

SESION IV Interacción Suelo Estructura: Predicción, Comportamiento e Instrumentación de Campo.

Presidente de la Sesión: Prof. Ing. Enrique GRANADA G.

Conferencista: Eduardo NUÑEZ, Ingeniero Civil - Profesor UBA-UCA
Buenos Aires

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN LOS PROBLEMAS DE INTERACCION

Resumen: Para el análisis de la interacción suelo-estructura resulta necesario establecer las características esfuerzos-deformación-tiempo de los suelos y/o macizos rocosos en contacto. Se presentan algunos ejemplos pertinentes y se enfatiza la necesidad del mejor conocimiento de dichas características mecánicas expresables matemáticamente para el uso eficaz de los recursos de cálculo disponibles actualmente.

Abstract: To analyze the soil-structure interaction it is mandatory to establish the stress-strain-strength-time relationships to characterize the mechanical properties of relate soils or rock masses. Some pertinent cases are showed here, with strong emphasis on the necessity to reach a better knowledge of those mechanical characteristics, and express their in mathematical form in order to make possible the best use of nowadays available instruments of calculations.

Sr. Presidente: En primer término deseo agradecer a los organizadores de este 1er. Congreso Paraguayo de Ingeniería Geotécnica la distinción que significa para mí haber sido invitado para presentar algunas reflexiones sobre el tema del título de esta Sesión. Muchas Gracias.

Introducción

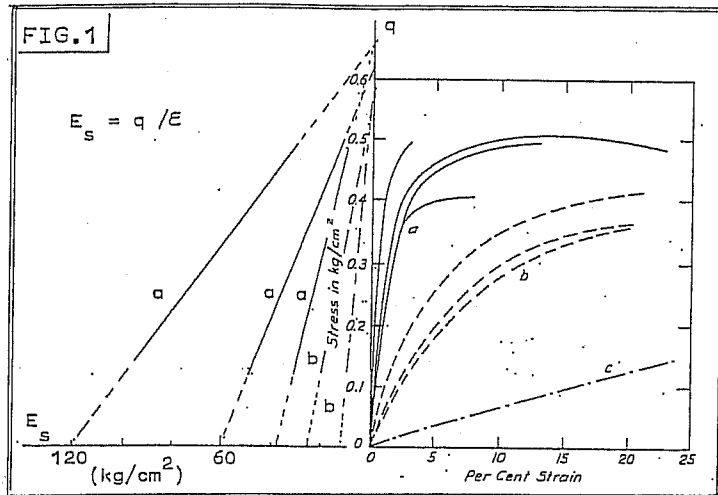
Los materiales empleados por los ingenieros en sus estructuras se caracterizan mecánicamente por su resistencia y deformabilidad; para un dado material dichas propiedades mecánicas pueden ser modificadas por el paso del tiempo dentro de la vida útil afectando su durabilidad. Las condiciones de estado, presión y temperatura, afectan dichas características. Para materiales constituidos por partículas como son los suelos, que presentan tres fases y disposición de granos más o menos estables a los esfuerzos, modificaciones del contenido de agua o flujo de la misma a través de sus vacíos, eventual disolución de porciones originalmente só-

lidas o arrastre de partículas menores dentro de la misma estructura o en las interfaces con otros materiales en contacto, la definición de los parámetros mecánicos obligan necesariamente a establecer en cada caso las circunstancias que son propias a cada problema examinado. Hay por tanto problemas de interacción inherentes a las propias partículas de los suelos, y problemas de interacción entre los suelos que están en contacto o embeben a los elementos estructurales constituidos corrientemente por mamposterías, hormigones, maderas, acero o plásticos. Dentro de los elementos estructurales más comunmente empleados por los ingenieros, están los constituidos por el hormigón armado o pretensado, el acero y la madera. Teniendo en cuenta la gran diferencia de resistencia y deformabilidad entre estos materiales y los suelos, puede considerarse comunmente que dichas propiedades para los citados materiales permanecen constantes. En cambio, para los suelos en contacto con las estructuras, las características de resistencia (σ_R) y de deformabilidad (E, ν) pueden variar apreciablemente y generalmente en forma no lineal con el nivel de los esfuerzos o de las deformaciones. Por tanto, para aproximar cualquier predicción del comportamiento de estructuras en contacto o embebidas en los suelos, es necesario definir lo mejor posible las características mecánicas de estos últimos.

La investigación en el laboratorio

Las necesidades de cálculo obligan a definir para los suelos los correspondientes valores de resistencia (σ), deformación (E, ν) y transmisibilidad hidráulica. En los problemas que sólo interesan las características mecánicas, deberán definirse las características de endurecimiento o debilitamiento por deformación, los distintos módulos $E_i, E_s, E_t, \nu_t, \nu_s$ y su variación con las presiones y el tiempo de aplicación de las cargas. En general, para la obtención de estos parámetros se recurre a investigaciones en el terreno y laboratorio: las primeras mandatorias cuando el suelo se lo considera como material de cimentación ("in situ"); las segundas, determinantes cuando al suelo se lo considera como mate -

rial de construcción con el cual se ejecutarán "estructuras de tierra". En el primer caso se recurre a ensayos en el sitio, o a

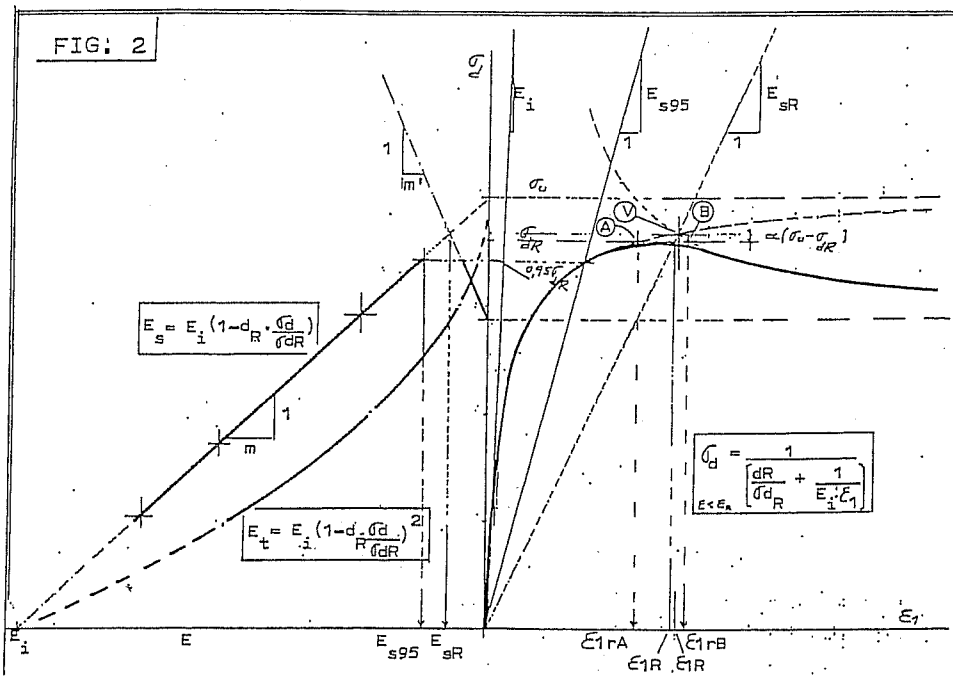


la obtención de muestras más o me nos "inalteradas" y/o "representati vas" que son ensa yadas a su vez en el laboratorio in tentando reprodu cir las condicio nes previstas en el diseño. Una primera dificultad

