

INVESTIGACIÓN APLICADA EN LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Eduardo Nuñez

Ingeniero Civil. Profesor de la Universidad de Buenos Aires.

Resumen

En el campo de la Ingeniería Geotécnica cada problema debe resolverse a partir de una investigación previa para establecer las condiciones mecánicas e hidráulicas del subsuelo o de la formación rocosa. Esta investigación debe ejecutarse en el terrero y en el laboratorio para obtener los parámetros que se emplean en los estudios analíticos, aplicando las técnicas usuales o desarrollando nuevos procedimientos de cálculo. En esta presentación se incluyen algunos casos que cubren un espectro amplio de problemas geotécnicos donde fueron aplicados los métodos propios de la Mecánica de Suelos y Rocas.

Palabras clave: Investigación geotécnica; mejoramiento del terreno de fundación; pilotes; túneles; presas.

Abstract

In Geotechnical Engineering each problem must be solved with a previous investigation to establish the mechanical and hydraulics subsoil (or rock formation) conditions. This investigation should be performed on site and in the laboratory to obtain the parameters to be used in the analytical studies, applying current technics or developing new procedures of calculations. In this presentation are included some cases that cover a wide spectrum of geotechnical problems where the Soil and Rock Mechanics methods were applied.

Key words: Geotechnical investigation; improvement of soil foundation; piles; tunnels; dams.

Para la presentación de esta disertación, el autor consideró el auditorio a quien estaba dirigida, constituido por familiares y amigos no versados en el geotecnia, por colegas de la ingeniería civil y por especialistas y profesores en el campo específico de los temas

Conferencia pronunciada en su incorporación como Académico Titular, el 28 de mayo de 1999.

en consideración. La opción fue una presentación panorámica sobre aspectos de la investigación y de la aplicación de la geotecnia, ilustrada por numerosas diapositivas que mostraban con claridad distintas etapas de las obras a que se hacía referencia, en las cuales el autor tuvo intervención decisiva. En el texto se señala como "nota 1" cuando estas diapositivas eran presentadas, las cuales, por razones de espacio, no pueden incluirse aquí.

Introducción

La investigación científica que estudia los fenómenos del mundo de la naturaleza física requiere que sus teorías o interpretaciones del por qué, el cómo y el cuándo de los acontecimientos puedan ser verificados experimentalmente. El método para adquirir, acumular y desarrollar el conocimiento del mundo físico admite dos posibilidades aparentemente contradictorias: una es el de la observación primaria del hecho seguido por el intento de explicación o interpretación del mismo que permita, bajo iguales circunstancias, poder repetirlo; otra es formular algún tipo de hipótesis sobre la factibilidad que un hecho acaezca, producirlo realmente y establecer una interpretación de las causas concurrentes, el análisis de las mismas y la implementación de una operatoria que posibilite su repetición. De cualquier manera, y siguiendo distintos caminos, siempre se pretende establecer una teoría que permita la predicción de un evento físico. Por tanto, la investigación científica requerirá, en todos los casos, una validación experimental del hecho que se estudia.

Sin embargo, el alcance de esta definición resulta insatisfactoria si se considera el inmenso campo de la investigación matemática, que trabaja exclusivamente con elementos formales o entes de razón para los cuales en principio no se requiere ningún soporte material. La insuficiencia de la primera definición queda de manifiesto justamente en el campo básico que opera la ingeniería, en donde el lenguaje que permite su desarrollo es precisamente la matemática. El progresivo conocimiento del mundo físico, del mundo material, requiere de las matemáticas porque ellas pueden operar sobre el accidente propio de la materia, que es la cantidad, la cual puede ser medida, pesada, proporcionada y observada en su evolución temporal. La investigación científica entonces, no solamente cubre el campo en donde se estudian los primeros cómo y cuándo de los fenómenos, sino también su posibilidad de repetirlos o impedirlos; esto conduce de inmediato a la aplicación de este conocimiento en lo que se ha dado en llamar las ciencias aplicadas. El desarro-

llo de métodos, procedimientos y operatorias permite la obtención de tecnologías que suman diferentes técnicas para el logro de productos creados por el arte humano. Estas tecnologías emplearán instrumentos, herramientas o procesos que generalmente hoy se denomina "la industria", y cuyo campo de acción cubre todas las actividades que el hombre realiza en su espacio físico. En la frontera en donde se desarrollan en forma directa las transformaciones que produce el hombre en su ambiente natural opera la ingeniería. En particular, la ingeniería civil se ocupará del aprovechamiento y control del espacio y su transformación a través de las construcciones de estructuras, obras hidráulicas, facilidades para el transporte, etc.

