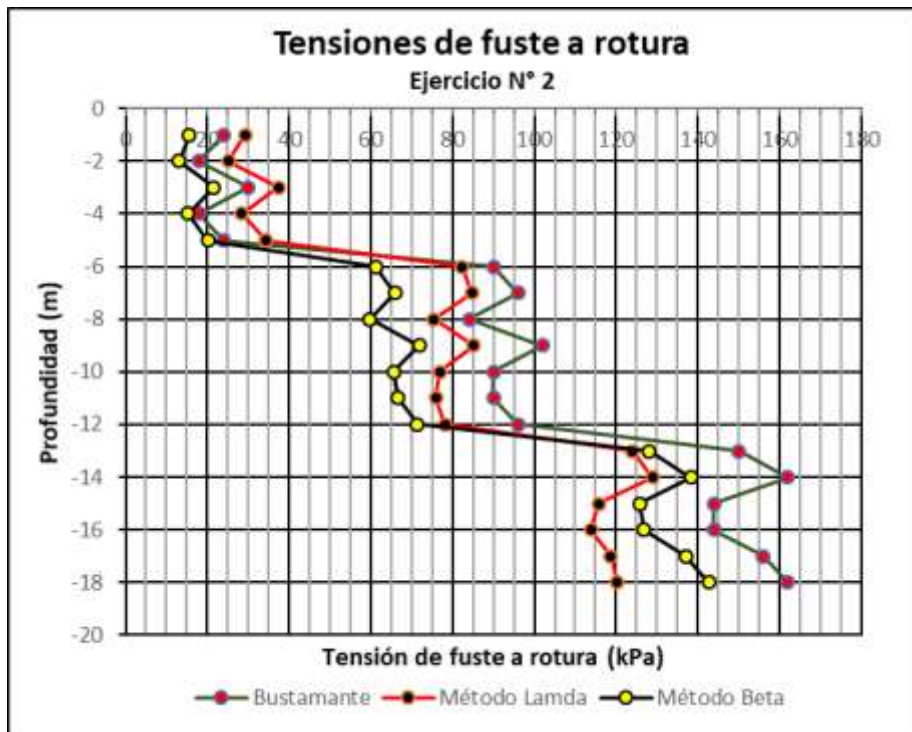


Figura 14.9: Tensiones de fuste a rotura para los distintos autores considerados

14.5.5 Métodos de Aoki – Velloso (1975)

Estos autores relacionaron los resultados del cono (estático y dinámico), y los resultados de los ensayos SPT, con los resultados de ensayos de cargas de pilotes ejecutados en Brasil, llegando a una ecuación para la tensión última de la punta del pilote.

$$q_{p\text{última}} = \frac{K \cdot N_{60}}{F_1}$$

$$q_{f\text{última}} = \frac{\alpha \cdot q_{p\text{última}}}{F_2} = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{60}}{F_2}$$

Para todos los casos, los autores recomiendan utilizar un coeficiente de seguridad de $F_s = 2$ para obtener las tensiones admisibles que nos permiten dimensionar el pilote.

$$q_{p\text{admisible}} = \frac{K \cdot N_{60}}{F_s \cdot F_1}$$

$$q_{f\text{admisible}} = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{60}}{F_s \cdot F_2}$$

Para nuestro caso tendremos de la Tabla 14.1:

Tensión de punta admisible:

$$N_{90} = 26 \quad N_{60} = 39$$

$$K = 300 \text{ kPa}$$

$$F_s = 2,00$$

$$F_1 = 3$$

$$q_{p_{admisible}} = \frac{K \cdot N_{60}}{Fs \cdot F_1} = \frac{300 \text{ kPa} \cdot 39}{2.3,0} = 1.950 \text{ kPa}$$

Tensiones de fuste:

Primer manto:

$$N_{90} = 4 \quad N_{60} = 6$$

$$\alpha = 0.06 \text{ (arcillas)}$$

$$K = 250 \text{ kPa}$$

$$F_2 = 7$$

$$q_{f1} = 6,43 \text{ kPa}$$

Segundo manto:

$$N_{90} = 16 \quad N_{60} = 24$$

$$\alpha = 0.06 \text{ (limos)}$$

$$K = 250 \text{ kPa}$$

$$F_2 = 7$$

$$q_{f2} = 25,71 \text{ kPa}$$

Tercer manto:

$$N_{90} = 26 \quad N_{60} = 39$$

$$\alpha = 0.034$$

$$K = 300 \text{ kPa}$$

$$F_2 = 7$$

$$q_{f3} = 28,41 \text{ kPa}$$

Carga admisible total:

$$Q_{t_{adm}} = \frac{\pi}{4} (1,30m)^2 \cdot 1.950kPa + \pi \cdot 1,30m(3m \cdot 6,43kPa + 7m \cdot 25,71kPa + 6m \cdot 28,41kPa) = 4.098kN$$

14.5.6 Método de Décourt - Quaresma (1978-1995)

Este método es muy semejante al de Aoki Velloso y originalmente fue concebido solamente para pilotes hincados y tipo Franki.

La tensión de rotura de punta y de fuste se definen teniendo en cuenta las siguientes expresiones:

$$q_{p_{última}} = \alpha \cdot K \cdot N_{60}$$

$$q_{f_{última}} = \beta \cdot (3,33 \cdot N_{60} + 10)$$

Donde los valores de α y β se obtiene de la Tabla 14.4, para el tipo de pilote y para el tipo de suelos considerado. En este aspecto debemos recalcar que los suelos que se tratan (arcillas y suelos intermedios) son suelos residuales, provenientes en su gran mayoría de la

degradación del basalto y que no tienen similitud con los suelos de la Fm. Pampeano. En nuestro ejemplo tomaremos de la Tabla 14.3 un valor de $K = 250 \text{ kPa}$.

Finalmente, el autor del método considera que para que el pilote no supere una deformación mayor al 10% de su diámetro, los coeficientes de seguridad de punta y de fuste deben ser los siguientes

Punta: $F_s = 4$

Fuste: $F_s = 1,3$

Para nuestro ejercicio tendremos:

Tensión de punta:

$\alpha = 0,6$

$K = 200 \text{ kPa}$ (limos)

$N_{60} = 39$

$$qp_{adm} = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{60}}{F_s} = \frac{0,6 \cdot 200 \text{ kPa} \cdot 39}{4} = 1.170 \text{ kPa}$$

Tensiones de fuste:

Primer manto:

$N_{90} = 4$ $N_{60} = 6$

$\beta = 0.8 \text{ kPa}$ (arcillas)

$F_s = 1,30$

$$qf_{admisible} = \frac{0,8 \cdot (3,33 \cdot 6 + 10)}{1,3} = 18,45 \text{ kPa}$$

Segundo manto:

$N_{90} = 16$ $N_{60} = 24$

$\beta = 0.8$ (arcilla)

$F_s = 1,30$

$$qf_{admisible} = \frac{0,8 \cdot (3,33 \cdot 24 + 10)}{1,3} = 55,34 \text{ kPa}$$

Tercer manto:

$N_{90} = 26$ $N_{60} = 39$

$\beta = 0.65$ (limos)

$F_s = 1,3$

$$qf_{admisible} = \frac{0,65 \cdot (3,33 \cdot 39 + 10)}{1,3} = 69,94 \text{ Pa}$$

Carga admisible total:

$$Qt_{adm} = \frac{\pi}{4} (1,30 \text{ m})^2 \cdot 1.170 \text{ kPa} + \pi \cdot 1,30 \text{ m} (3 \text{ m} \cdot 18,45 \text{ kPa} + 7 \text{ m} \cdot 55,34 \text{ kPa} + 6 \text{ m} \cdot 69,94 \text{ kPa}) \\ = 5.075 \text{ kN}$$

14.5.7 Resumen de resultados

De todos los métodos de cálculo aplicados en este trabajo, presentamos a continuación en la Tabla 14.15, un resumen de los resultados logrados.

Tabla 14. 15 Resumen de resultados

Método	Tensión de punta admisible (kPa)	Tensión de fuste admisible			Carga admisible total (kN)
		1° Manto (kPa)	2° Manto (kPa)	3° Manto (kPa)	
Brinch Hansen - Bustamante	728	8	32	52	3.253
Brinch Hansen - Método λ	728	10,93	27,42	40,95	2.888
Brinch Hansen - Método β	728	6,14	22,53	44,93	2.787
Aoki – Velloso (empírico)	1.950	6,43	25,71	28,41	4.098
Décourt – Quaresma (empírico)	1.170	18,45	55,34	69,94	5.075

Se observa una importante diferencia entre las teorías que consideran los parámetros de corte y las teorías empíricas, sobre todo en los valores de las tensiones de punta, que como veremos más adelante cuando analicemos las deformaciones bajo carga de los pilotes, notaremos que los valores de las tensiones de punta para deformaciones aceptables, son por lo general mucho más bajas que las tensiones admisibles recomendados por los cálculos.

14.5.8 Verificación con las cargas D +L

Tomando en cuenta las cargas del pilote que tomamos para el pilote del ejercicio del perfil N°1 que, si recordamos, tenían los siguientes valores:

$$D = 1.800 \text{ kN} \quad L = 700 \text{ kN} \quad D + L = 2.500 \text{ kN}$$

Podemos ver en la tabla 14.16, los coeficientes de seguridad adicionales que podemos conseguir con cada metodología de cálculo.

Tabla 14. 16. Comparación de Carga admisible y neta de acuerdo a métodos seleccionados

Método	Carga admisible total (kN)	Carga neta D + L kN	Coeficiente de seguridad <u>adicional</u> para la carga de trabajo
Brinch Hansen - Bustamante	3.253	2.500	1,30
Brinch Hansen - Método λ	2.888	2.500	1,16
Brinch Hansen - Método β	2.787	2.500	1,11
Aoki – Velloso (empírico)	4.098	2.500	1,64
Décourt – Quaresma (empírico)	5.075	2.500	2,03

14.5.9 Estimación de la capacidad de carga del pilote con el método LRFD

Tal como lo hicimos en el ejercicio del perfil N°1, aplicaremos ahora la metodología de cálculo del modelo LRFD para que el ejercicio N° 2.

Para ello tomemos las cargas ya definidas en el apartado 14.4.9 y apliquemos los coeficientes de mayoración correspondientes

$$D = 1.800 \text{ kN} \quad L = 700 \text{ kN} \quad \gamma_D = 1,35 \quad \gamma_L = 1,50$$

$$\text{Carga mayorada} = \gamma_D \cdot D + \gamma_L \cdot L = 1,35 \times 1.800 \text{ kN} + 1,50 \times 700 \text{ kN} = 3.480 \text{ kN}$$

Efectuando los cálculos detallados en los apartados 14.4.11 y 14.4.11.1 y tomando los coeficientes de reducción detallados en la tabla 14.17 obtenemos las tensiones de punta y las tensiones de fuste de diseño que se detallan en la tabla 14.18 y con ello calculamos la carga de diseño que se puede apreciar en la última columna de la misma.

Tabla 14. 17. Coeficientes de reducción

		Pilotes hincados	Pilotes excavados
Factor de seguridad para la punta ($\gamma_p, \gamma_R, \gamma_\tau$)	Fs punta	1,86	2,18
Factor de seguridad para el fuste ($\gamma_f, \gamma_R, \gamma_\tau$)	Fs fuste	1,50	2,10

Tabla 14. 18. Tensiones de fuste de diseño

Método	Tensión de punta a rotura (kPa)	Tensión de punta de diseño (kPa)	Tensión de fuste de diseño			Carga de diseño (kN)
			1° Manto (kPa)	2° Manto (kPa)	3° Manto (kPa)	
Brinch Hansen - Bustamante	2.184	1.002	11,42	45,71	74,28	4.597
Brinch Hansen - Método λ	2.184	1.002	15,53	39,17	58,50	4.074
Brinch Hansen - Método β	2.184	1.002	8,77	32,18	64,19	3.930
Aoki – Velloso (empírico)	3.900	1.789	5,89	24,48	27,06	3.809
Décourt – Quaresma (empírico)	4.680	2.147	11,42	34,26	43,29	5.030

Si comparamos ahora ésta carga de diseño con la carga mayorada, podremos observar los coeficientes de seguridad adicionales que logramos con las distintas hipótesis asumidas para el cálculo. Tabla 14.19.

Tabla 14. 19. Comparación de Carga de diseño y mayoradas de acuerdo a métodos seleccionados

Método	Carga de diseño (kN)	Carga mayorada $\gamma_D \cdot D + \gamma_L \cdot L$ (kN)	Coeficiente de seguridad <u>adicional</u> para la carga mayorada
Brinch Hansen - Bustamante	4.597	3.480	1,32
Brinch Hansen - Método λ	4.074	3.480	1,17
Brinch Hansen - Método β	3.930	3.480	1,13
Aoki – Velloso (empírico)	3.809	3.480	1,09

Método	Carga de diseño (kN)	Carga mayorada $\gamma_D.D + \gamma_L.L$ kN	Coefficiente de seguridad <u>adicional</u> para la carga mayorada
Décourt – Quaresma (empírico)	5.030	3.480	1,44

14.5.10 Graficos de cargas - deformación (Perfil 2)

Finalmente hemos modelizado las cargas de fuste y de la punta del pilote a medida que el mismo toma carga y se genera el desplazamiento relativo entre la estructura del pilote y el suelo que lo contiene.

Este modelo se ejecuta de acuerdo a las propuestas de Randolph y Wroth que se detallan en el artículo que se adjunta como ANEXO B al presente trabajo y que básicamente se resumen en las dos ecuaciones que se adjuntan y que expresan por una parte la carga que toma el pilote por la punta Q_{punta} a medida que se incrementa el asentamiento δ .

La otra ecuación nos da la tensión de fuste q_{fuste} que se genera también a medida que se incrementa el movimiento relativo entre el pilote y el suelo δ y que se calcula metro a metro a partir de los valores del SPT, en todo el fuste del pilote.

Finalmente se integran todos los valores calculados y se obtienen las curvas de generación de carga de punta y de cargas de fuste ($q_{f \text{ Rot}} \cdot \pi \cdot D \cdot 1m$) para cada valor de δ .

$$Q_{\text{punta}} = \frac{\delta}{\frac{\pi \cdot r_o (1 - \nu_p)}{4 \cdot G_p} + \frac{Rf}{Q_{p \text{ Rot}}} \cdot \delta} \quad q_{\text{fuste}} = \frac{\delta}{\frac{r_o}{G_s} \cdot \ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right) + \frac{Rf}{q_{f \text{ Rot}}} \cdot \delta}$$

Donde:

r_o = radio del pilote

r_m = 20 x Diámetro del pilote (simplificado)

ν_p = Coeficiente de Poisson del suelo donde se apoya la punta

G_p = Módulo de corte del suelo donde se apoya la punta

$Q_{p \text{ Rot}}$ = Carga de punta a rotura

G_s = Módulo de corte del suelo al nivel que se calcula el fuste

$q_{f \text{ Rot}}$ = Tensión de fuste a rotura al nivel que se lo calcula

$Rf = 0.95$

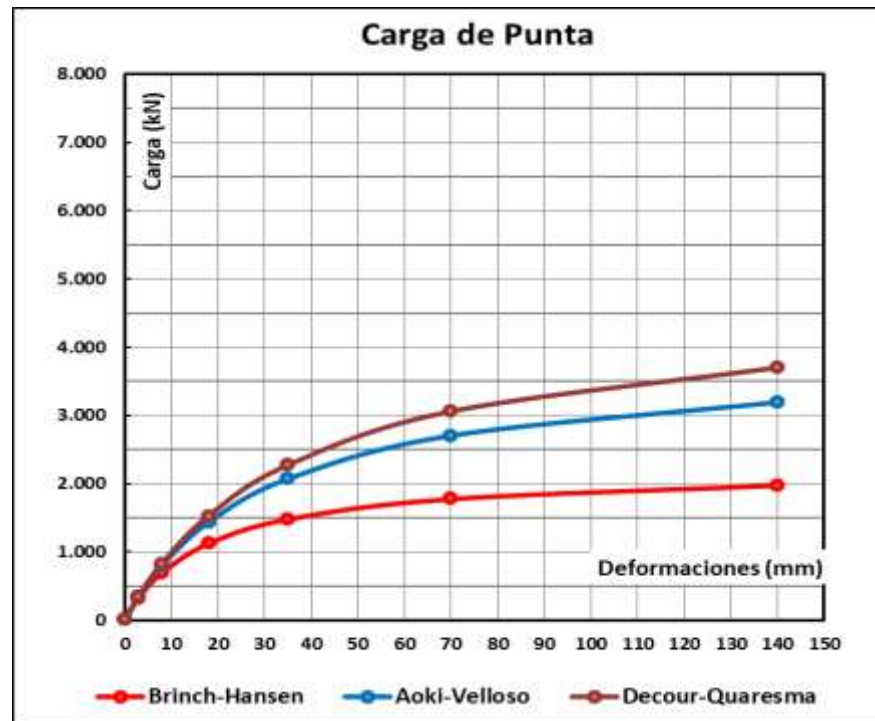


Figura 14. 9. Gráfico deformación- carga en la punta para el pilote ejercicio 2, según modelo Randolph y Wroth para diferentes métodos de calculo