es evaluar los resultados de dichos ensayos. Quienes comenzamos nuestra experiencia profesional en la segunda parte de los '50, teníamos "al Terzaghi&Peck" como libro de permanente guía en las comparaciones que efectuabamos entre nuestros propios ensayos y lo que aparecía en el libro. Por ej., FIG.1 (1), analizando los ensayos de compresión simple sobre arcillas de Chicago efectuados por Peck, se podía observar una relación aproximadamente lineal entre los esfuerzos q y el cociente q/ϵ , pero que la diferencia entre los módulos iniciales de deformación E_s , aún para las denominadas muestras inalteradas, podían alcanzar 3 veces, y que para muestras "buenas" obtenidas con tubo Shelby, esta diferencia estaba entre 10 y 20 veces. Pero también se observaba que la dife rencia entre la resistencia de dichas muestras en general no re sultaban mayores al valor medio $\pm 15\%$; más aún, que en la repre sentación $q/\epsilon = f(q)$, variación del módulo secante E_s con q , el valor "extremo" de q para $E_s = 0$ no variaba en más o menos un 10 al 15%. Esto permitía inferir que para una relación d_R (co ciente entre dicho "valor extremo" de resistencia y el valor de ro tura q) del orden del 85 al 90%, podía obtenerse aproximadamen te un valor de rotura "aceptable" aún con muestras apreciablemen te perturbadas. Desde ya, las características reales de deforma ción quedaban definitivamente modificadas debido a la alteración

producida por el muestreo. Dichas apreciaciones resultaban correctas en general para suelos no cementados o suelos que no estuvieran altamente estructurados. Es por esa razón que se intentó la obtención de muestras "representativas" de mejor calidad empleando un sacatestigos "mejorado" respecto del normalmente empleado en el ensayo SPT. Las mejoras consistían en utilizar una punta delgada de acero de alta resistencia, portamuestras interiores de material plástico que permitieran un mejor acondicionamiento y transporte del testigo, y un mayor diámetro del mismo; por lo demás, se siguió empleando la misma técnica de hincado con el martillo de caída libre, lo que permitió a su vez una simple correlación entre los correspondiente valores de N y N' . Esta técnica, manejada con cautela y criterio, permitió la extensión de ensayos triaxiales escalonados sobre dichas muestras para "estimar" con una sola probeta los parámetros de resistencia al corte en suelos parcialmente saturados. Desde ya que la interpretación de los resultados obtenidos con esta metodología no era nada fácil en suelos cementados o colapsables, en donde debía siempre efectuarse la obtención de muestras "imperturbadas" (?) mediante la ejecución de pozos a cielo abierto, o el empleo de sacatestigos de pistón y mayor diámetro en suelos blandos y altamente estructurados. De cualquier manera, quedaba en claro que existía un amplio rango en la interpretación de los resultados de laboratorio. Sin embargo, la investigación en laboratorio resulta ineludible para establecer ciertas relaciones más o menos generales, puesto que es en dicho ámbito en donde pueden manejarse las variables de interés con cierto control y confiabilidad.

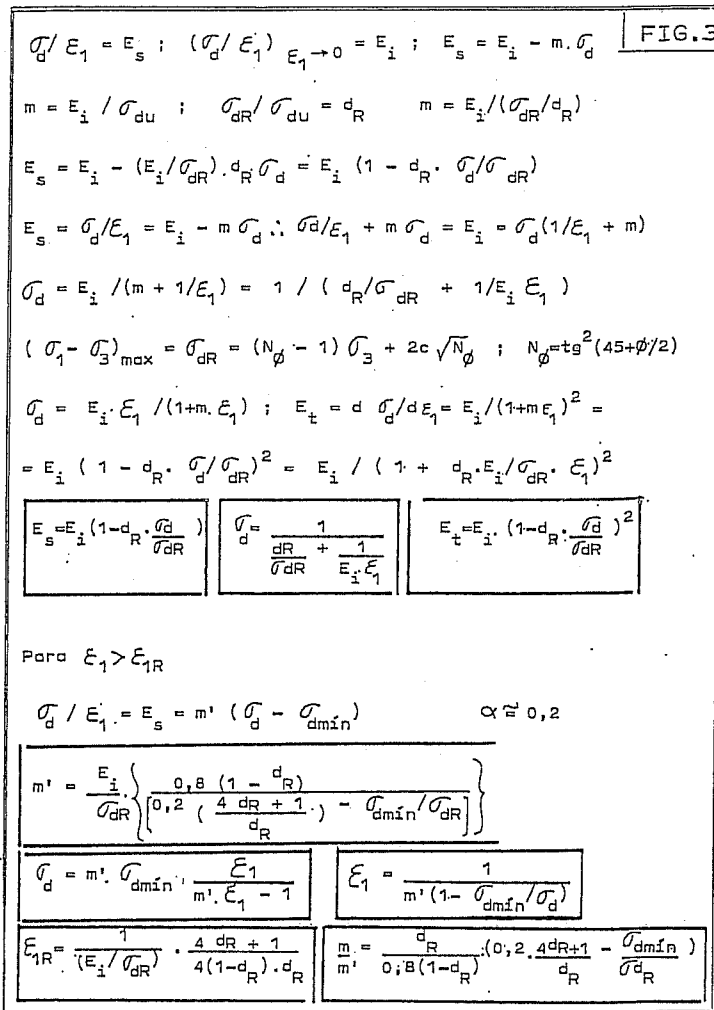
En el laboratorio se emplea como rutina la cámara triaxial; aún dentro de sus limitaciones permite establecer la mayoría de los parámetros de empleo corriente en la geotecnia. Por ej., en la FIG.2 se muestra el resultado de un ensayo convencional en donde el suelo presenta endurecimiento para deformaciones crecientes hasta un cierto valor luego del cual experimenta un debilitamiento a medida que dichas deformaciones aumentan. Para definir los valores de los módulos de deformación inicial E_i , secante



E_s y tangente E_t puede utilizarse la relación aproximadamente lineal entre $E_s = f(\sigma_d)$ siendo $\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$. En la FIG.3 se resumen las relaciones algebraicas pertinentes.