Entre los materiales que emplea la ingeniería civil para sus obras están los suelos y las rocas; a su vez, sus construcciones las apoya sobre los suelos y las rocas, en estado natural o previamente modificados según técnicas especiales. Al cambiar las morfologías naturales debe establecer geometrías estables de tipo permanente que se manifiestan en cavernas, túneles, cortes en laderas, excavaciones generales, terraplenes o estructuras de retención de suelos y rocas, los cuales pueden requerir estabilidad a corto o largo plazo, condiciones que caracterizan las construcciones temporarias o permanentes. Este campo denominado Mecánica de Suelos y/o Cimentaciones, recibe hoy día el nombre genérico de Geotecnia, materia que se ocupa de estudiar las características mecánicas e hidráulicas de los suelos y rocas como materiales de fundación y/o construcción. Es corriente afirmar que en la ingeniería civil cada obra es un prototipo, por lo cual debe ser estudiada y resuelta para cada caso y de acuerdo con sus dificultades propias. En el campo de la Geotecnia esta característica es tan marcada que obliga en cada circunstancia efectuar una verdadera investigación sobre las propiedades de los macizos naturales, los materiales que los constituyen, su estructuración particular y, además, las técnicas a que deberá recurrirse para su adecuado manejo y poder obtener así el objetivo buscado. El proyecto en el campo de la geotecnia requiere ineludiblemente la investigación apropiada

para establecer eventualmente nuevas teorías o ampliar las ya disponibles con el fin de formular una predicción sobre el comportamiento de la cimentación, de la estructura de materiales sueltos o del "hueco" que resulte de excavaciones a cielo abierto o subterráneas. Por tanto, el ingeniero que se desempeña en el campo de la geotecnia necesitará de la investigación en el terreno, en el laboratorio y la especulación en el gabinete para poder "predecir" con éxito sobre el comportamiento mecánico o hidráulico de los suelos y/o rocas involucrados en su diseño. El ingeniero deberá tomar una decisión teniendo como base su predicción; citando a Indalecio Gómez, el redactor de nuestra vieja "ley Sáenz Peña", cuando hablaba del acto de la decisión política: "Esta es, siempre, una opción entre dificultades". El ingeniero, a diferencia del científico, siempre tiene plazos perentorios, y sus decisiones son "opciones entre dificultades", y requieren también -siempre- del coraje para ejecutar lo que el razonamiento y la experiencia le muestran como más acertado.

Geotecnia... no sólo en el Planeta Tierra

El campo de conocimiento que llamamos geotecnia, también cubre requerimientos de estabilidad que deben cumplimentar otras estructuras eventualmente construidas u operando fuera de la Tierra. Por ejemplo, en ocasión de tener que diseñar, dentro del Programa Apollo 11, las formas estructurales de las placas de apoyo para el alunizaje del módulo lunar, debió efectuarse una cuidadosa revisión de todas las investigaciones disponibles sobre el comportamiento de materiales granulares incoherentes. Adicionalmente se efectuó un amplio programa de investigación de laboratorio y gabinete para simular las condiciones hipotéticamente esperables en la superficie lunar. Las diapositivas que se muestran corresponden al informe de los ingenieros científicos norteamericanos (*nota 1*), en donde se aprecian las huellas del calzado del astronauta que son la impronta de un verdadero "ensayo de carga superficial"; del astronauta en plena tarea de obtener muestras del material que constituye la superficie de la Luna; del

aparataje empleado en estos trabajos de "perforador" (una repetición -en su escala- de lo que se efectúa diariamente en todo el mundo durante las etapas similares de un "estudio de suelos"); la placa de base correspondiente a una de las patas del módulo en donde se aprecia el hundimiento producido; y de una "muestra" del suelo lunar en el interior del tubo sacatestigos. El material granular recuperado está constituido por partículas tamaño predominantemente arenas finas limosas que poseen una pequeña cohesión. La composición individual de las mismas es diferente a las comunmente encontradas en nuestro planeta, pero sus características mecánicas son similares a las de los suelos con granulometría parecida. El hundimiento de las placas base fue del orden de 1" a 3", correspondiente a una presión estática de 0,5 Tn/m² a 1,5 Tn/m². Al tiempo que el astronauta camina sobre la superficie describe los efectos sensibles que produce su peso, en lo que podríamos denominar un informe geotécnico oral en "tiempo real"... Esta experiencia tan impresionante muestra que los conocimientos adquiridos por los geotécnicos resultarán siempre de gran utilidad para las futuras investigaciones que puedan realizarse aun fuera de nuestro propio planeta, y se presentan aquí al sólo efecto de mostrar la amplitud del campo del conocimiento de esta especialidad de la ingeniería civil.

Las investigaciones geotécnicas corrientes

Aun las investigaciones geotécnicas más simples pretenden obtener como resultado básico la posibilidad de establecer lo que denominamos un "perfil stratigráfico" (suelos) o "litológico" (rocas) del sitio de nuestro particular interés. Por ejemplo, si proyectamos construir un edificio relativamente importante -carga y altura- en nuestra ciudad, ejecutamos un "estudio de suelos" efectuando perforaciones que nos permiten la extracción de muestras "representativas" o "inalteradas", aptas para efectuar algunos ensayos en el laboratorio y caracterizar los suelos, conocer sus "propiedades físicas" y estimar -dentro de cierto rango- sus características de resistencia y

deformabilidad. Una planilla estratigráfica típica se muestra en la Figura 1. Esta corresponde a un estudio convencional en donde aparecen los suelos denominados "de la formación pampeana", que en este caso alcanzan una profundidad del orden de los 28 m, y están seguidos por las arenas finas y medianas densas de la llamada formación "puelches". La parte superior, hasta los 28 m, está constituida por suelos finos -arcillas y limos heterogéneamente cementados con carbonatos, preconsolidados, y, en general, muy compactos a muy duros, y que permiten cimentar edificios pesados o de gran altura mediante fundaciones "directas" que en general son bases aisladas o plateas. Esta formación es del cuaternario y puede ser subdividida por su origen y edad geológica. En cambio, las arenas finas densas son del terciario y se prolongan a gran profundidad con alguna intercalación de estratos de arcillas duras.