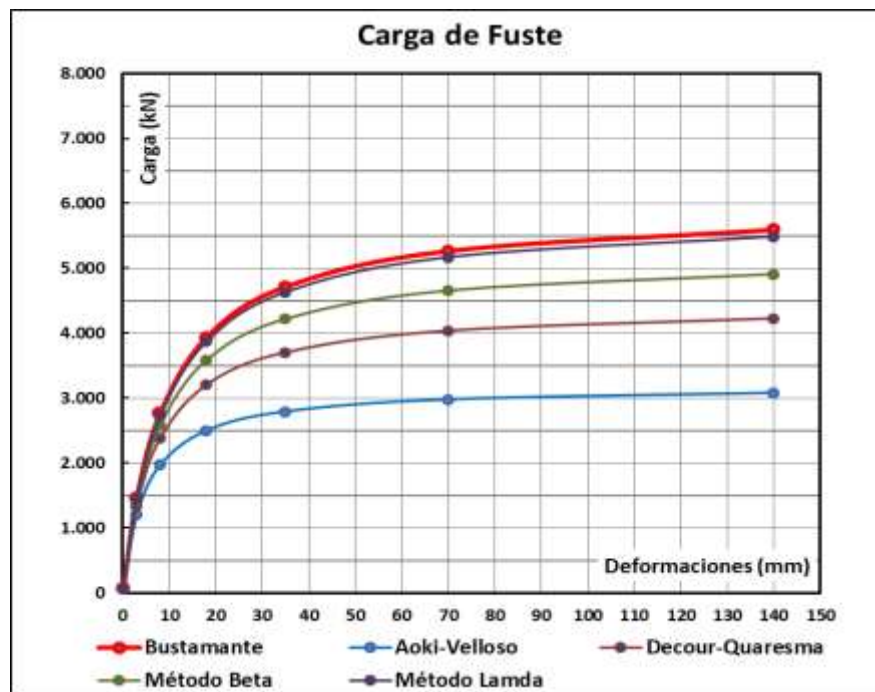


Figura 14. 10. Gráfico Deformación- cargas de fuste para el pilote ejercicio 2, según modelo Randolph y Wroth para diferentes métodos de calculo

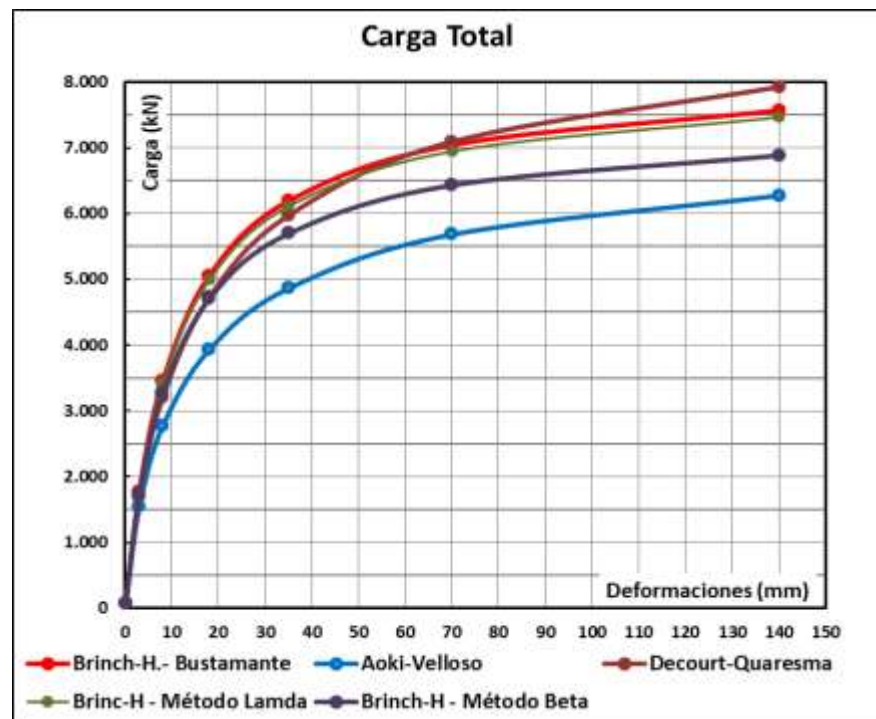


Figura 14. 11. Gráfico Deformación- cargas totales para el pilote ejercicio 2, según modelo Randolph y Wroth para diferentes métodos de calculo

14.5.11 Conclusiones

Considerando que este pilote tiene un diámetro de 1,10 m podemos inferir que la carga de rotura del mismo se alcance con un asentamiento del 10% de su diámetro, por lo tanto, se puede observar en el gráfico de las cargas totales que el entorno de rotura para todas las teorías aplicada se ubica entre los 7.500 kN y los 6.000 kN. Si a estas cargas de rotura le aplicamos un coeficiente de seguridad de $F_s = 3$ obtendremos un entorno de las cargas admisibles de 2.533 kN y 2.000 kN.

Se puede apreciar en el gráfico que se adjunta con mayor detalle que, para éste entorno de las cargas admisibles, y para la carga neta determinada por $D + L = 2.500$ kN, los asentamientos posibles se ubican por debajo de los 6 mm, con lo cual los resultados de los cálculos efectuados son satisfactorios.

Si se comparan los aportes de las cargas de punta y con los aportes de las cargas de fuste, en los gráficos que se presentan, se puede apreciar que, para los valores de las cargas admisibles, el aporte del fuste es aproximadamente de cuatro veces el de la carga que brinda la punta. Esto se debe en comparación con el perfil 1 estudiado anteriormente en que la punta en este caso se apoya en un suelo fino saturado.

Si tomamos las carga mayoradas $\gamma_D D + \gamma_L L = 3.480$ kN los asentamientos posibles se ubican por debajo de los 10 mm, con lo cual los resultados de los cálculos efectuados también resultan satisfactorios.

Como conclusión de este detalle, podemos decir que, en suelos finos con cohesión, como lo son los suelos de la Fm. Pampeano de nuestra zona de trabajo, es un error conceptual diseñar los pilotes considerando que la carga de punta es el principal sustento de los mismos.

Queda demostrado que en éste tipo de suelos (finos saturados), la carga de punta para llegar al valor de la carga admisible, necesitan experimentar deformaciones excesivas e incompatible con la estructura que debe sustentar.

Para el caso analizado del ejercicio del perfil 2, podemos obtener de la Tabla 14.18 un valor medio de la tensión de punta de 1.200 kPa, y a partir de este valor calcular la carga de punta del pilote, que se ubica en el orden de los 1.140 kN.

Si vemos el gráfico de la evolución de la carga de punta, para alcanzar este valor de carga, el pilote tiene que asentarse un valor del orden de 13 mm.

15. ANEXO A

A-1.- Valoración del módulo elástico “Es”

Si observamos la figura A-1, en la que se representan los valores del cociente G/Go para distintos valores de la deformación angular, vemos que para los problemas habituales de la geotecnia (Túneles, fundaciones y deslizamientos) la relación entre G/Go puede ser ubicada en el rango de deformación angular de 0,4 a 0,1.

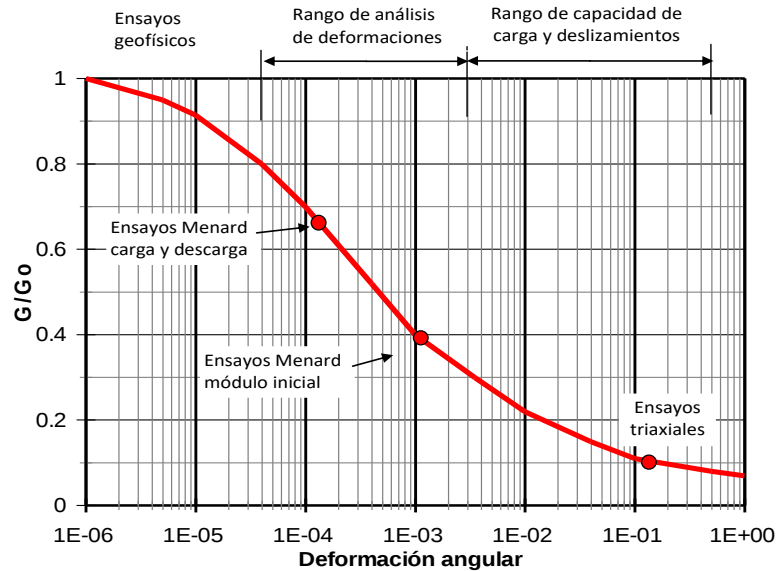


Figura N° A-1: Variación del módulo de corte en función de la deformación angular observada

Por otra parte, la deformación angular que se genera en el corte (γ) se puede asociar también a la relación de tensiones que se pone de manifiesto:

$$\frac{G}{Go} = \left(1 - \frac{\tau}{\tau_u}\right)$$

O lo que es lo mismo

$$\frac{Es}{Ei} = \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_u}\right)$$

$$\frac{Es}{Ei} = \left(1 - \frac{1}{Fs}\right)$$

Cuando σ_d se hace igual a la tensión admisible, el cociente entre $\frac{\sigma_{adm}}{\varepsilon} = Es$ y el cociente entre la tensión de rotura y la tensión admisible nos da el coeficiente de seguridad

$$\frac{\sigma_{Rotura}}{\sigma_{adm}} = Fs. \text{Figura A-2.}$$

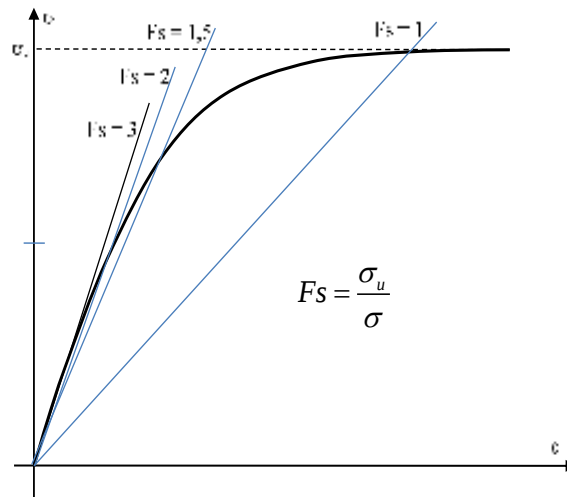


Figura N° A-2: Variación del Módulo de elasticidad en función de F_s

$$\frac{E_s}{E_i} = \left[1 - \left(R_f \cdot \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{Rotura}} \right) \right]$$

Que podremos expresar teniendo en cuenta las experiencias del Prof. P. Mayne (1999) de la siguiente forma.

$$\frac{E_s}{E_i} = \left[1 - \left(\frac{R_f}{F_s} \right)^g \right]$$

A-1

En la expresión del Prof. Mayne el valor de “ R_f ” se ubica en la unidad $R_f = 1$ mientras que “ g ” adopta valores en el entorno de $0,2 < g < 0,4$

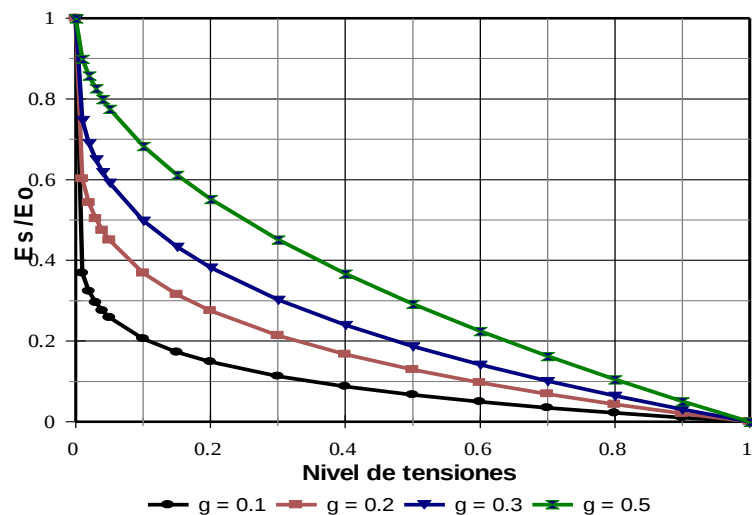


Figura N° A-3: Relación de Módulos para distintos niveles de tensiones σ/σ_R y para un valor de $R_f = 1$

Este mismo gráfico, si lo representamos en función del coeficiente de seguridad

$$\frac{\sigma_{Rotura}}{\sigma_{adm}} = F_s \text{ nos queda como el que se muestra en la figura N° A-4.}$$

La ecuación A-1, planteada por Mayne es algo conservadora para suelos rígidos, o por lo menos muy aleatoria con la selección del valor de “ g ” en el entorno de 0,2 a 0,4.

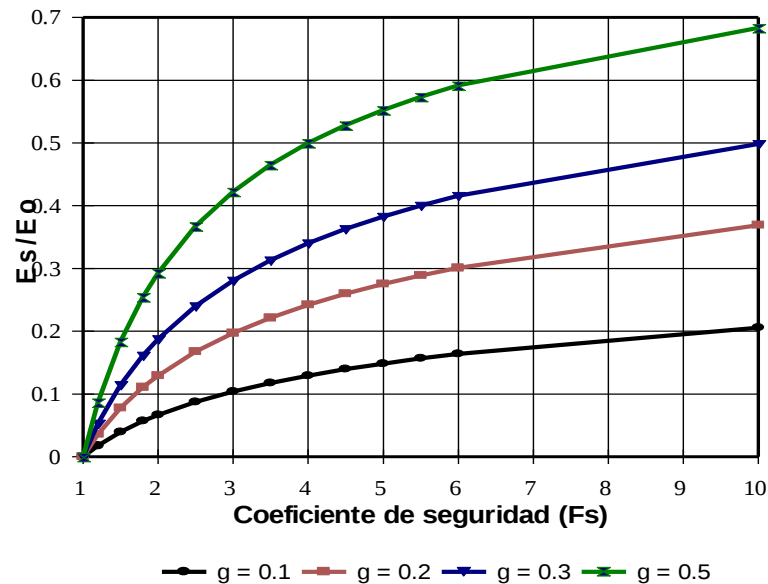


Figura N° A-4: Relación de Módulos para distintos niveles del coeficiente de seguridad y para un valor de $R_f = 1$

Por lo tanto, no consideramos que el valor del coeficiente “g” deba ser tomado en forma aleatoria, sino que su valor debería ser función de la rigidez del suelo.

Es por esto que recomendamos que el valor de “g” sea una función del índice del ensayo SPT ($g = f(N_{60})$) y que se calcule con la ecuación A-2.

$$g = 0,15 + 0,004 \cdot N_{60} \quad \text{A-2}$$

Tomando ambas ecuaciones y dándole valores a coeficiente de seguridad F_s para un valor constante de $R_f = 1$ nos quedará:

$$E_s = E_i \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \quad (\text{MPa}) \quad \text{A-3}$$

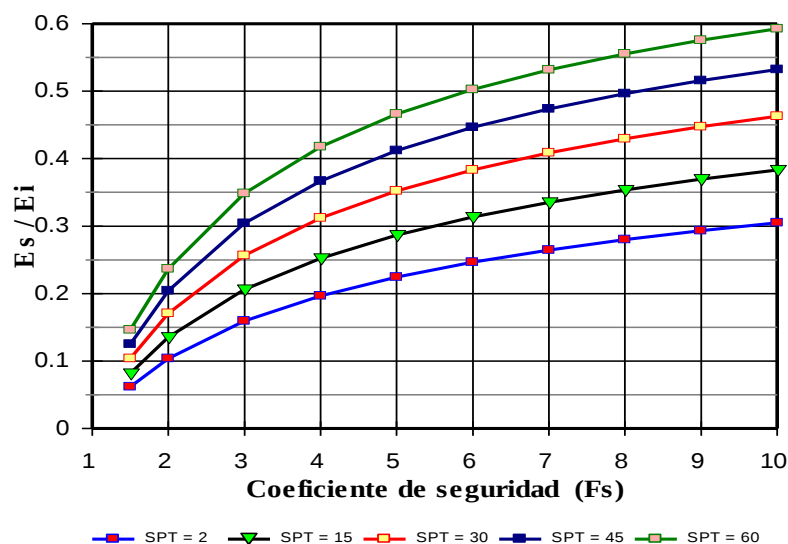


Figura N° B-5: Relación de Módulos para distintos niveles de tensiones y para valores variables del índice del SPT (N_{60})

A-2.- Módulo inicial en suelos finos

A partir de la relación entre el módulo de corte inicial y la velocidad de onda de corte, y de esta última con los resultados del SPT (N_{60}), podemos vincular los módulos de corte secantes con el de deformación inicial y con los resultados del SPT utilizando la ecuación A-4.

$$V_s = \sqrt{\frac{G_i}{\rho}} \quad \text{A-4}$$

En la que $\rho = \gamma_T/g$ es la densidad másica del suelo que resulta del cociente entre la densidad total y la aceleración de la gravedad.