Como se observa, hasta aproximadamente el valor de $\sigma_{dR} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ los valores coinciden estrictamente con los obtenidos por Kondner cuando estableció la relación aproximadamente lineal entre ϵ_1 / σ_d y ϵ_1 , esto es, que la relación entre esfuerzos y deformaciones puede expresarse aproximadamente mediante una variación de tipo hiperbólico.

Como también se muestra en la FIG.4, para muestras desestructuradas ensayadas dentro de rangos comunes de esfuerzos medios - digamos hasta unos 7 kg/cm² - las relaciones antedichas se ajustan estrictamente. En efecto, el módulo inicial en ensayos consolidados (isotrópicamente) no drenados (ensayos R en la vieja terminología de A. Casagrande) es igual al producto de dicho módulo en ensayos drenados (ensayos S) por el factor de fluencia correspondiente al ángulo de fricción crítico ϕ_c (para grandes deformaciones, en donde se alcanza la condición crítica expresada por

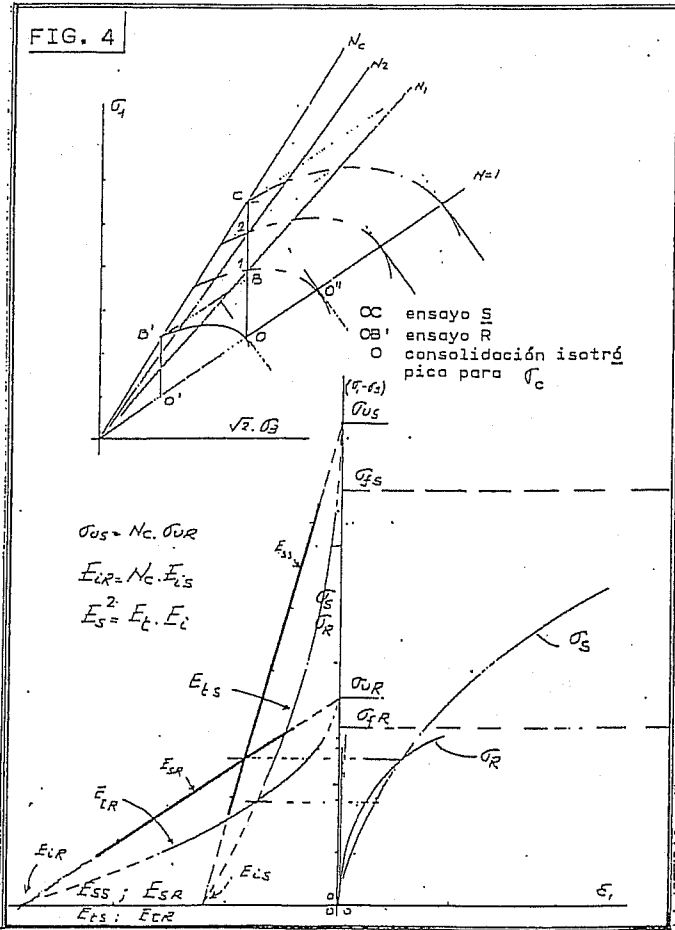


$$d \sigma_d / d E_1 = d E_s / d E_1 = 0$$

$E_{iR} = N_c \cdot E_{iS}$ siendo $N_c = \text{tg}^2(45 + \phi_c/2)$ y cumplimentando la relación general

$$E_s^2 = E_t \cdot E_i$$

En particular, siempre ha sido de singular interés el intento de correlacionar el valor del módulo inicial en condiciones drenadas con un parámetro significativo del suelo. Por ej., para arenas son conocidos los resultados de Scheidig a través del libro de T&P (1); el gráfico pertinente se presenta en la FIG. 5



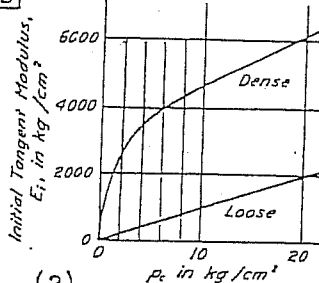
Si los correspondiente valores allí presentados se dibujan en escala log - log , aparecen variaciones lineales que pueden ser expresadas algebraicamente mediante ecuaciones del tipo

$$E_i = C \left(\frac{\bar{p}_c}{p_a} \right)^n \cdot p_a$$

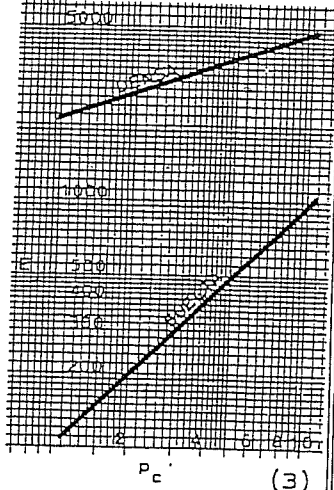
Esta relación, que surge de investigaciones efectuadas hace muchas décadas, también se ha empleado en años más recientes para caracterizar materiales granulares en general; por ej., para las gravas de Oroville se tomaron valores $C = 3780$ y $n = 0,19$, lo cual aparece como consistente con los ensayos de Scheidig, puesto que deben esperarse menores valores de e para gravas arenosas muy densas.

Ensayos en arcillas normalmente consolidadas desestructuradas a-

FIG. 5



(2)
Fig. 15.4. Relation between initial tangent modulus and all-around pressure for sand (after Scheidig 1931).



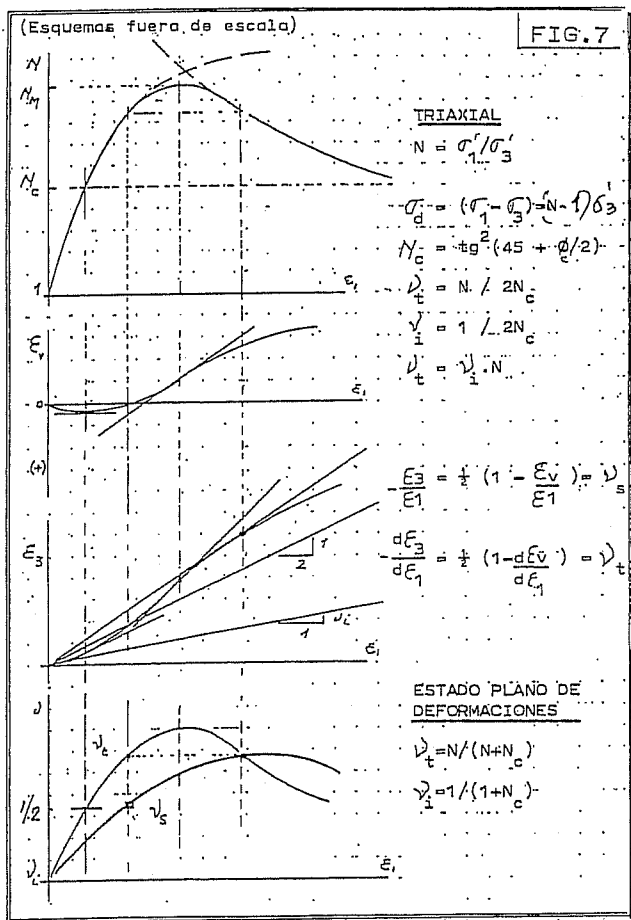
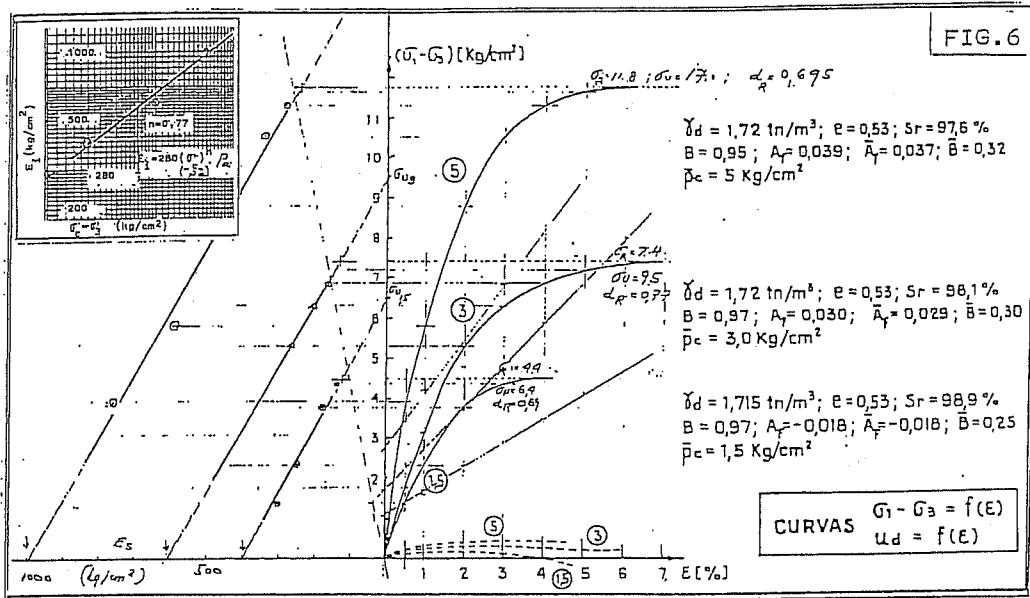
$$E_i = C \cdot p_a (p_c/p_a)^n$$

A. Densa: $C=2100$; $n=1/3$
 A. Suelta $C= 100$; $n=1$

apuntan a valores del orden de $C \cong 2000/(w_L-10)$ y $n = 1$; en cambio para arcillas o limos plásticos compactados se presenta el mismo tipo de influencia que aparece en los materiales granulares de diferente densidad relativa, o sea un incremento del valor de C y una disminución del valor de n . En la FIG.6 se repiten los resultados de ensayos triaxiales \bar{R} (consolidados no drenados con medición de la presión neutra) ejecutados por quien les habla hace ya casi 40 años y que fueron informados en el 2º Congreso Panamericano de Brasil (2) . Conociendo la variación de E_i con el nivel de esfuerzos de consolidación y la variación de E_s ó E_t con σ_d ó ϵ_1 , pueden emplearse las expresiones disponibles de la elasticidad no lineal aplicando los métodos incrementales para hacer una predicción aproximada del com-

portamiento de los suelos bajo cargas crecientes. Desde ya que junto con la variación del módulo de deformación (E_s ó E_t según el caso), se debe establecer la variación de la relación de Poisson ($\nu_s = -\epsilon_3/\epsilon_1$ ó $\nu_t = -d\epsilon_3/d\epsilon_1$ según se requiera).

En el caso de suelos granulares y para ensayos drenados convencionales, puede establecerse que el valor inicial queda expresado por $\nu_i = 1/2N_c = 1 / 2tg^2 (45 + \phi_c/2)$ y el valor

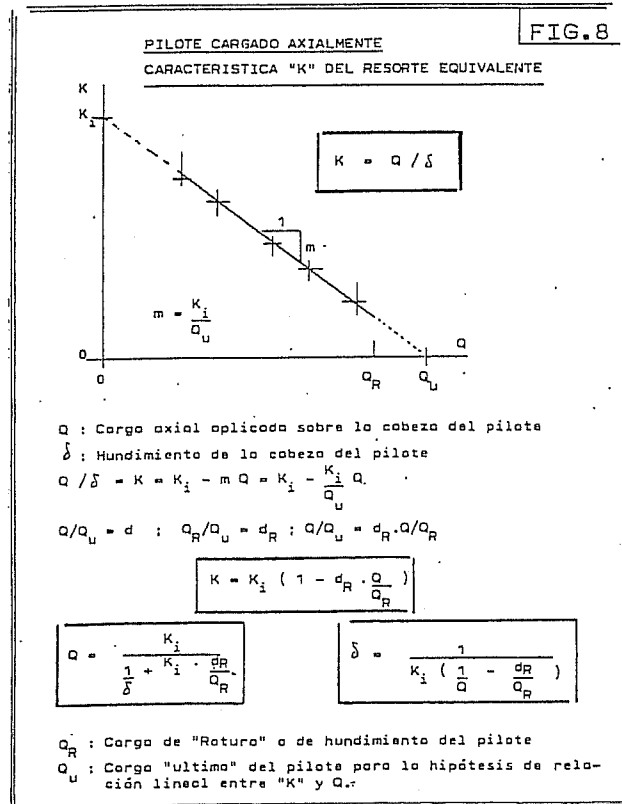


instantáneo o tangente es $\gamma_t = \gamma_s \cdot N = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot \gamma_s$ siendo $N/N_c = 1 - d\epsilon_v/d\epsilon_1$ como fuera establecido primeramente por Rowe complementando el desarrollo original de Taylor. Se observa que para valores de ϕ_c del orden de 30° a 35° el valor de γ_s resulta entre 0,17 y 0,14 aproximadamente. Por otra parte, para valores $N_{\max} = N_c$

ν_t es igual al valor máximo de $\frac{1}{2}$; pero cuando el material granular dilata, $N_{max} > N_c$ por lo que $\nu_t > \frac{1}{2}$. Para el estado plano de deformaciones y triple de tensiones, las relaciones correspondientes pueden observarse en la FIG.7 . Si se emplean los valores "secantes" , el rango de esfuerzos y deformaciones asociadas para los cuales $\nu_s = \frac{1}{2}$ es mayor, por lo que se facilita el empleo de ciertos métodos numéricos empleando dicho parámetro.