Sabemos además que:

$$E_i = G_i \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \quad \text{A-5}$$

Existen fórmulas expeditivas que nos permiten evaluar en forma muy precisa la velocidad de la onda de corte en el suelo, a partir de los valores obtenidos con el ensayo SPT ejecutado con una energía del 60% de la teórica (N_{60})

Una de estas relaciones que nos brinda la bibliografía es la que presenta Imai & Tonouchi (1982) en el Manual MIL-HDBK-1007/3.

$$V_s = 98,1 \cdot N_{60}^{0,32} \quad (\text{m/seg}) \quad \text{A-6}$$

Vinculando las ecuaciones anteriores A-4 y A-5 y suponiendo un valor de $\gamma_t = 18,2 \text{ kN/m}^3$ tendremos:

$$G_i = \rho_T \cdot V_s^2 = \frac{\gamma_T}{g} \cdot (98,1 \cdot N_{60}^{0,32})^2$$

$$G_i = \frac{18,2 \text{ kN/m}^3}{9,81 \text{ m/s}^2} \cdot (98 \text{ m/s})^2 \cdot N_{60}^{0,64}$$

$$G_i = 17.800 \text{ kPa} \cdot N_{60}^{0,64}$$

Con lo cual nos queda

$$E_i = 17.800 \text{ kPa} \cdot N_{60}^{0,64} \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \quad \text{A-7}$$

Por lo tanto, podemos adoptar un valor medio de los coeficientes de Poisson ν que pueden tomar los suelos finos Si adoptamos un valor medio de $\nu = 0,35$ y tendremos

$$E_i = 48.000 \text{ kPa} \cdot N_{60}^{0,64} \quad \text{A-8}$$

Definido el valor del módulo de deformación inicial “ E_i ” podemos ahora calcular los valores del módulo de deformación secante “ E_s ” para distintos niveles de la tensión aplicada, utilizando la ecuación A-3, en la que reemplazamos el valor de “ E_i ” por la ecuación A-8 para suelos finos.

$$E_s = 48.000 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,64} \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \quad (\text{Suelos finos}) \quad \text{A-9}$$

A-3.- Coeficiente de balasto vertical en suelos finos

Si tenemos una base de ancho “B” y de longitud “L” cargada con una carga “Q” y apoyada en la superficie de un terreno elástico, uniforme, con un módulo de deformación constante “E”, tendremos que la misma transmite al terreno donde se apoya, una tensión “q” y podremos decir que el asentamiento que experimentará, por deformación elástica del terreno, puede ser aproximado por la expresión:

$$y = \frac{q \cdot B}{E} \cdot (1 - \nu^2) \cdot I$$

Donde “ν” es el coeficiente de Poisson, mientras que “I” es un coeficiente que tienen en cuenta la forma del área cargada y la rigidez de la base.

Considerando lo expresado anteriormente, el Módulo de Reacción nos quedaría expresado como:

$$k_v = \frac{q}{y} = \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2) \cdot I} = \text{Cte.} \cdot \frac{E}{B}$$

Si tenemos una placa cuadrada (B = L), apoyada en la superficie (D = 0), sobre un suelo arcilloso que consideraremos que tiene una humedad elevada que nos permite considerarlo como saturado, es decir que se deforma pero que no cambia de volumen, frente a una sollicitación instantánea (ν = 0,5) y considerando un valor de I = 0,88 para una placa cuadrada, tendremos que la expresión anterior se transforma en:

$$y = \frac{q \cdot B}{E} \cdot 0,75 \cdot 0,88$$

Con lo cual:

$$k = \frac{q}{y} = \text{cte.} \cdot \frac{E}{B}$$

De donde resulta la siguiente ecuación aproximada para una placa de 1 pie² donde B₁ = 0,30 m

$$k_{v1} = 1,5 \cdot \frac{E_s}{B_1}$$

A-10

Por lo tanto, para una arcilla saturada, donde prácticamente no se producirán deformaciones volumétricas durante la aplicación de la carga que genera el asentamiento instantáneo, podremos decir que la expresión anterior A-10 es válida.

Para los suelos preconsolidados, saturados o no, sometido a niveles de tensiones alejados de las tensiones de rotura, los valores del coeficiente de Poisson “ν” se ubican en el entorno de 0,2 < ν < 0,4 por lo tanto la ecuación A-10 se reduce a la siguiente:

$$k_{v1} = 1,2 \cdot \frac{E}{B_1}$$

Si reemplazamos el valor de E por el de la ecuación A-9 y hacemos B₁ = 0,30 m nos queda

$$k_{v1} = 1,2 \cdot \frac{E_s}{B_1} = 1,2 \cdot \frac{48.000 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,64} \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15 + 0,004 \cdot N_{60})} \right]}{0,30 \text{ m}}$$

Coeficiente de balasto unitario para una base de lado “B” apoyada en superficie

$$k_{v1} = 192.000 \text{ kN/m}^3 \cdot (N_{60})^{0,64} \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \quad \text{A-11}$$

Cuando el nivel de apoyo de la placa se ubica a una profundidad “D” el coeficiente de balasto unitario deberá ser afectado por un término del que puede utilizar un valor máximo de 2.

$$k_{v1} = 192.400 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) \cdot (N_{60})^{0,64} \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \right) \quad \text{A-12}$$

En este caso se debe tener en cuenta que el último término de esta ecuación no puede superar el valor de 2.

$$\left(1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \right) \leq 2$$

Para el coeficiente de balasto inicial hacemos lo mismo pero a partir del valor de Ei

$$k_i = 192.000 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,64} \quad \text{A-13}$$

Coeficiente de balasto para una base cuadrada o rectangular de lado “B” y largo “L” cuando se tiene una base rectangular, el valor de k_{v1} que se obtuvo para un plato de carga de 1 pie² deberá ser afectado por la relación de lados de ambas bases, donde “B” es el lado de la base cuadrada.

$$k_{cuadrada} = k_{v1} \cdot \frac{0,30 \text{ m}}{B \text{ (m)}} \quad \text{A-14}$$

Para el caso de una base rectangular, tomaremos el valor de $k_{cuadrada}$ y lo afectaremos por una relación de lasdos como se observa en la ecuación A-15

$$k_{rectangular} = k_{cuadrada} \cdot \left[\frac{L + 0,5 \cdot B}{1,5 \cdot L} \right] \quad \text{A-15}$$

Asentamiento base cuadrada con “B” en metros

$$S = \frac{q_o}{k_{cuadrada}} \quad \text{A-16}$$

Asentamiento base rectangular

$$S = \frac{q_o}{k_{rectangular}} \quad \text{A-17}$$

Suelos granulares

A-4.- Módulo elástico para suelos granulares

Siguiendo el mismo criterio, podemos también obtener esta misma relación para los suelos granulares, utilizando las siguientes ecuaciones

Para este análisis hemos tomado las ecuaciones brindadas por distintos y relevantes investigadores e instituciones que vinculan la velocidad de la onda de corte expresada en m/seg, con el valor del índice determinado en el ensayo normal de penetración SPT, ejecutado con un nivel de energía equivalente al 60% de la teórica y que brindamos a continuación.

$$V_s = 76.(N_{60})^{0,33} \text{ (m/seg)} \quad (\text{Imai y Yoshimura 1970})$$

$$V_s = 84.(N_{60})^{0,31} \text{ (m/seg)} \quad (\text{Ohba \& Toriumi 1970})$$

$$V_s = 81.(N_{60})^{0,33} \text{ (m/seg)} \quad (\text{Imai 1970})$$

$$V_s = 80.(N_{60})^{0,33} \text{ (m/seg)} \quad (\text{Japan Road Association 2002})$$

Si tomamos como ecuación representativa la de Japan Road Association 2002 y tomamos un valor de $\gamma_t = 18,2 \text{ kN/m}^3$ tendremos

$$G_i = \frac{18,2 \text{ kN/m}^3}{9,81 \text{ m/s}^2} \cdot (80 \text{ m/s})^2 \cdot N_{60}^{0,66}$$

$$G_i = 11.800 \text{ kPa} \cdot N_{60}^{0,66}$$

$$E_i = 11.800 \text{ kPa} \cdot N_{60}^{0,66} \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

Si adoptamos un valor medio de $\nu = 0,30$ tendremos

$$E_i = 30.700 \text{ kPa} \cdot N_{60}^{0,66} \quad \text{A-18}$$

$$E_s = 30.700 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,66} \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \text{ (Suelos gruesos)} \quad \text{A-19}$$

A-5.- Coeficiente de balasto vertical en suelos gruesos

Sabemos que en los suelos granulares al igual que en las arcillas blandas normalmente consolidadas, tal como las que se detectan en nuestra zona, formando parte de la Formación Post Pampeano, el módulo de elasticidad “E” aumenta con la profundidad “z” pudiendo ser representada por una función como:

$$E = \text{Cte} \cdot z$$

Donde z es la profundidad a la cual se la considera

Esto nos lleva a tener que diferenciar los valores resultantes del Coeficiente de Balasto “k” según la presión de confinamiento a la que está sometido el manto que estamos estudiando.

Aceptando que la presión de confinamiento es una función directa de la presión efectiva de la “tapada” ($\sigma_c = f(\sigma_v')$)

Si consideramos que “k” también es directamente proporcional al módulo de elasticidad “Es”, e inversamente proporcional al ancho “B” de la placa que solicita al suelo podremos decir que para el caso de los suelos granulares, el coeficiente de balasto unitario (k_{v1}) para un plato de carga de 1 pié^2 , podremos aproximar este valor con la siguiente relación A-20:

$$k_{v1} = 0,55 \cdot \frac{E_s}{B_1}$$

A-20

Si reemplazamos la ecuación A-19 en la A-20 tendremos

$$k_{v1} = 56.300 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,66} \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \text{ (Gruesos en superficie)} \quad \text{A-21}$$

$$k_{v1} = 56.300 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,66} \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right] \left(1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \right) \text{ (Gruesos en profundidad)} \quad \text{A-22}$$

Donde el término

$$\left(1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \right) \leq 2$$

Nunca puede superar el valor de 2 y si lo supera, se reemplaza el término por 2.

Para el coeficiente de balasto inicial hacemos lo mismo pero con el valor de E_i

$$k_i = 0,55 \cdot \frac{E_i}{B_1} = 56.300 \cdot \text{kPa} \cdot N_{60}^{0,66} \quad \text{A-23}$$

Cuando se trata de **suelos granulares** sin cohesión, el valor de k para una base cuadrada de ancho B , puede ser estimado a partir de la siguiente expresión:

$$k_{\text{cuadrada}} = k_{v1} \cdot \left[\frac{B + 30}{2 \cdot B} \right]^n \quad \text{A-24}$$

Donde “ B ” se expresa en cm y “ k_1 ” representa el valor obtenido con un ensayo de plato de carga de 30 cm de lado que también puede ser calculado con la ecuación A-21 o A-22 según el caso.

El valor del exponente “ n ” depende del ancho “ B ” de la base y varía en el entorno de $1,5 < n < 3$. El mismo puede ser calculado con la siguiente expresión:

$$n = 1,7 \cdot B^{0,15} \quad \text{Con } B \text{ en metros}$$

Cuando se trata de una base rectangular de ancho “ B ” y largo “ L ” en la que la relación $L/B > 1$ y necesitamos conocer cuál será el valor de “ k_v ”, tendremos primero que obtener el valor de k_{cuadrada} dado por la ecuación A-24 para una base cuadrada de lado “ B ”, donde el valor de B será igual al lado menor de la base rectangular y luego multiplicar este valor de k_{cuadrada} por la siguiente relación de lados:

$$k_{\text{rectangular}} = k_{\text{cuadrada}} \cdot \left[\frac{L + 0,5 \cdot B}{1,5 \cdot L} \right] \quad \text{A-25}$$

A-6.- Cálculo del asentamiento a partir del Coeficiente de balasto en suelos gruesos

El asentamiento instantáneo “ S ” a partir del valor de k , se obtiene en este caso haciendo

$$S = \frac{q_o}{k_{\text{cuadrada}}}$$

$$S = \frac{q_o}{k_{\text{rectangular}}}$$

A-7.- Modelo hiperbólico

Para representar la evolución de los asentamientos a medida que se incrementan las cargas sobre la base, se trabajará con los parámetros de k_{cuadrada} o $k_{\text{rectangular}}$ aplicando la siguiente ecuación A-26.

$$\delta = \frac{1}{k_{\text{cuadrada}} \left[\frac{1}{\sigma} - \frac{R_f}{\sigma_R} \right]}$$

A-26

Donde:

δ = Asentamiento de la base

$R_f = 0.95$

σ = Tensión de contacto de la base

σ_R = Tensión de rotura calculada para cada dimensión de la base

k_{cuadrada} = Coeficiente de balasto inicial para una base cuadrada en suelos finos (A-13; A-14)

$k_{\text{rectangular}}$ = Coeficiente de balasto inicial para una base rectangular en suelos finos (A-13; A-14; A-15)

k_{cuadrada} = Coeficiente de balasto inicial para una base cuadrada en suelos gruesos (A-23; A-24)

$k_{\text{rectangular}}$ = Coeficiente de balasto inicial para una base rectangular suelos gruesos (A-23; A-22; A-25)

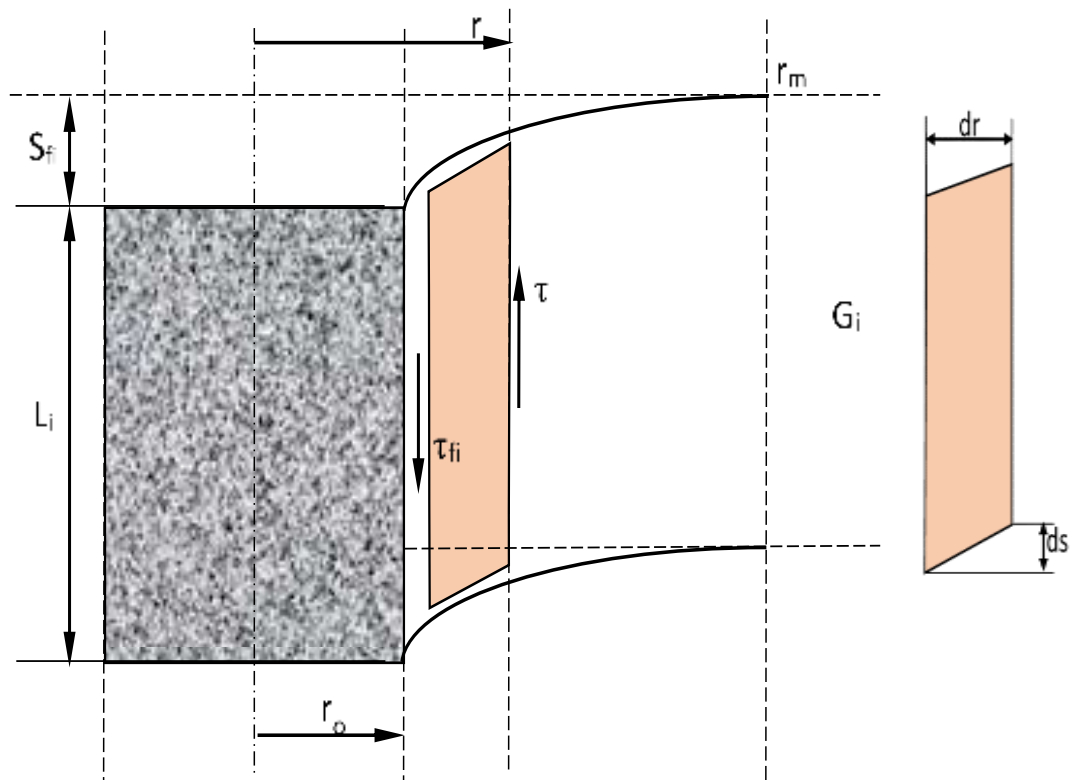
B-8.- Otras metodologías de cálculo de los asentamientos

En el presente trabajo se utilizaron también otras metodologías de cálculo de asentamientos elásticos para los ejercicios planteados. Para estos cálculos se tomaron en cuenta las siguientes teorías extraídas del libro: “**Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones**” de Braja M. Das Séptima Edición.