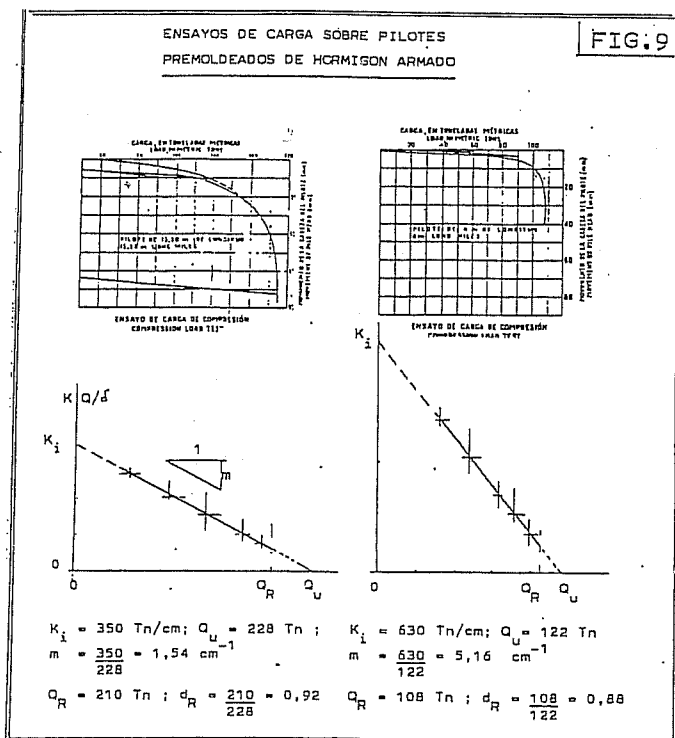
Las relaciones anteriores permiten caracterizar los suelos definiendo los parámetros de cálculo y posibilitan las estimaciones numéricas respecto de la "respuesta" de los suelos a la acción de las estructuras en contacto, o la predicción de la interacción suelo-estructura.

Ensayos en el terreno



Los ensayos de carga sobre pilotes o placas permiten recoger en forma directa la respuesta del terreno a formas estructurales actuando sobre la superficie del terreno o en su interior. Estos ensayos posibilitan establecer algún tipo de modelo de interacción y sus resultados podrán ser extrapolados a la predicción del comportamiento de grupos estructurales reales mediante alguna operatoria analítica o correlación experimental apropiada.

En particular, y con referencia a ensayos de carga axial de compresión sobre pilotes, el análisis de los resultados permite considerar la pieza de transferencia como un resorte caracterizado por un valor "K". Dicho valor no es una constante para cargas Q o desplazamientos δ crecientes, pero la evidencia experimental señala que puede establecerse una relación aproximadamente lineal entre $K = Q/\delta$ y la magnitud de la carga axial como se puede apreciar en la FIG. 8. Inmediatamente, resulta que la relación entre las cargas Q y los hundimientos δ es de tipo hiperbólico. La FIG. 9 se presenta con el objeto de mostrar

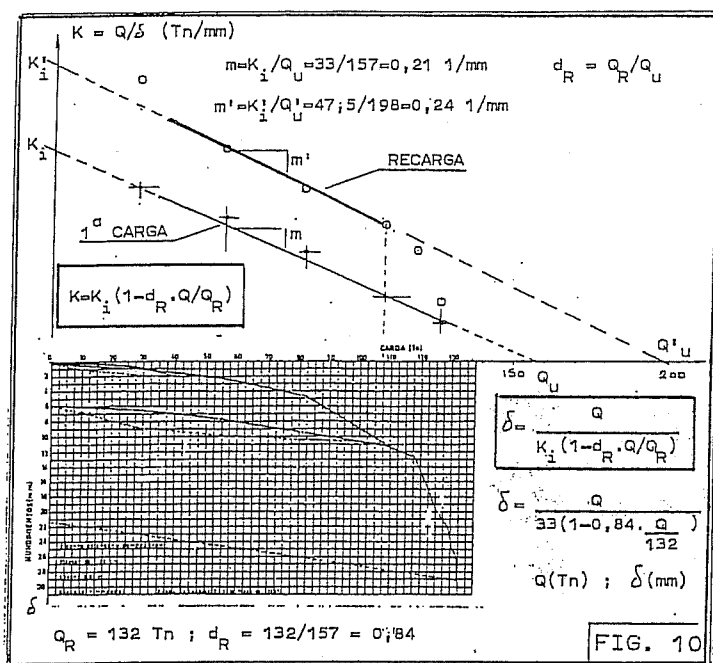


la operatoria de cálculo en el caso de un par de ensayos de carga efectuados en pilotes de hormigón armado premoldeados cuyos resultados fueron presentados en el 3er. Congreso Panamericano de Caracas (3). El primer ensayo muestra el comportamiento típico de un pilote que deriva su resistencia en forma relativamente equilibrada a lo largo del fuste y por

la punta; el segundo ensayo muestra el comportamiento de un pilote típico que desarrolla su resistencia predominantemente por fricción a lo largo del fuste.

En la FIG. 10 se incluyen los valores correspondientes al análisis de un ensayo de carga a compresión de un pilote de H²A² premoldeado de sección cuadrada de 30 cm de lado B y una longitud L del orden de los 6 m hincado a "rechazo" mediante un martillo

Delmag en arenas finas densas. Se ha mostrado cual es el comportamiento del pilote cuando es recargado y seguidamente llevado a rotura del suelo. Las expresiones algebraicas derivadas permiten

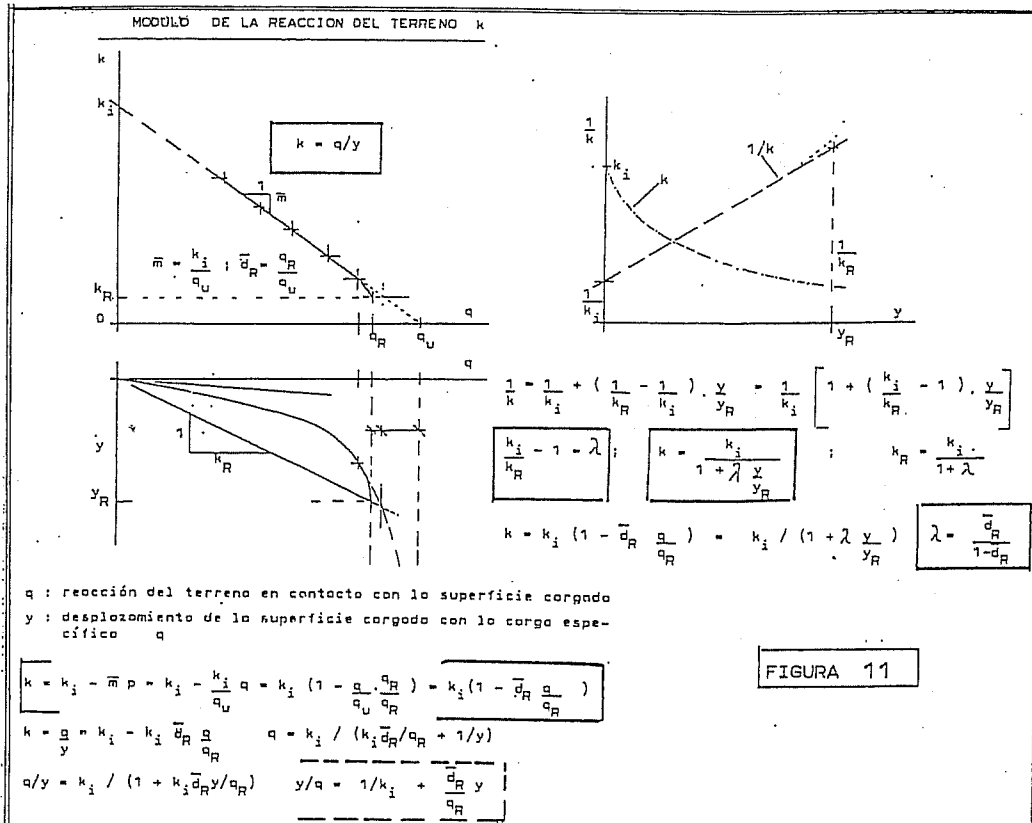


efectuar análisis cuantitativos para la estimación del comportamiento de un grupo de pilotes que eventualmente resulte necesario diseñar. En este último aspecto, se agrega en el ANEXO 1 un comentario técnico sintético al problema analizado por el Dr. Van Impe en un completo informe analítico que presentará en el próximo

El resultado del Ensayo de Carga fué presentado en el trabajo: "ENSAYO DE CARGA EN PILOTES PREMOLDEADOS" de los Ings. Dante J. COMPAGNUCCI y Oscar I. GOMEZ - 8º Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Neuquén, 1984 .-

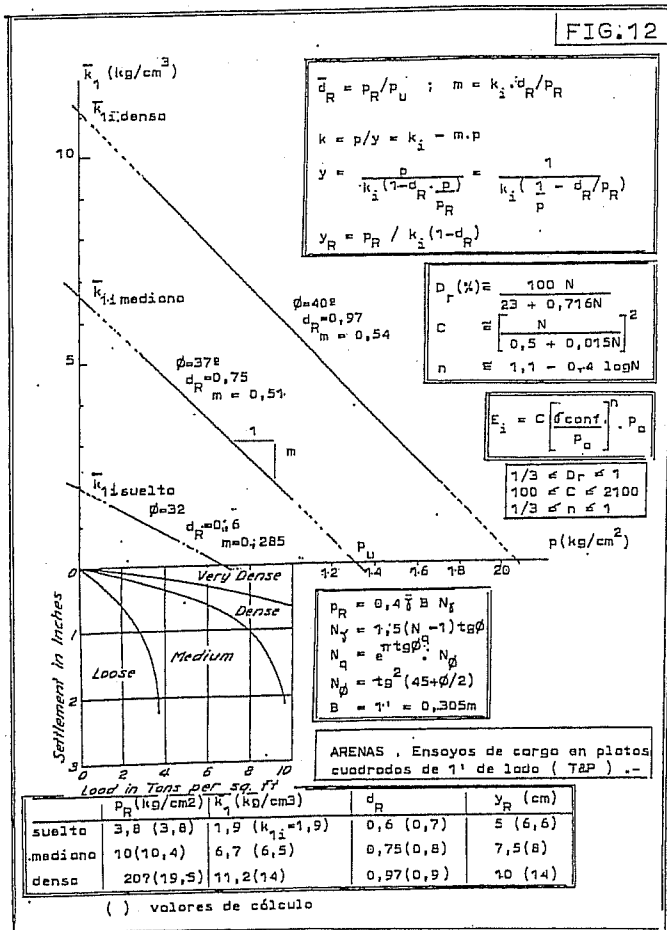
Congreso Internacional de Hamburgo. El Prof. Van Impe estudia el caso del grupo de pilotes (9 x 16 = 144) de unos 44 m de longitud que descargan la acción de una pila del puente sobre los ríos Garigliano y Ausente en Italia a través de un cabezal de 4 m de altura y dimensiones LxB = 19m x 10,6m. El Prof. Van Impe ha empleado para su análisis los recursos de cálculo más refinados disponibles, y comparado los resultados con los valores realmente medidos y los incluidos en las predicciones efectuadas por conocidos expertos internacionales. El análisis revela la idoneidad de estos recursos modernos de cálculo. Y también otorga la oportunidad para mostrar que algunas expresiones de correlación o extrapolación disponibles obtenidas de pasadas experiencias, pueden ser útiles cuando se trata de obtener un rango probable para la magnitud de la "respuesta" del subsuelo frente a las solicita

ciones que un grupo estructural de pilotes le transmite. Por otro lado, el análisis de los resultados de ensayos de carga sobre platos permite controlar los valores que se emplean para definir los denominados "coeficientes de balasto" o "de reacción de la subrasante".



De nuevo, y como se muestra en la FIG. 11 se aprecia la variación lineal de dicho coeficiente con la intensidad de la presión, y la variación hiperbólica con la magnitud de los hundimientos. Siempre resulta ilustrativo reexaminar los resultados de ensayos ampliamente conocidos y acreditados; en la FIG. 12 se incluyen los mostrados por T&P en su conocido libro (1). Se han agregado los gráficos y los parámetros de las funciones analíticas que pueden derivarse para los distintos estados de las "arenas tipo" presentadas por T&P.