- **Método de la Ley de Hooke, (página 245)**
- **Método de Mayne y Poulos, (página 254)**
- **Método de Schemertmann para suelos granulares (página 258)**

16. ANEXO B

MODELACIÓN HIPERBÓLICA DEL COMPORTAMIENTO DE UN PILOTE EN SUELOS DE LA FORMACIÓN PAMPEANO



FUSTE EN PILOTES

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). Ejecutados en suelos de la Fm. Pampeano, que abarca gran parte de la provincia de Buenos Aires, el sur de Santa Fe, la parte sur de Córdoba y el este de La Pampa.

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 luego 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 tipo de ensayo de campo, que seguramente va a costar mucho ser desplazado por los métodos modernos de prospección con que cuenta la geotecnia moderna y en los países con mayor poder adquisitivo.

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 en 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 N° 1022 en marzo y abril de 1972, [Ref. 34] que transcribimos a continuación:

“El conocimiento que se tiene de la fricción lateral que se desarrolla en las arcillas compactas saturadas ($c_u > 50$ 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. 35]

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.”

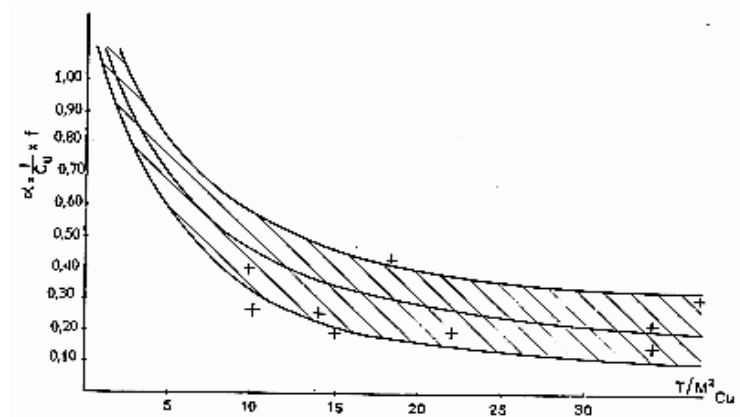


Fig. XVII. 24.—Variación de $\alpha = \frac{f}{C_u}$ en función de C_u
(f , rozamiento lateral medio).

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 por lo que 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 de que el trabajo que se presenta, 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 hincada 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

$$N_{60} = \frac{90}{60} \cdot N_{90}$$

$$N_{60} = 1,50 \times N_{90} \quad (1)$$

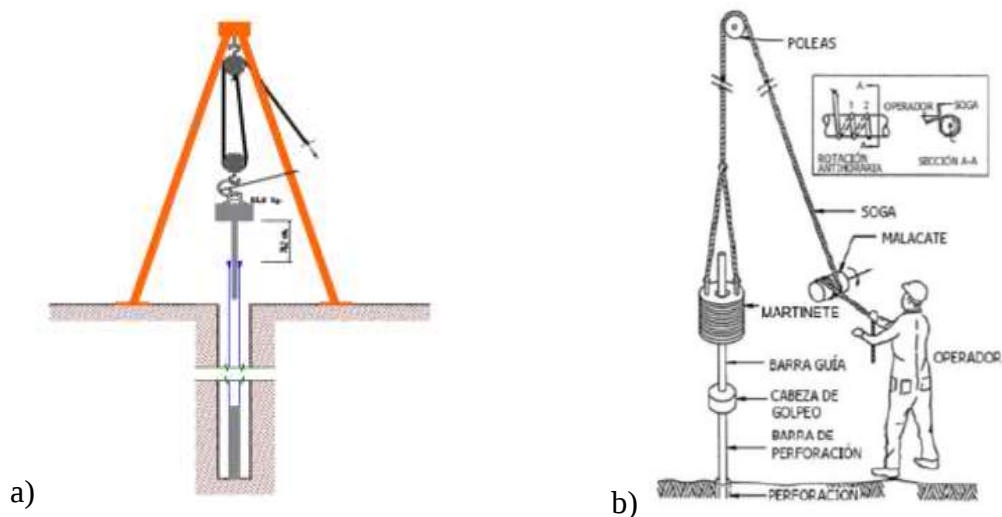


Figura 2: Distintas metodologías para ejecutar ensayos de SPT

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 distorsiona 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.- FUSTE EN 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. [22] Ref. [23] 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 muestran 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.

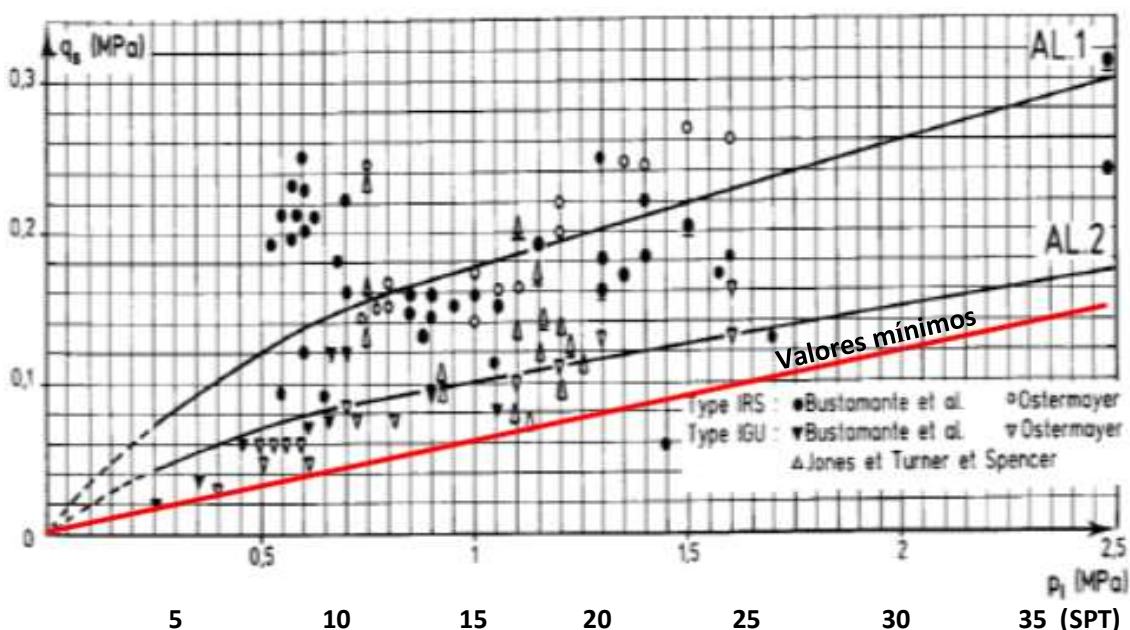


Figura 3: Ábaco de Bustamante para suelos finos

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.

$$q_{fr} = 4\text{kPa} \cdot N_{60} \quad (2)$$

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:

$$\alpha = 4,8 \cdot c_u^{-0,5} \quad (3)$$

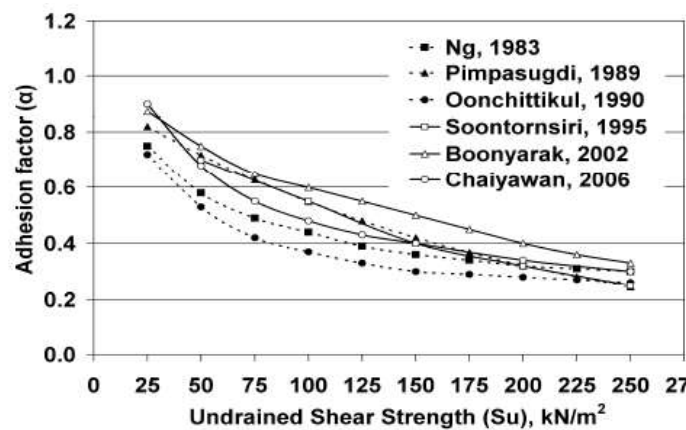


Figura 3: Valores de α Según distintos investigadores en Bangkok

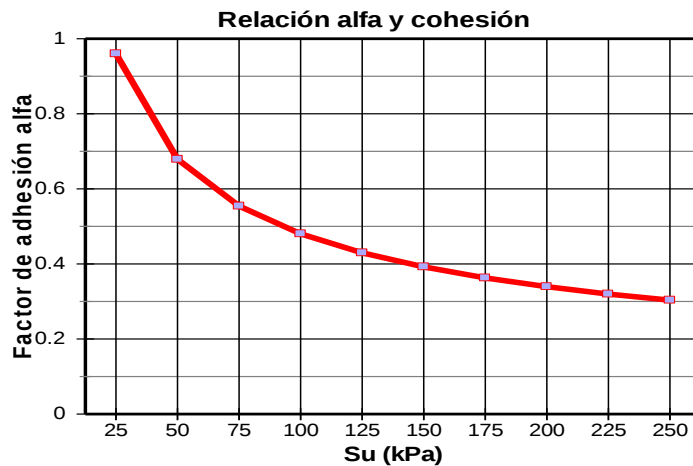


Figura 4: Valores de α que se obtienen con la ecuación (1)

A partir de este valor de reducción de la adherencia α , se puede calcular la Tensión de fuste del pilote en suelos finos

$$q_{fr} = \alpha \cdot c_u \quad (4)$$

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 25] donde proponen

$$\alpha_2 = 0,5.F_p \left(\frac{c_u}{\sigma_v} \right)^{-0,5} \leq 1 \quad \text{Para } \frac{c_u}{\sigma_v} \leq 1$$

$$\alpha_2 = 0,5.F_p \left(\frac{c_u}{\sigma_v} \right)^{-0,25} \quad \text{Para } \frac{c_u}{\sigma_v} \geq 1$$

Donde el factor F_p depende de la relación L_p/D_o

Para valores de $L_p/D_o < 50$ $F_p = 1$

Para valores de $L_p/D_o > 120$ $F_p = 0,7$ Mientras que para valores intermedios vale la interpolación lineal.

Donde la tensión de fuste se calcula también haciendo

$$q_{fr} = \alpha_2 \cdot c_u \quad (5)$$

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 que se detalla a continuación.

Esta metodología, recomendada en la [Ref. 26] 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:

$$q_{fr} = \alpha_2 \cdot c_u + \sigma_v \cdot K_o \cdot \tan(\delta) \quad (6)$$

Donde:

El valor de α_2 se calcula con las ecuaciones detalladas en el párrafo anterior (4.2)

Los parámetros restantes para suelos de la Fm. Pampeano, se pueden estimar con las siguientes expresiones

$$K_o = 3 \cdot e^{(0,02 \cdot N_{60})} + 0,4 \cdot N_{60}$$

$$K_o = 1 - \sin(\phi)$$

$$\delta = 0,9 \cdot \phi$$

4.4.- Experiencias de M. Stroud

En el año 1974 M. Stroud y Butler [Ref. 31] [Ref. 37] [Ref. 36] relacionan la tensión de corte no drenada (kPa), y el valor de N_{60} con los valores del índice de plasticidad (I_p) 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.

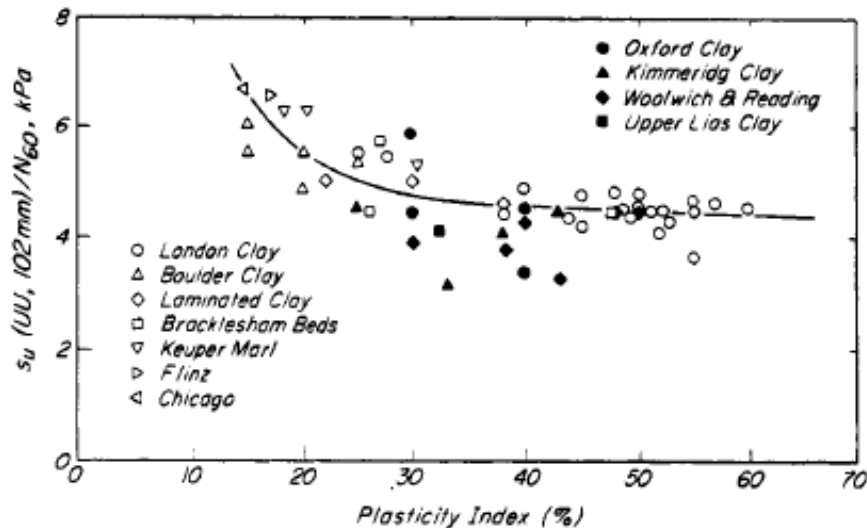


Figura 5: Grafico de Stroud que relaciona la tensión de corte no drenada con el I_p

De acuerdo a este gráfico, Stroud encontró que para suelos arcillosos con valores del I_p mayores a 30 el valor de la relación c_u/N_{60} se mantienen en el entorno de 4,5 kPa y para valores menores a 30 del I_p , los valores aumentan hasta aproximadamente 6,5 kPa. Por lo tanto, teniendo en cuenta los valores promedios del I_p de los suelos característicos de la Fm. Pampeano, tomaremos un valor conservador de:

$$c_u = 5,5 \text{ kPa} \cdot N_{60} \quad (7)$$

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 (I_p) 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. 36] utiliza directamente el grafico de la figura 5 para calcular las tensiones de fuste en pilotes de los ejercicios que plantea.

4.5.- Método λ

Según Vijayvergiya y Focht (1972) [Ref 25] 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.

$$q_{fr} = \lambda \cdot (\sigma'_v + 2 \cdot c_u) \quad (8)$$

El valor de λ puede ser aproximado con la siguiente ecuación o con el gráfico de la figura 6

$$\lambda = \frac{1}{(\text{Prof.} 0,25 + 2,2)} + 0,035$$

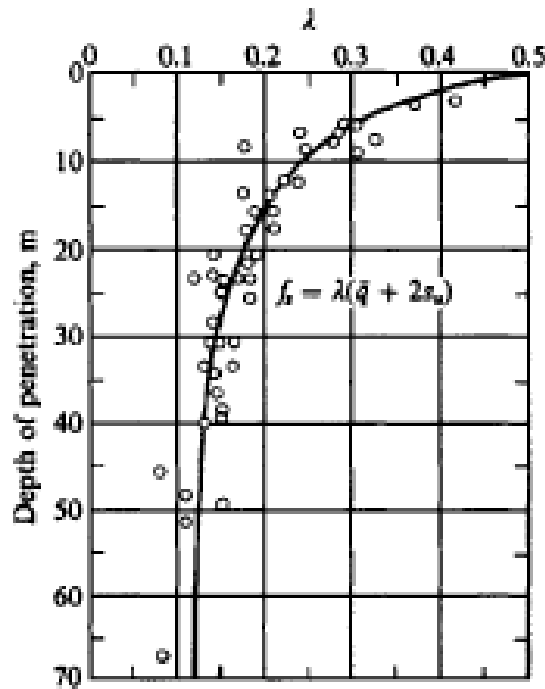


Figura 6: Variación del coeficiente λ en función de la profundidad del pilote (Vijayvergiya y Focht 1972)

4.6.- Método β Experiencia de Burland

En los suelos finos la tensión de fuste también puede ser estimada haciendo

$$q_{fr} = \beta \cdot \sigma'_v$$

En este caso este autor recomienda tomar el valor de β recomendado por Burland (1993) [Ref. 16] como:

$$\beta = 0,52 \cdot \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right) + 0,11 \quad (9)$$

Para valorar la cohesión S_u podemos adoptar las recomendaciones de Stroud (ecuación 7) que reemplazados en la ecuación 9 nos da:

$$\beta = 2,86 \text{ kPa} \cdot \left(\frac{N_{60}}{\sigma'_v} \right) + 0,11$$

Por lo tanto, como $q_{frot} = \beta \cdot \sigma'_v$ y tomando σ'_v en kPa tendremos:

$$q_{fr} = 2,86 \text{ kPa} \cdot N_{60} + 0,11 \cdot \sigma'_v \quad (10)$$

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 $\gamma' = 10 \text{ kPa}$ y $\gamma_{sat} = 20 \text{ kPa}$

Tabla I: Comparación de resultados entre los esquemas de cálculo planteados para suelos finos

Prof (m)	σ_{v0} (kPa)	N_{90}	c_u Stroud (kPa)	c_u/σ_{v0}	ϕ (°)	K_o (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: Cálculo 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

Prof	N ₉₀	Kerisel	Randolph	Burland	Método
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

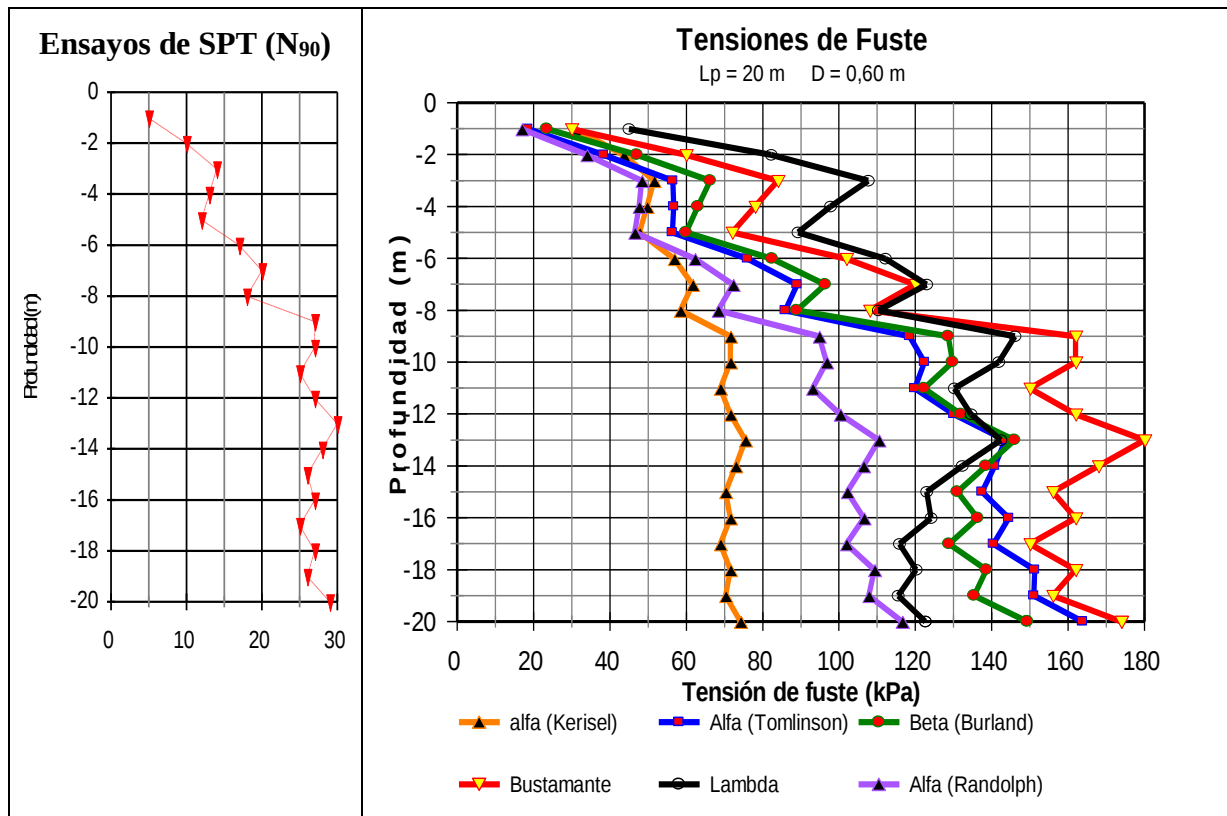


Figura 7: Resultados de la aplicación de las ecuaciones 2, 4, 5, 6, 8 y 10 para calcular el fuste a rotura en suelos finos

Observando los resultados de las tensiones de fuste calculadas para los distintos métodos en suelos finos, se pueden observar claramente las diferencias de la mayoría de los resultados con el método α (Kerisel) y el método α_2 (Randolph).

6.- FUSTE EN SUELOS GRANULARES

6.1.- Ábacos de Bustamante

En los ábacos donde Bustamante [Ref. 23], muestra los resultados de las mediciones de tensiones de fuste en micropilotes, ejecutados en arenas y en gravas, figura 9, 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.

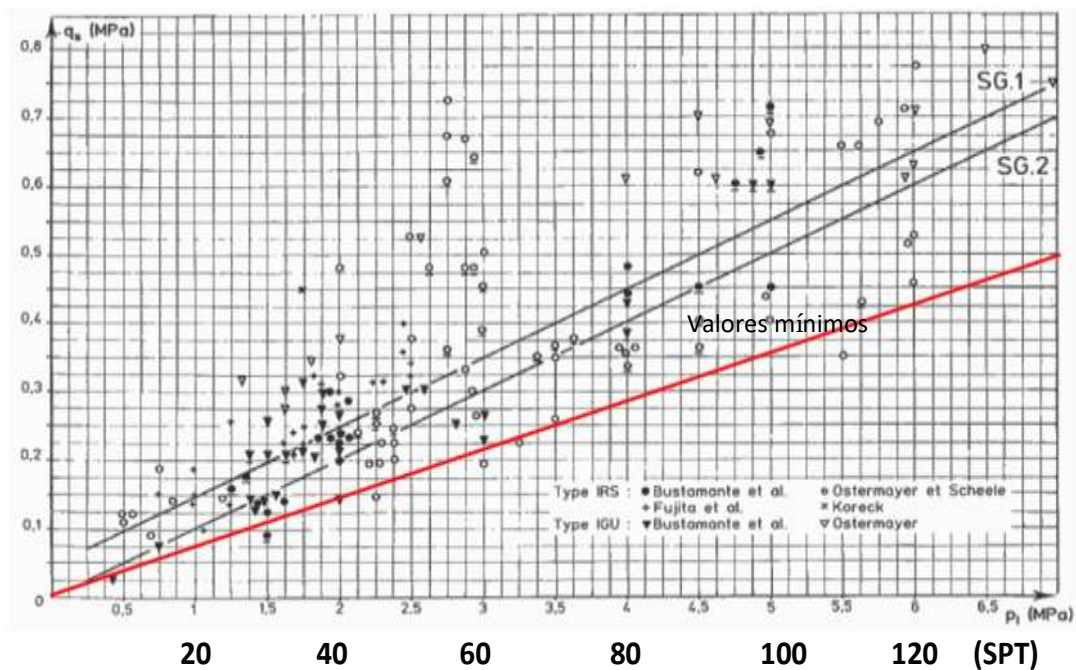


Figura 9: Experiencias de Bustamante para suelos gruesos

Las ecuaciones que se deducen en este caso se expresan en kPa y se reducen a:

$$q_{frot.} = 3,5 \text{ kPa} \cdot N_{60} \quad (11)$$

6.2.- Experiencias de R. Salgado - Fei Han – M. Prezzi

Tradicionalmente el fuste en pilotes embebidos en arenas, se calcula con la siguiente ecuación:

$$q_{fr} = K_o \cdot \sigma_v \cdot \tan(\delta)$$

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 [Ref. 11] llegan a la conclusión que la ecuación a utilizar tiene que ser de la siguiente forma.

$$q_{frot.} = (K \cdot \sigma_v) \cdot \tan(\delta)$$

Donde $(K \cdot \sigma_v) = \beta$

K = Función (K_o , D_r , σ_v) de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$K = \frac{K_o}{e^{(0,2 - \sqrt{K_o - 0,4})}} \cdot 0,67 \cdot e^{\left[\frac{D_r}{100} \cdot (1,3 - 0,2 \cdot \ln\left(\frac{\sigma_v}{P_a}\right)) \right]} \quad (12)$$

Teniendo en cuenta esta ecuación podemos calcular los distintos parámetros que intervienen en el cálculo, haciendo:

$$D_r = \frac{100.(N_1)_{60}}{23 + 0,716.(N_1)_{60}}$$

$$\phi' = 54 - 27.e^{(-0,014.(N_1)_{60})}$$

$$OCR = \frac{P_c}{\sigma'_{vm}}$$

$$K_o = (1 - \text{sen}(\phi)).OCR^{\text{sen}(\phi)}$$

Donde:

$$P_c = 0,47.(N_{60})^m.P_u$$

El valor de m se puede tomar como m = 0,8 para arenas limosas [Ref. 21]

$$q_{frot.} = (K.\sigma_v).\tan(\delta) \quad (13)$$

En este caso tenemos que advertir que el valor de δ puede ser estimado haciendo $\delta = 0,9$ a 1 de ϕ' [Ref. 12] [Ref. 13] [Ref. 14] [Ref. 28] En el presente trabajo se toma $\delta = 0,90.\phi'$

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 Bustamante. 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 $\gamma' = 10$ kPa y $\gamma_{sat} = 20$ kPa

En esta comparación no se consideran el primer metro del pilote por la construcción del cabezal y por los desfases 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 m	N_{60}	σ' kPa	$(N_1)_{60}$	D_R %	ϕ' (°)	P_c kPa	OCR	K_o	K	q_{frot} (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 10, 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 Bustamante es mucho más directo de aplicar.

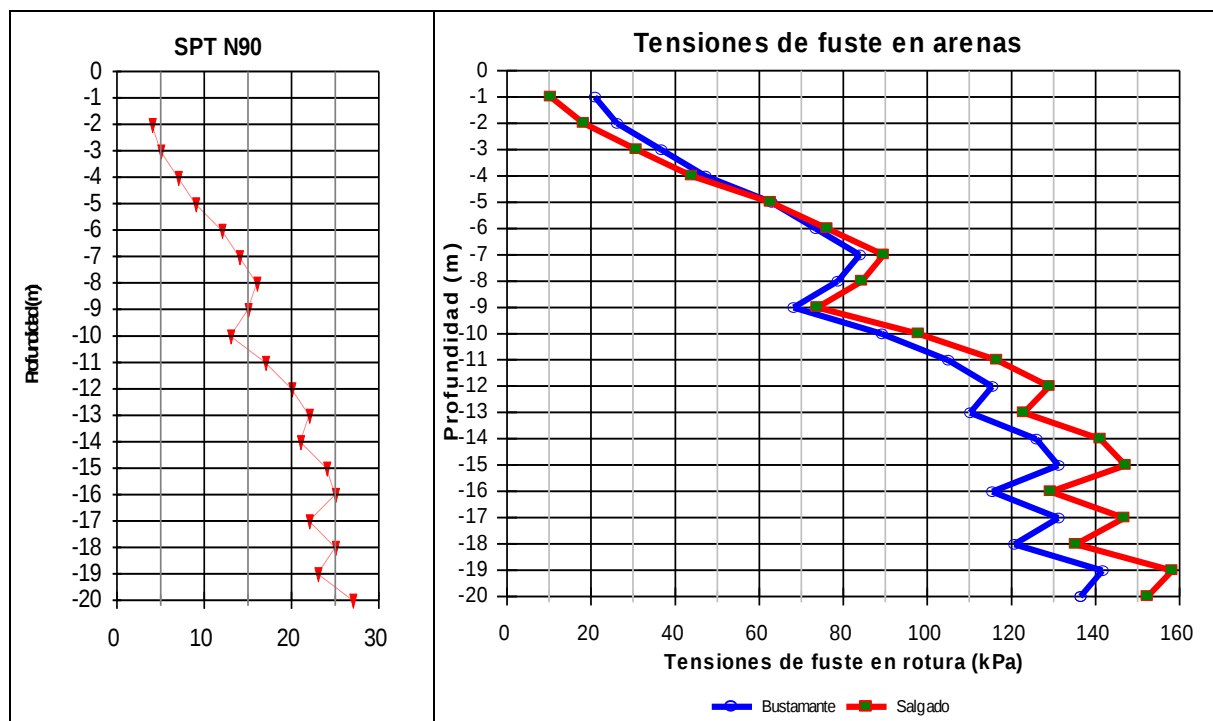


Figura 10: Resultados de las tensiones de fuste a rotura en suelos granulares

7.- MODELO HIPERBÓLICO DE TENSIONES Y DEFORMACIONES

Habiendo determinado distintas posibilidades para calcular las tensiones de fuste en un pilote, estamos ahora en condiciones de detallar la metodología de cálculo para obtener un modelo hiperbólico que nos permita determinar el asentamiento de un pilote, debido a las cargas de fuste y de punta que se desarrollan en el entorno de su ubicación.

7.1.- Modelo hiperbólico para tensiones

En los modelos hiperbólicos en los que intervienen tensiones y deformaciones las ecuaciones son del siguiente tipo:

$$\sigma = \frac{\delta}{\left(\frac{1}{k} + \frac{\delta}{\sigma_f}\right)} \quad 14$$

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 11 que se adjunta.

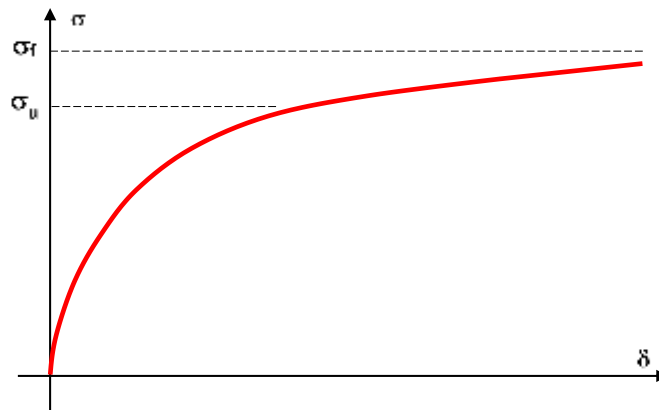


Figura 11

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 R_f , varía en el siguiente entorno $0,80 < R_f < 0,95$ de acuerdo a lo sugerido por Clough y Duncan.

$$R_f = \frac{\sigma_r}{\sigma_f} \quad (15)$$

Adoptaremos para este trabajo un valor de $R_f = 0,90$

7.2.- Modelo hiperbólico para la tensión 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 16:

$$q_r = \frac{\delta}{\left[\frac{1}{k_p} + \frac{R_f \cdot \delta}{q_{pr}} \right]} \quad (16)$$

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.

$$S_p = \frac{q_p \cdot D_w \cdot (1 - \nu_p^2)}{E} \cdot I_s$$

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 $= 2 \cdot G_p \cdot (1 + \nu_p)$

I_s = Coeficiente de influencia $= \pi/4$

Teniendo en cuenta además que $K_p = q_o/S_p$ tendremos:

$$k_p = \frac{q_p}{S_p} = \frac{4 \cdot q_p \cdot 2 \cdot G_p}{q_p \cdot 2 \cdot r_o \cdot (1 - \nu_p) \cdot \pi}$$
$$k_p = \frac{4 \cdot G_p}{\pi \cdot r_o \cdot (1 - \nu_p)}$$

La inversa de este módulo de reacción nos da el factor para remplazar en la ecuación (16) según Randolph y Wroth [Ref.25]

$$\frac{1}{k_p} = \frac{\pi \cdot r_o \cdot (1 - \nu_p)}{4 \cdot G_p} \quad (17)$$

Para el cálculo del módulo de corte utilizamos las siguientes ecuaciones:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

Donde el módulo elástico los deducimos a partir de un modelo hiperbólico, con el que llegamos a la ecuación siguiente [Ref. 17].

$$\frac{E}{E_i} = \left[1 - \left[\frac{R_f}{F_s} \right]^g \right] \quad (18)$$

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 [Ref. 9]:

Para suelos finos:

$$E_i = 48.000 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,64}$$

Para suelos granulares:

$$E_i = 30.700 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,66}$$

Con estas relaciones y la ecuación (18) 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. 9] con la siguiente ecuación:

$$g = (0,15 + 0,004 \cdot N_{60})$$

Si reemplazamos estos parámetros en la ecuación (18) obtenemos el último parámetro que nos permite resolver la ecuación (17).