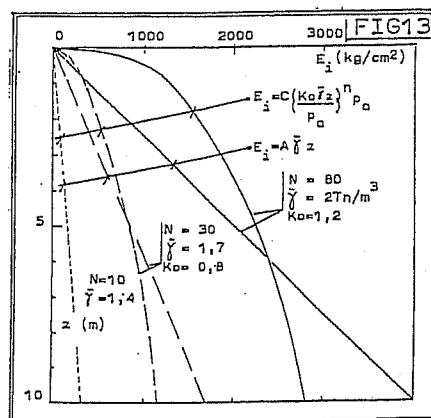
Por mi parte, siempre me resultó dificultoso intentar una justificación analítica del valor del coeficiente de balasto indicado



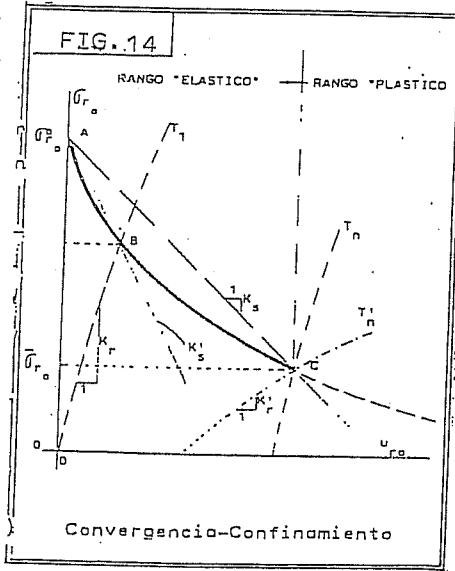
por Terzaghi para arenas muy densas, si es que se aceptaba una variación linealmente creciente con la profundidad del módulo de deformación E. Sin embargo, si se emplea la expresión incluida en la FIG. 5 en relación con una arena muy densa, introduciendo los valores de los módulos significativos para las profundidades correspondientes a la influencia de las cargas, los resultados son prácticamente coincidentes para hundimientos

relativos pequeños que permitan introducir en las expresiones analíticas los módulos E iniciales.

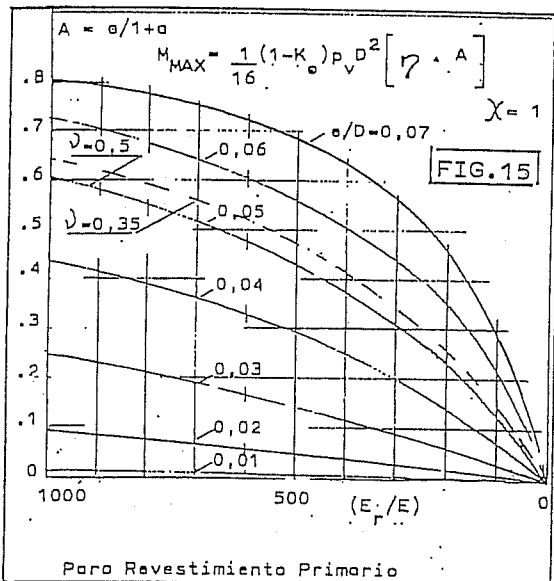
Esta circunstancia está claramente mostrada en la FIG. 13 en donde se aprecian muy altos valores de E_i de las arenas muy densas para pequeños niveles de confinamiento. Los valores incluidos en el gráfico también permite obtener resultados compatibles con arenas de diferente densidad relativa. (4).



Los túneles constituyen casos notorios de interacción suelo estructura, sobre todo aquéllos que resultan de la excavación del terreno. El proceso de descarga produce en el revestimiento la acción de esfuerzos verticales sobre la corona y horizontales sobre los hastiales que dependen de la relación de deformabilidad del terreno (suelos o rocas) y del material o materiales estructurales que constituyen dicho revestimiento. A medida que se excava se produce una disminución



de esfuerzos debido al desplazamiento del terreno hacia el interior de la excavación; en este fenómeno interviene el tiempo. Durante el proceso la relación esfuerzo-deformación no es "lineal" como se observa en la FIG. 14, porque no es lineal tampoco la variación del módulo de deformación del terreno. La colocación de la estructura primaria de revestimiento limita este proceso; pero los esfuerzos sobre dicha estructura depende del tiempo de su colocación y de la rigidez relativa entre los materiales en contacto. Por otra parte, y en túneles de sección circular de radio $r_0 = D/2$, para un revestimiento primario de rigidez $E_r I$ puede estimarse en forma aproximada que la carga



desviante uniformemente distribuida equivalente es $w = \bar{p}_v - p_h = \bar{p}_v \left\{ 1 - \left[1 / \left(1 + 12 \frac{E_r I}{r_0^4} \frac{E}{D} \right) \right] \right\} = \bar{p}_v \cdot [a / (1+a)]$ siendo \bar{p}_v la presión vertical actuante en el plano de la corona,

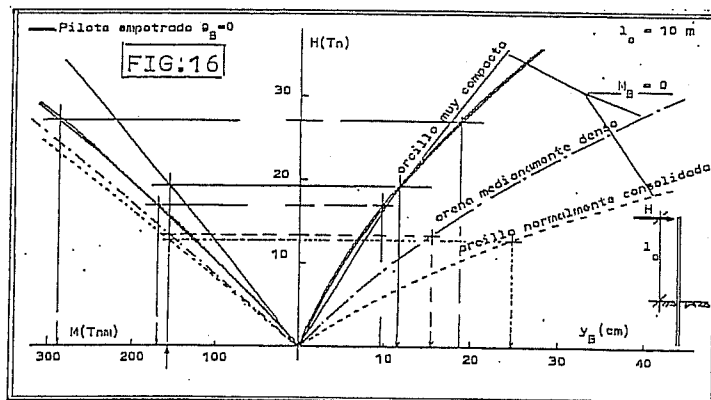
desviante uniformemente distribuida equivalente es

$$w = \bar{p}_v - p_h = \bar{p}_v \left\{ 1 - \left[1 / \left(1 + 12 \frac{E_r I}{r_0^4} \frac{E}{D} \right) \right] \right\} = \bar{p}_v \cdot [a / (1+a)]$$

siendo \bar{p}_v la presión vertical actuante en el plano de la corona,

p_h la horizontal actuando en forma distribuida sobre los laterales, E los módulos lineales que tienen en cuenta el coeficiente de Poisson y $\chi E/D$ el coeficiente de balasto que tiene en cuenta la variación del módulo E del terreno con el nivel de esfuerzos o la magnitud de las deformaciones. La marcha del cálculo efectuado sobre la base de estas hipótesis (4) muestra la variación de los momentos actuantes en la corona con la relación E_r/E entre los módulos del revestimiento y del terreno. Por ej. la FIG: 15 muestra esta variación para un revestimiento de shotcrete de espesor e , siendo $I = 1 \cdot e^3/12$ y $a = 16 \cdot E_r/\chi E \cdot (1-\nu^2)/(1-\nu_r^2) \cdot (e^3/D^3)$

También los pilotes sometidos a cargas laterales; dependen su comportamiento de la relación entre sus características de rigidez y las de deformación de los suelos en la porción embebida del pilote.



Como la relación esfuerzo-desplazamiento no es lineal en los suelos, la "respuesta" de los mismos debe evaluarse sobre la base de dichas características. Por ej.

en estructuras portuarias se emplean con alguna frecuencia pilotes verticales metálicos en cuyo extremo superior se colocan defensas de goma: el sistema constituye un mecanismo de absorción de la energía que producen los barcos durante el amarre. En este caso, y para evaluar dicha energía, deberá considerarse la interacción ahora entre los tres materiales y formas estructurales: el suelo, el pilote y las defensas. Con referencia a las dos primeras, en la FIG. 16 (4) se muestra el resultado de un estudio para establecer la relación entre fuerzas y desplazamientos que permite la valoración numérica del problema general.