Para suelos finos:

$$G = \frac{24.000 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,64} \left[1 - \left[\frac{1}{F_s} \right]^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right]}{(1 + \nu)} \quad (19)$$

Para suelos gruesos:

$$G = \frac{15.350 \text{ kPa} \cdot (N_{60})^{0,66} \left[1 - \left[\frac{1}{F_s} \right]^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right]}{(1 + \nu)} \quad (20)$$

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. 9]

$$k_p = k_1 \cdot \frac{0,30 \text{ m}}{D \text{ (m)}}$$

$$\frac{1}{k_p} = \frac{D \text{ (m)}}{k_1 \cdot 0,30 \text{ m}} \quad (21)$$

Donde:

$$k_1 = 192.000 \text{ kN/m}^3 \cdot (N_{60})^{0,64} \left[1 - \left[\frac{1}{F_s} \right]^{(0,15+0,004 \cdot N_{60})} \right]$$

Para comparar los resultados de estas dos ecuaciones (17) y (21), podemos desarrollar un ejemplo para observar los resultados de estas dos ecuaciones para una amplia gama de valores de ensayos de SPT (N_{60}) tomando un cilindro de $D = 0,50 \text{ m}$, $\nu_p = 0,35$, y $F_s = 3$, los resultados se pueden apreciar en la Figura 12.

Se puede apreciar que las diferencias entre ambos cálculos no son substanciales.

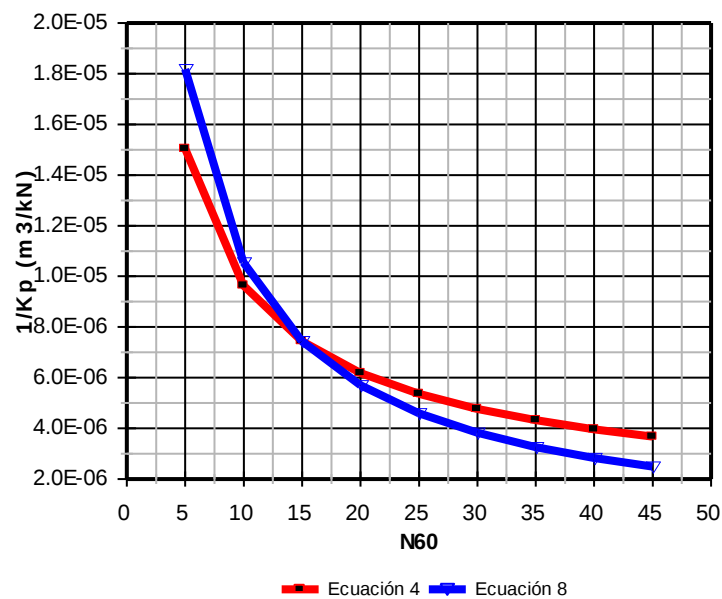


Figura 12: Resultados de las ecuaciones (17) y (21) para distintos valores de N_{60}

Continuando con la determinación de los miembros de la ecuación (16), el valor de q_{pr} lo podemos obtener 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.

$$q_{tp} = (c \cdot N_c + \bar{q} \cdot N_q) \cdot S_c \cdot d_c$$

Reemplazando ahora los coeficientes en la ecuación (16) 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.

$$q_p = \frac{\delta}{\frac{1}{k_p} + \frac{R_f \cdot \delta}{[(c \cdot N_c + \bar{q} \cdot N_q) \cdot S_c \cdot d_c]}} \quad (22)$$

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 15]

$$c_u = 5,5 \text{ kPa} \cdot N_{60} \quad (23)$$

Y para aproximar el valor de la fricción no drenada en suelos de la Fm. Pampeano, usamos la siguiente relación:

$$\phi_u = 3 \cdot e^{(0,02 \cdot N_{60})} + 0,4 \cdot N_{60} \quad (24)$$

En los casos en que tenemos suelos granulares, la fricción efectiva la obtenemos con la ecuación

$$\phi' = 54^\circ - 27 \cdot e^{(-0,014 \cdot (N_1)_{60})} \quad (25)$$

7.3.- 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.

$$q_f = \frac{\delta}{\frac{1}{k_f} + \frac{\delta}{\tau_{fu}}} \quad (26)$$

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 13 y las deducciones de Randolph y Wroth, [Ref 25]

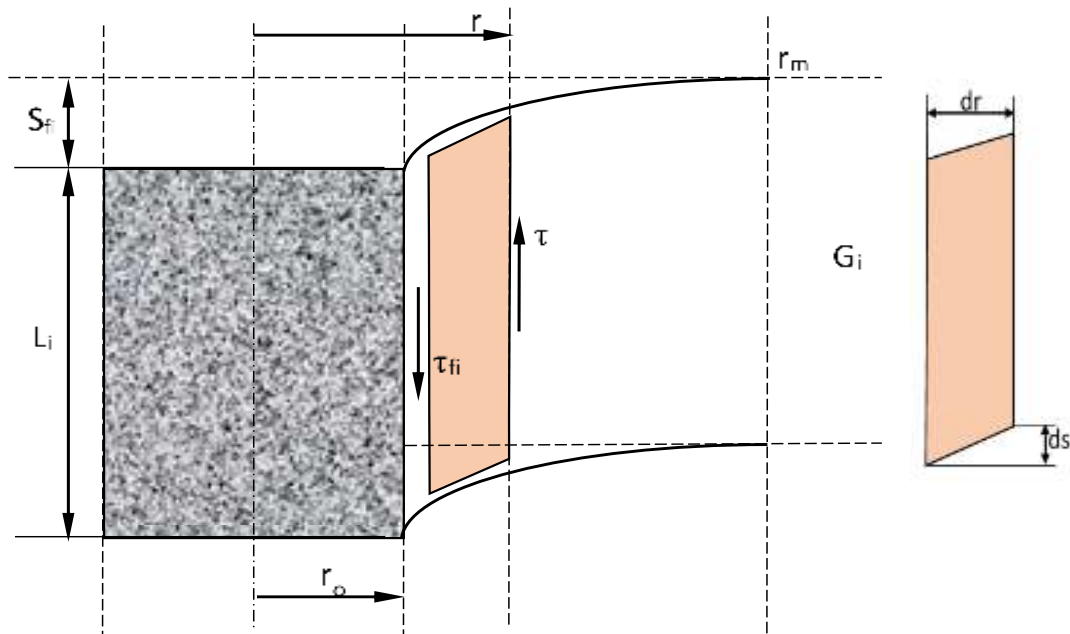


Figura 13

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:

$$\pi \cdot D_o \cdot L_i \cdot \tau_{fi} = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot L_i \cdot \tau$$

$$\tau = \frac{D_o}{2 \cdot r} \cdot \tau_{fi}$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G_i} = \frac{ds}{dr}$$

$$ds = \left[\frac{D_o \cdot \tau}{2 \cdot G_i} \right] \cdot \frac{dr}{r}$$

$$\int_0^{S_{fi}} ds = \frac{D_o \cdot \tau_{fi}}{2 \cdot G_i} \cdot \int_{r_o}^{r_m} \frac{dr}{r}$$

Donde G_i 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} .

$$S_{fi} = \frac{D_o \cdot \tau_{fi}}{2 \cdot G_i} \cdot \ln \left(\frac{r_m}{r_o} \right)$$

$$k_{fi} = \frac{\tau_{fi}}{S_{fi}} = \frac{\tau_{fi}}{\frac{D_o \cdot \tau_{fi}}{2 \cdot G_i} \cdot \ln \left(\frac{r_m}{r_o} \right)}$$

$$k_{fi} = \frac{G_i}{r_o \cdot \ln \left(\frac{r_m}{r_o} \right)}$$

$$\frac{1}{k_{fi}} = \frac{r_o}{G_i} \cdot \ln \left(\frac{r_m}{r_o} \right)$$

Para el presente trabajo, el valor de r_m lo valoraremos como $r_m = 20 \times \text{Diámetro}$.

Por lo tanto, ya estamos en condiciones de darle valor a un factor de la ecuación (16).

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:

$$\tau_{fi} = \frac{\tau_{fr}}{R_f}$$

$$q_f = \frac{\delta}{\frac{1}{k_f} + \frac{R_f \cdot \delta}{\tau_{fr}}} \quad (27)$$

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. 31]:

$$q_{fr} = 4 \text{ kPa} \cdot (N_{90,1,5}) \quad (28)$$

Reemplazando estos coeficientes en la ecuación (27) 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:

$$q_{fi} = \frac{\delta}{\frac{r_o}{G_i} \ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right) + \left[\frac{R_f \cdot \delta}{4 \text{ kPa} \cdot (N_{90,1,5})} \right]} \quad (29)$$

4.2.- Fuste en suelos finos tomando en cuenta la ecuación de Burland (Método β)

El valor de β que nos permite calcular la tensión de fuste a rotura q_{fr} para suelos finos, puede ser determinado por la ecuación 9 y la tensión de fuste con la ecuación 10, deducida a partir de tomar los valores de cohesión c_u recomendados por Stroud. (Apartado 4.6)

$$\beta = 0,52 \cdot \left(\frac{c_u}{\sigma_v} \right) + 0,11 \quad (9)$$

$$q_{fr} = 2,86 \text{ kPa} \cdot N_{60} + 0,11 \cdot \sigma_v' \quad (10)$$

Con estas relaciones podemos obtener el valor de q_{fr} dado por la ecuación (30)

$$q_{fi} = \frac{\delta}{\frac{r_o}{G_i} \ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right) + \left[\frac{R_f \cdot \delta}{[2,86 \text{ kPa} \cdot (N_{90,1,5}) + 0,11 \cdot \sigma_v']_i} \right]} \quad (30)$$

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:

$$q_{fr} = \alpha_2 \cdot c_u + \sigma'_v \cdot K_o \cdot \tan(\delta) \quad (31)$$

Donde:

El valor de α_2 se calcula con las recomendaciones dadas en el apartado 4.2

Los parámetros restantes se calculan con las siguientes expresiones

$$\phi = 3 \cdot e^{(0,02 \cdot N_{60})} + 0,4 \cdot N_{60} \quad (32)$$

$$K_o = 1 - \sin(\phi)$$

$$\delta = 0,9 \cdot \phi$$

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.

$$q_{fi} = \frac{\delta}{\frac{r_o}{G_i} \ln \left[\frac{r_m}{r_o} \right] + \frac{R_f \cdot \delta}{\alpha_2 \cdot c_u + \sigma'_v \cdot K_o \cdot \tan(\delta)}} \quad (33)$$

4.4.- Fuste en suelos finos teniendo en cuenta el método λ

En este caso se calcula la tensión de fuste con la ecuación (8) dada en el apartado 4.5 del presente.

$$q_{fr} = \lambda \cdot (\sigma'_v + 2 \cdot c_u) \quad (8)$$

Donde el valor de λ en función de la profundidad se puede aproximar con la siguiente expresión.

$$\lambda = \frac{1}{(\text{Prof.} \cdot 0,25 + 2,2)} + 0,035$$

Donde

$$c_u = 5,5 \text{ kPa} \cdot N_{60}$$

Reemplazando estos coeficientes en la ecuación (27) 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.

$$q_{fi} = \frac{\delta}{\frac{r_o}{G_i} \ln \left[\frac{r_m}{r_o} \right] + \frac{R_f \cdot \delta}{\lambda \cdot (\sigma'_v + 2 \cdot c_u)}} \quad (34)$$

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 ecuación (11) desarrollada en el apartado 6.1 del presente.

$$q_{frot.} = 3,5 \text{ kPa} \cdot N_{60} \quad (11)$$

A partir de esta ecuación se puede calcular la evolución de la tensión de fuste, en función de las deformaciones del pilote.

$$q_{fi} = \frac{\delta}{\frac{r_o}{G_i} \ln \left[\frac{r_m}{r_o} \right] + \frac{R_f \cdot \delta}{(3,5 \text{ kPa} \cdot N_{60})_i}} \quad (35)$$

4.6.- Fuste en suelos gruesos teniendo en cuenta las experiencias Salgado - Fei Han – M. Prezzi

Para el cálculo de las tensiones de fuste en suelos gruesos también podemos utilizar las ecuaciones presentadas en el apartado 6.2, donde la tensión de fuste se calcula con la ecuación 36.

$$q_{fi} = (K \cdot \sigma'_v) \cdot \tan(\delta) \quad (36)$$

Y el valor de K se obtiene con la ecuación 12

$$K = \frac{K_o}{e^{(0,2 \cdot \sqrt{K_o - 0,4})}} \cdot 0,7 \cdot e^{\left[\frac{Dr}{100} \cdot (1,3 - 0,2 \cdot \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)) \right]} \quad (12)$$

Donde P_a es el valor de la presión atmosférica y el valor de K_o se obtiene de acuerdo a lo detallado en la página 12 del presente

El valor del ángulo δ que se destaca en la ecuación (36) 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 $\delta = 0,9 \cdot \phi'$

Con estos valores la tensión de fuste se calcula con la siguiente ecuación.

$$q_{fi} = \frac{\delta}{\frac{r_o}{G_i} \ln \left[\frac{r_m}{r_o} \right] + \frac{R_f \cdot \delta}{(K \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\delta))_i}} \quad (37)$$

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 14.

Para cada elemento de altura h_i se deberán considerar los siguientes parámetros: N_{60} , N_{90} , F_s , G , r_m , q_{fi} , h_i , R_f . Para poder aplicar las ecuaciones 29, 30, 33 y 34 para los suelos finos, o 35 y 37 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 “ h_i ” 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 .

$$Q_{(\delta i)} = q_{pi} \times A_p + \pi \times D \times \sum q_{fi} \times L_i$$

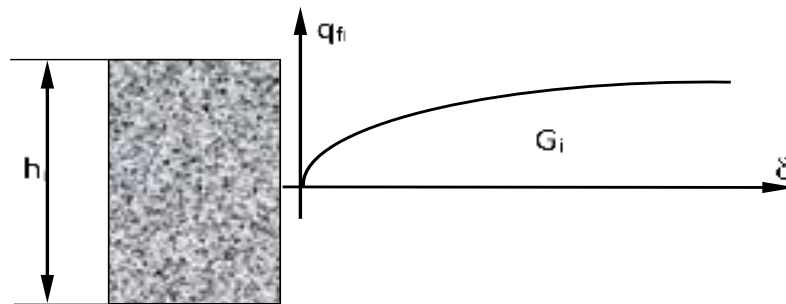


Figura 14

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 intención 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 (F_s) 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 $F_s = 3$.

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 PT₁. Ref. [16] 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 Trezaghi 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 15.

Tomando en cuenta los parámetros geométricos del pilote y las condiciones geotécnicas del sitio donde se lo construyó, se resumen en la tabla V 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 las ecuaciones 35 y 37.

Luego con la ecuación 29 se analizan metro a metro, la evolución de las tensiones de fuste a medida que aumentan las deformaciones.

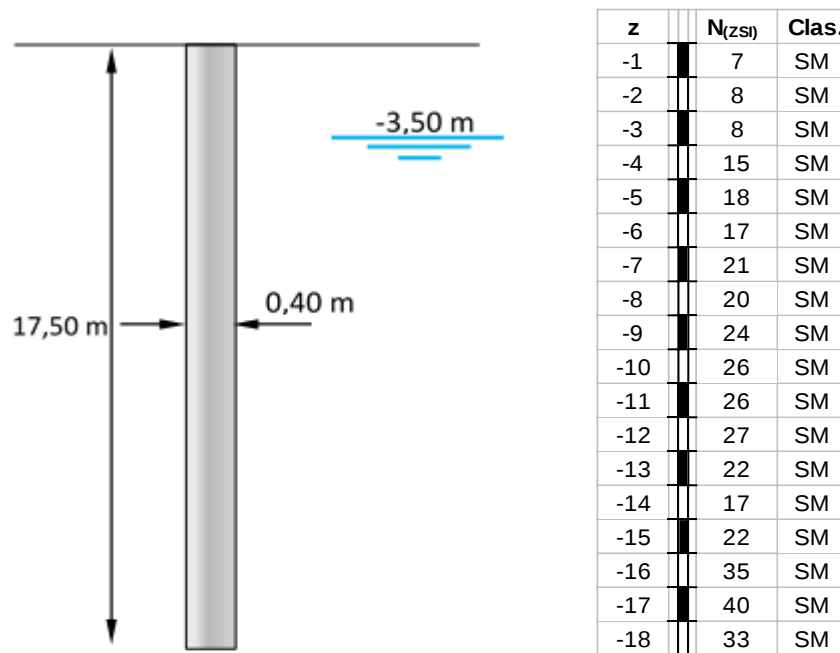


Figura 15: Perfil del suelo Pilote hincado de 0,40 m de diámetro

En las tablas V y en la figura 15 que se adjuntan, se detallan los valores deducidos a partir de este ensayo de carga para compararlos con los resultados del modelo hiperbólico calculado.

Tabla V: Valores calculados y adoptados para modelar la carga de punta

Diámetro	Longitud	Napa	r_m	R_f	F_s	δ	G_p	ϕ'	$q_{r_{punta}}$
0,40 m	17,50 m	3,50 m	8,00 m	0,90	3	$0,9 \cdot \phi'$	30.447 kPa	32°	7.109 kPa

Tabla VI: 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 VII: Resultados de la modelización (Fuste Bustamante - Ecuación 35)

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 VIII: Resultados de la modelización (Fuste Salgado et al - Ecuación 37)

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

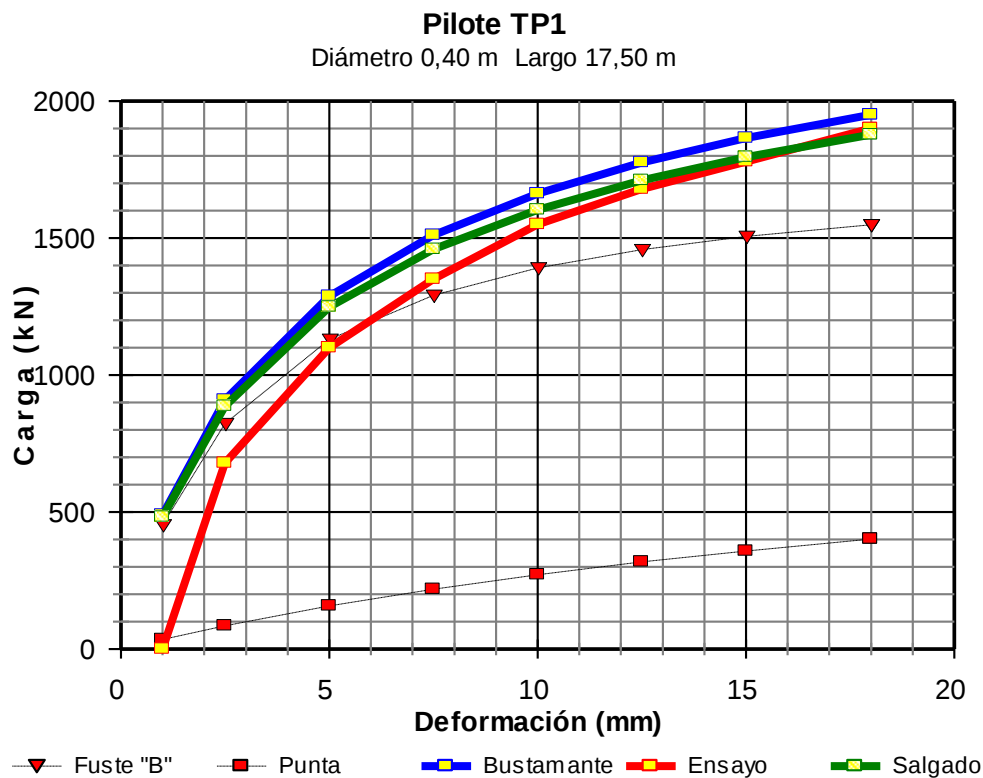


Figura 16: Comparación entre las cargas calculadas y las medidas tomando las tensiones de fuste deducidas de los ábacos de Bustamante y por las ecuaciones de Salgado et al.

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. [23] 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 (N_{90}) se muestran en la figura 17.

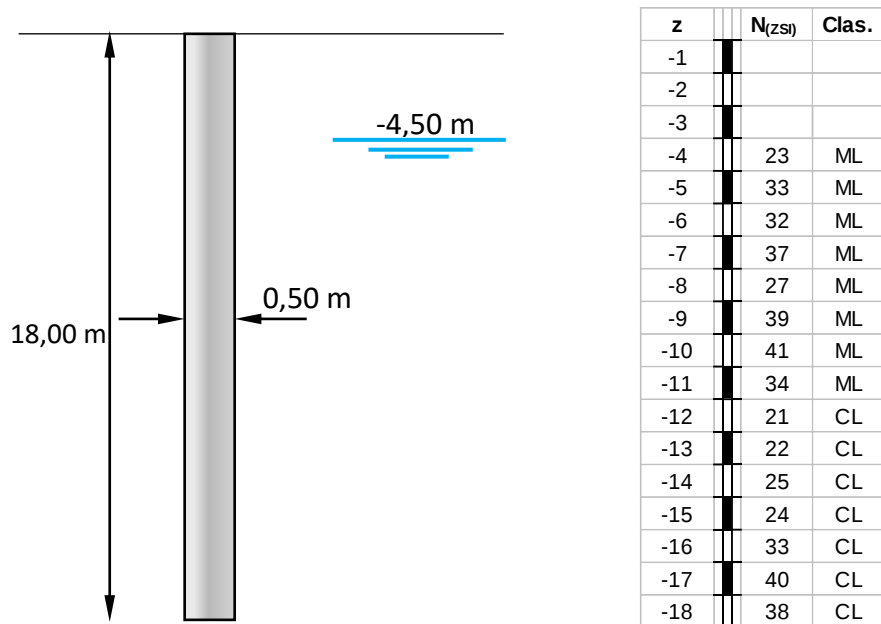


Figura 17: Perfil del suelo, cilindro excavado de 0,50 m de diámetro

Tabla IX: Valores calculados y adoptados para modelar la carga de punta

Diámetro	Longitud	Napa	r_m	R_f	F_s	c_u	ϕ_u	G_p	$q_{r_{punta}}$
0,50 m	18,00 m	4,50 m	10 m	0,9	3	270 kPa	25,4°	61.790 kPa	15.650 kPa

El ensayo de carga ejecutado sobre este pilote arrojó los siguientes resultados:

Tabla X: 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 XI: Resultados de la modelización (Fuste Bustamante - Ecuación 29)

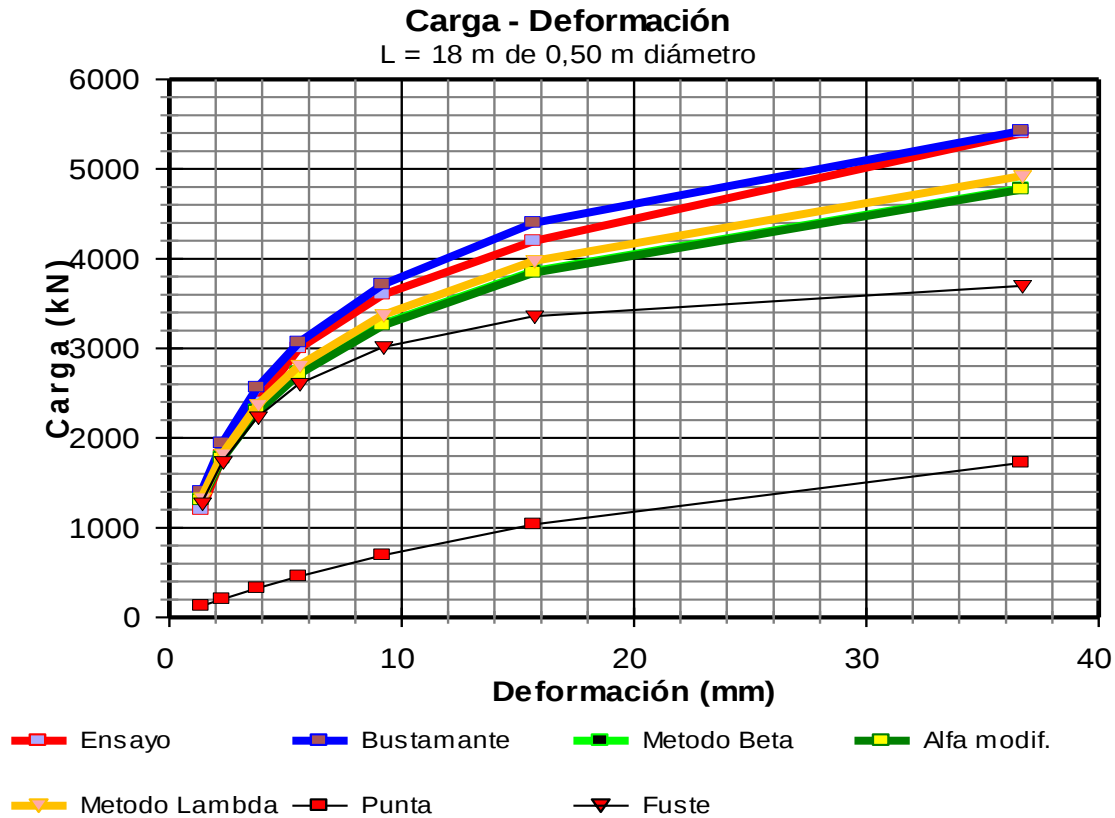
Deformación (mm)	1.4	2,3	3.8	5.6	9.2	15.7	36.7
Carga de fuste (kN)	1.272	1.736	2.235	3.605	3.018	3.361	3.701
Carga de punta (kN)	128	205	327	461	696	1.039	1.726
Total (kN)	1.400	1.941	2.562	3.066	3.714	4.399	5.427

Tabla XII: Resultados de la modelización (Fuste Método β Burland - Ecuación 30)

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	1.786	2.311	2.732	3.275	3.864	4.789

Tabla XIII: Resultados de la modelización (Fuste Método α Modificado- Ecuación 33)

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	1.774	2.296	2.714	3.257	3.846	4.771



Fig

Tabla XIV: Resultados de la modelización (Fuste Método λ - Ecuación 34)

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)	1.330	1.819	2.370	2.811	3.375	3.977	4.922

De los resultados de la aplicación de estas relaciones matemáticas, se obtienen los resultados que se detallan en el gráfico de la figura 18, donde además se representa el ensayo de carga.

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 (N_{90}) se muestran en la figura 19.

Tabla XV: Valores calculados y adoptados para modelar la carga de punta

Diámetro	Longitud	Napa	r_m	R_f	F_s	c_u	ϕ_u	G_p	$q_{r_{punta}}$
0,50 m	20,80 m	3,00 m	10 m	0,9	3	180 kPa	17,5°	40.237 kPa	6.167 kPa

El ensayo de carga ejecutado sobre este pilote arrojó los siguientes resultados:

Tabla XVI: 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 XVII: Resultados de la modelización (Fuste Bustamante - Ecuación 29)

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 XVIII: Resultados de la modelización (Fuste Método β Burland - Ecuación 30)

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)	527	821	1.835	2.571	3.042	3.345	3.454

Tabla XIX: Resultados de la modelización (Fuste Método α - Ecuación 33)

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	1.999	2.862	3.405	3.746	3.866

Tabla XX: Resultados de la modelización (Fuste Método λ - Ecuación 34)

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)	530	833	1.913	2.715	3.233	3.574	3.699

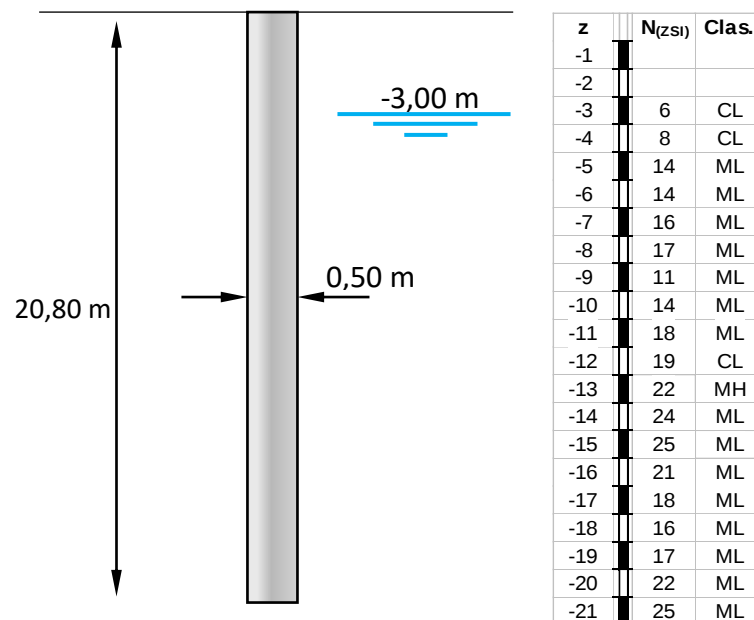
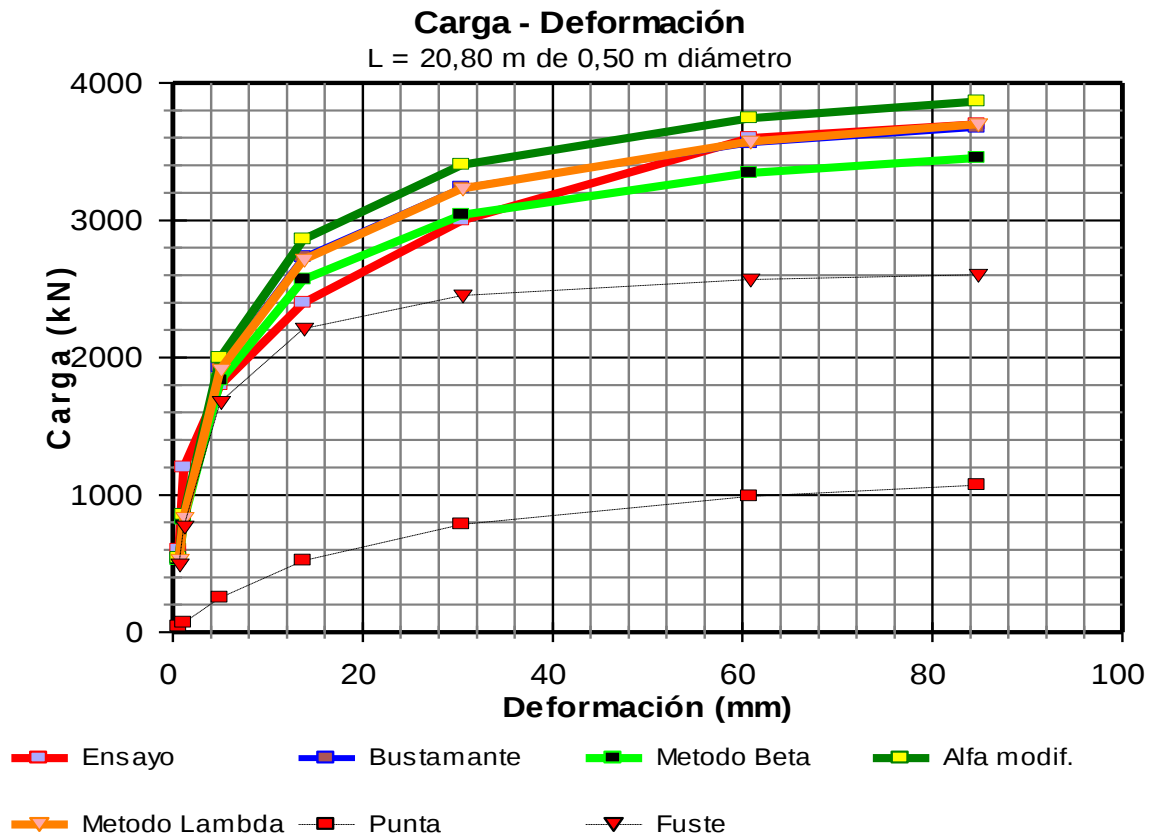


Figura 19: Perfil del suelo, cilindro excavado de 0,50 m de diámetro

De los resultados de la aplicación de estas relaciones matemáticas, se obtienen los resultados que se detallan en el gráfico de la figura 20, donde además se representa el ensayo de carga



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 (N_{90}) se muestran en la figura 21.