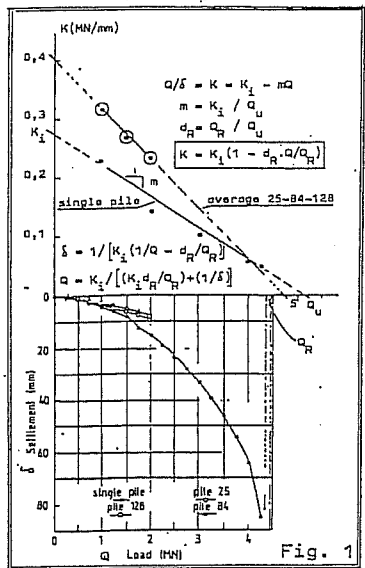
Conclusiones

A través de los pocos temas examinados hasta aquí - y que corresponden a trabajos profesionales desarrollados en un pasado mediano - se observa que los problemas de interacción que se presentan en la ingeniería geotécnica requieren necesariamente definir con la mayor generalidad y acierto, las características tensión-deformación de los suelos, o en su caso, de los macizos rocosos. Desde hace algún tiempo, este campo ha sido designado como el del conocimiento y definición de las ecuaciones constitutivas de los materiales. Los recursos matemáticos empleados en esta presentación se han limitado al campo del álgebra y del "cálculo", pero no permiten aprovechar en toda su amplitud los Ordenadores disponibles hoy día. Las teorías más refinadas requieren para su validación numérica instrumentos de cálculo de igual complejidad y no tengo dudas que este es el camino que deberán recorrer los ingenieros geotécnicos. Por lo cual aparece claro la necesidad de profundizar enérgicamente en el conocimiento de las llamadas "matemáticas superiores" y en los procedimientos numéricos avanzados que permiten implementar las máquinas electrónicas ahora disponibles. Desde ya que los suelos y las rocas presentarán dificultades formidables para "matematizar" sus relaciones esfuerzo-deformación-tiempo-resistencia-condiciones de estado; pero ahora esta empresa parece posible. Y también desde ya que al cabo del camino realizado en el análisis - y en puntos intermedios del camino - se deberá contrastar indefectiblemente los resultados con la evidencia experimental y la experiencia que surge del "estado del arte". Pero la sola "empiría" o "experiencia" no basta. Ni es demasiado fecunda. Se necesitan siempre teorías o "interpretaciones comprensivas". No es esfuerzo inútil trabajar en su formulación. En realidad, "nada hay más práctico que una buena teoría".

Gracias por vuestra atención.

THE CASE STUDY PRESENTED BY Dr. VAN IMPE

A prediction based on an empirical approach



1.- Starting from the load test result presented in the draft, it is possible to prepare the drawing showed in Fig. 1. The coefficient K (axial load acting on pile head/settlement of pile head) for the single pile is: $K_i = 0,28$ MN/mm ; $Q_u = 5,15$ MN ; $K(\text{MN/mm}) = 0,28(1 - Q/5,15)$. In accordance with the test, $Q_R \cong 4,4$ MN (failure) ; $d_R = 4,4/5,15 \cong 0,85$. The expected value Q_R at failure is approximately $Q_R = Q_F + Q_P = [\pi \times 0,406 \text{m} \times 24 \text{m} \times 4 \text{Tn/m}^2 + \pi \times 0,356 \text{m} \times 24 \text{m} \times (\frac{4+10}{2}) \text{Tn/m}^2] + [\frac{\pi \times 0,356^2}{4} \text{m}^2 \times 0,75 \text{Tn/m}^3 \times 48 \text{m} \times 18 \times 2] = 310 + 130 = 440$ Tn. This value matching well with the test result. $\delta_o = \frac{1}{Ki(\frac{1}{Q} - \frac{1}{Qu})}$; $Q = 0,765$ MN ; $\delta_o = 3,2$ mm

2.- To evaluate the settlement of a rigid pile cap, we can use these empirical formulas:

$$(a) \quad \frac{\delta}{\delta_o} = \left[\frac{2B(m)}{B(m) + 0,3m} \right]^n \quad (b) \quad \frac{\delta}{\delta_o} = \frac{r}{1 + \alpha(r-1)}$$

B_o : diameter of a single pile; B : with of group; d : distance between piles ($d \cong 3B_o$)
 N : number of piles in one direction , $B = N \cdot d$; δ : settlement of group ;
 $B/B_o = r$

- ▣ pile group through soft soils resting into very dense sands or gravelly sands n = 2 ; $\alpha = 0,2$
- ▣ Idem for medium dense sands or gravelly sands n = 3 ; $\alpha = 0,1$
- ▣ Idem for a group of piles working prevalingly by friction n = 4 ; $\alpha = 0,05$

a) $B_B = 9 \times 1,2 \text{m} = 10,8 \text{m}$; $B_L = 16 \times 1,2 \text{m} = 19,2 \text{m}$; $B = (10,8 \times 19,2)^{\frac{1}{2}} = 14,4 \text{m}$;
 $2B/(B+0,3) = 1,96$; $\delta = (1,96)^4 \times 0,32 \text{cm} = 14,7 \times 0,32 \text{cm} = 4,7 \text{cm}$

b) $r = 14,4 \text{m} / 0,38 \text{m} = 38$; $\delta = (38 / (1 + 0,05 \times 37)) \times \delta_o = 13,3 \times 0,32 \text{cm} = 4,3 \text{cm}$

3) The increment of settlement to long term could be:

$$\Delta \delta = \frac{2}{3} \frac{QL}{AE} = 2 \times 80 \times 44 / 3 \times 0,11 \times 1,8 \times 10^6 \cong 1,2 \text{ cm}$$

REFERENCIAS

- (1) TERZAGHI, K - PECK, R.P. (T&P) 1948-67 Soil Mechanics in Engineering Practice Wiley
 - (2) MORETTO, O - BOLOGNESI, A.J.L: - LOPEZ, O.- NUÑEZ, E.
1963 Propiedades y comportamiento de un suelo limoso de baja plasticidad 2º CPMSIF Brasil
 - (3) NUÑEZ, E. - VARDE, O.A: - BOLOGNESI, A.J.L: - MORETTO, O.
1967 Algunas relaciones entre los métodos de cálculo de la carga permisible y el comportamiento de pilotes de hormigón 3er CPMSIF Caracas - Venezuela
 - (4) NUÑEZ, E. 1996 Artículos colectados en el Boletín de la Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos
Relación Carga-Hundimiento en pilotes Solicitados Axialmente
Túneles de Sección Circular en la Formación Pampeana
Módulo de Reacción del Terreno o Coeficiente de Bg
lasto Acciones laterales en Pilotes.
-