Tabla XVII: Valores calculados y adoptados para modelar la carga de punta

Diámetro	Longitud	Napa	r_m	R_f	F_s	c_u (kPa)	ϕ_u	G_p (kPa)	$q_{r_{punta}}$ (kPa)
0,50 m	22,00 m	2,00 m	10 m	0,9	3	223	23°	57.244	11.201

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 XXV: Resultados de la modelización (Fuste Bustamante - Ecuación 29)

Deformación (mm)	1	2	4	6	8	10	12
Carga de fuste (kN)	1.819	2.882	4.071	4.722	5.131	5.413	5.619
Carga de punta (kN)	79	153	288	409	516	613	700
Total (kN)	1.898	3.035	4.360	5.130	5.647	6.026	6.319

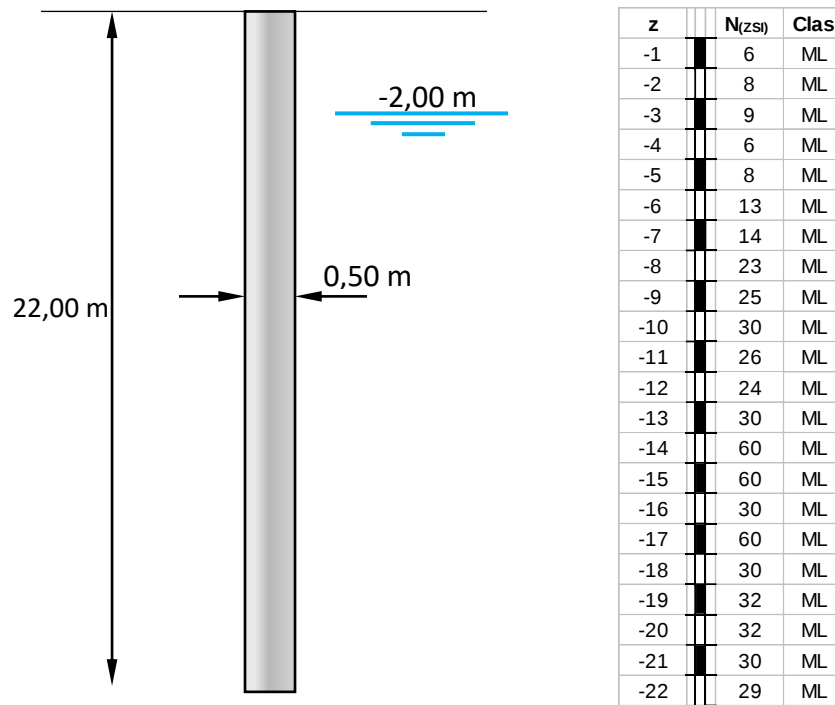


Figura 21: Perfil del suelo, cilindro excavado de 0,50 m de diámetro

Tabla XXVI: Resultados de la modelización (Fuste Método β Burland - Ecuación 30)

Deformación (mm)	1	2	4	6	8	10	12
Carga de fuste (kN)	1.704	2.605	3.544	4.030	4.326	4.526	4.670
Carga de punta (kN)	79	153	288	409	516	613	700
Total (kN)	1.783	2.759	3.833	4.438	4.842	5.139	5.370

Tabla XXVII: Resultados de la modelización (Fuste Método α Modificado - Ecuación 33)

Deformación (mm)	1	2	4	6	8	10	12
Carga de fuste (kN)	1.623	2.438	3.272	3.701	3.964	4.141	4.269
Carga de punta (kN)	79	153	288	409	516	613	700
Total (kN)	1.702	2.591	3.561	4.110	4.480	4.754	4.969

Tabla XXVIII: Resultados de la modelización (Fuste Método λ - Ecuación 34)

Deformación (mm)	1	2	4	6	8	10	12
Carga de fuste (kN)	1.636	2.483	3.359	3.812	4.090	4.278	4.414
Carga de punta (kN)	79	153	288	409	516	613	700
Total (kN)	1.704	2.615	3.611	4.171	4.546	4.823	5.040

De los resultados de la aplicación de estas relaciones matemáticas, se obtienen los resultados que se detallan en el gráfico de la figura 22, donde además se representa el ensayo de carga

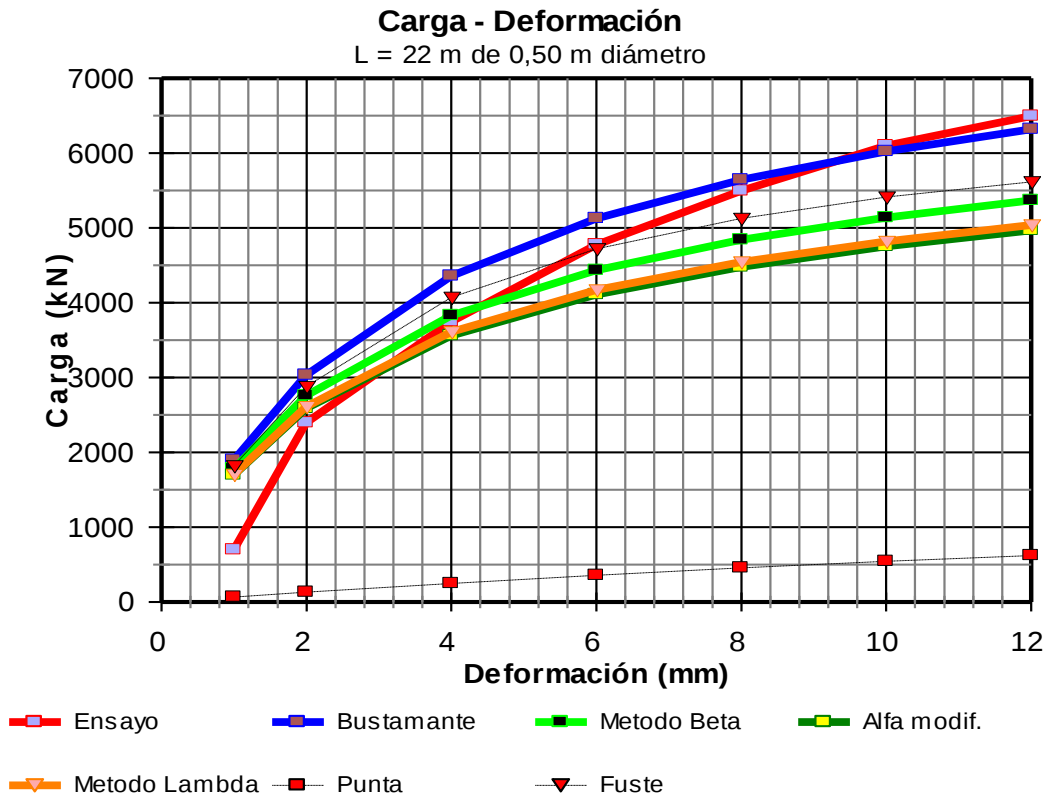


Figura 22: Resultados de la modelización hiperbólica de un pilote excavado en la Fm. Pampeano

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 punta en arenas de la F. Puelche, y de 27 m de largo, cuyos resultados de SPT se muestran en la figura 23.

En este caso para para calcular las tensiones de fuste en suelos finos, por tratarse se un pilote hincado, la ecuación 28 se transforma en:

$$q_{fr} = 9 \cdot N_{90} \text{ (kPa)} \quad (28b)$$

Tabla XXIX: Valores calculados y adoptados para modelar la carga de punta

Diámetro	Longitud	Napa	r_m	Rf	Fs	c_u	ϕ_u	Gp (kPa)	q_{rpunta} (kPa)
0,51 m	27,00 m	2,00 m	10 m	0,9	3	0	33.8°	61.367	15.665

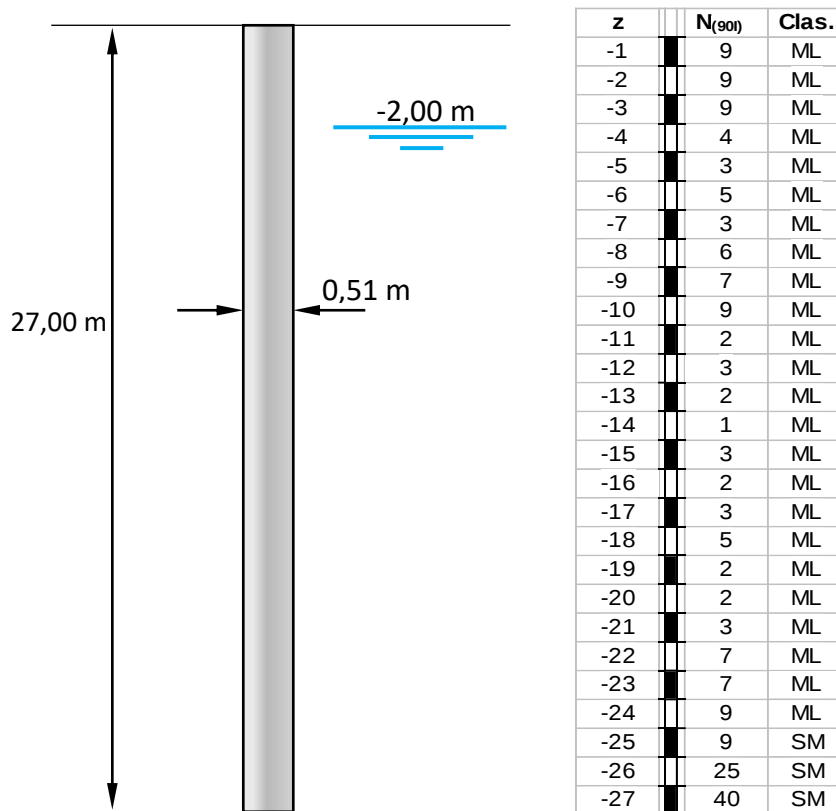


Figura 23: Perfil del suelo, pilote hincado de 0,40 m x 0,40 m

El ensayo de carga ejecutado sobre este pilote arrojó los siguientes resultados:

Tabla XXX: 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 XXXI: Resultados de la modelización (Fuste Bustamante – Ecuación 28b y 29 y 35)

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	2.832	2.915

Tabla XXXII: Resultados de la modelización (Fuste Método β Burland - Ecuación 30)

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 XXXIII: Resultados de la modelización (Fuste Método α Modificado - Ecuación 33)

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	2.827

Tabla XXXIV: Resultados de la modelización (Fuste Método λ - Ecuación 34)

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	2.899

De los resultados de la aplicación de estas relaciones matemáticas, se obtienen los resultados que se detallan en el gráfico de la figura 24, donde además se representa el ensayo de carga

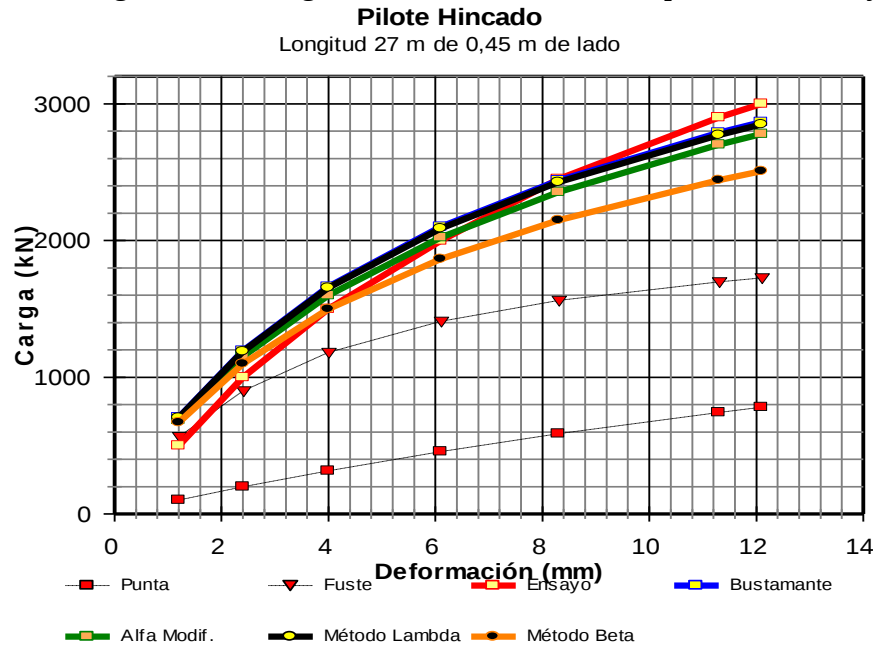


Figura 24: Resultados de la modelización hiperbólica de un pilote hincado con el fuste en la Fm. Post pampeano (arcillas blandas) y la punta en la Fm Puelche (arena)

7.- CONCLUSIONES

Como conclusión de este trabajo se destacan los siguientes aspectos:

Se brindan soluciones técnicamente confiables, aún con los típicos ensayos de SPT normalizados, los mismos no son para nada descartables, ni deben ser 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 mismo, 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).

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 Bustamante. Se aprecia además que, esta solución brinda valores muy acordes con los métodos β y λ .

En el análisis de los suelos finos de la Fm. Pampeano, se observa que lo manifestado hace más de 50 años por el Prof. Moretto, no ha perdido vigencia.

Finalmente, los modelos hiperbólicos aplicados en el presente trabajo para los que hemos mantenido constantes el valor de “Rf” y la ecuación de cálculo del módulo de corte “G”, valores estos que pueden hacer variar notablemente los resultados, aparentan ser aplicables para estimar los asentamientos de pilotes en suelos de la Fm. Pampeano.

Esta aproximación del comportamiento del pilote, que deberá ser ajustada con un mayor número de ensayos de carga, puede ser utilizada en nuestros informes de estudios de suelos, para evaluar con mayor precisión las cargas a adoptar para el Estado Límite de Servicio (SLS) o para el Estado Límite Último (ELU) y así el proyectista de la estructura pueda definir las carga a adoptar, teniendo en cuenta el entorno de deformaciones susceptibles de generarse en las fundaciones.

17. BIBLIOGRAFÍA

1. Diseño alternativo de cimentaciones superficiales por estado límite. Ing. P. A. Hernández Delgado (2014)
2. Elementos para armar un primer borrador del reglamento de fundaciones para Argentina A. Sfriso (2018)
3. Eurocode 7: Geotechnical design worked examples. Andrew J. Bond, Bernd Schuppener, Giuseppe Scarpelli, Trevor L.L. Orr
4. Load and Resistance factor design (LRFD) for deep foundations. S. G. Paikowsky
5. Anejo Nacional Español del Eurocódigo 7. Estaire, Santayana, Perucho
6. Foundation Analysis and Design J. E. Bowles
7. Geotechnical Engineering V. N. S. Murthy
8. Shallow Foundations B. M. Das
9. Parametrización de suelos. A.J. Leoni
10. Assessment of axially-loaded pile dynamic design methods and review of INDOT axially-loaded design procedure – Loukidis and Salgado
11. Numerical and experimental study of axially loaded non displacement pile in sand. Fei Han, Salgado, Prezzi. (2018 - Deep Foundations Institute)
12. Axial resistance of non-displacement piles and pile groups in sand R. Salgado – Fei Han – M. Prezzi
13. Load and resistance factor design of drilled shafts in sand D. Basu, and R. Salgado
14. Soil property-based methods for design of non-displacements piles. R. Salgado, et al 2011 Pan-Am CGS.
15. Deep Foundations T.L.L. Orr and A.J. Bond
16. Response to load for four different types of bored piles. Fellenius and Terceros
17. Manual on estimating soil properties for foundation design. F. H. Kulhawy, P. W. Mayne.
18. Elastic continuum solution of stacked pile model for axial load-displacement analysis F. S. Niazi and P. W. Mayne
19. In-Situ Test Calibrations for Evaluating Soil Parameters P.W. Mayne
20. Implementation of aashto lrfd specifications: bearing capacity and settlement calculations for shallow foundations of bridges and walls. S. Agaiby and P.W. Mayne
21. Foundation analysis using in-situ geotechnical and geophysical tests. P.W. Mayne
22. Les tirant d'ancrage injecté. M. Bustamante.
23. Une méthode per le calcul des tirants et des micropieux injectés” Michel Bustamante, B.L.P.et Ch N° 140 (1985)
24. Simplified method for settlement prediction of single pile and pile group using a hyperbolic model. Qian-qing Zhang, Li, Liang, Yang and Q. Zhang.
25. Craig's Soil Mechanics 8^a Edition
26. Mechanics and Foundations (3^a Edition) Muni Budhu (2011)
27. 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
28. Ensayos de carga de pilotes premoldeados (VIII CAMSIF 1984, Vol. II pág. 573).

29. Pilotes cortos hincados en grava (X CAMSIF 1988 Vol. II pág. 186)
30. Parámetros de Suelos (Apuntes de clases Leoni)
31. 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)
32. Soil mechanics in engineering practice 3^a edition (Terzaghi, Peck, Mesri)
33. Foundation Design Theory and Practice N.S.V. Kameswara Rao (2011)
34. Definición de fundación profunda O. Moretto Revista la Ingeniería 1021 (1972)
35. Tratado de mecánica de suelos Caquot y Kerisel (1966)
36. EUROCODE 7: Geotechnical Design Worked examples (dublin 2013) Bond, Schuppener, Scapelli, Orr
37. Decoding Eurocode 7 - Andrew Bond and Andrew Harris (2008)