Una investigación geotécnica como la mostrada, aun en su expresión gráfica tan simple, permite al ingeniero estimar el comportamiento de las estructuras que eventualmente debe construir, analizar la estabilidad de excavaciones temporarias permanentes, iniciar el diseño preliminar de obras subterráneas o prevenir los efectos del abatimiento del nivel freático o del bombeo profundo que pudiera resultar necesario para el alivio de presiones hidrostáticas. Pero es conveniente enfatizar que en este campo siempre resulta necesaria una investigación "in situ", tanto más compleja como dificultoso resulte el problema a resolver.

Una predicción del comportamiento del subsuelo

Pero los suelos pueden poseer características mecánicas muy diferentes a los indicados anteriormente. Por ejemplo, en las riberas del Paraná o del Río de la Plata y en las cercanías del Riachuelo o del Reconquista, existen mantos de suelos finos de baja resistencia y alta compresibilidad que no soportan en forma directa la acción de estructuras pesadas. Aun estructuras muy flexibles como son los tanques metálicos que contienen combustibles requieren, si se los cimienta en for-

ma directa, algunas operaciones previas sobre el terreno natural capaces de modificarlo y transformarlo en apto para recibir la estructura de carga sin que la misma sufra deterioros que la coloquen fuera de servicio. Estos suelos finos blandos compresibles, sumergidos bajo la capa freática, sometidos a la acción de cargas permanentes sufren el fenómeno denominado de "cosolidación". Inmediatamente después de colocada la carga se produce un aumento de la presión del agua que llena los espacios vacíos continuos del suelo: esta sobrepresión es capaz de producir una velocidad del agua la cual drena a localizaciones de presión menor al tiempo que se reduce el volumen del suelo, el cual manifiesta un asentamiento en la superficie. Este proceso de densificación aumenta la resistencia del suelo consolidado y reduce su compresibilidad bajo la acción de nuevas cargas adicionales. Este fenómeno está bien estudiado en geotecnia, y si se conoce bien la geometría de drenaje, la permeabilidad y la disposición estratigráfica, pueden efectuarse predicciones exitosas sobre el comportamiento del suelo bajo carga, tanto más ajustadas cuanto mayor sea el grado de conocimiento en detalle de las características hidráulicas y mecánicas.

En la Figura 2 se muestra el resultado de una predicción de este tipo. Para la cimentación de un gran tanque de combustible en zona de suelos muy compresibles, se decidió que antes de construir el tanque se colocara una carga previa de suelos, constituyendo un "terraplén de precarga" con una altura cercana a los 9 m. En la figura se muestra la marcha de la carga y de los asentamientos con referencia al tiempo. La línea gruesa superior muestra la "predicción" del asentamiento, que se ajusta muy bien a los valores medidos. Posteriormente al efecto producido por la acción del terraplén, el mismo fue removido, se preparó la superficie y se apoyó el tanque que, al actuar sobre un suelo preconsolidado (predeformado), experimentó -una vez cargado- un asentamiento aceptable compatible con un buen servicio estructural durante su explotación posterior.

En algunos casos no resulta conveniente o posible apelar a la solución anterior, y el tanque debe ser soportado por una subes-

PROFUNDIDAD m	COLOR	ENSAYO DE PENETRACION			CLASIFICACION	PROPIEDADES FISICAS				PESO UNITARIO Tn/m ³	ENSAYOS TRIAXIALES	
		NUMERO DE GOLPES				H.N. ←	L.L. →	L.P. →	c		β	
		10	20	30		%p. #200	%p. #100	%p. #10				Tn/m ²
2	Castaño oscuro				CH					1,93	6	11
					CL					1,85	8	3
4	Castaño				ML					1,84	7,5	12
					ML					1,81	12,5	8
6					ML							
					ML							
8	Castaño Claro				MH							
					CL							
10					MH							
					CL							
12					CL					1,92	6,5	5
					ML					1,88	8	11
14					TOSCA							
					ML							
16	Castaño				ML							
					CL					1,96	11,5	5
18					CL					1,92	11	8
					CL							
20	Gris claro				CL					1,94	9	10
	Gris y ocre				MH							
22					ML					1,8	7,5	10
					ML							
24	Castaño				ML							
					CL							
26					CL					1,88	10	5
					CL							
28					CL							
					SP							
30					SP							
32	Amarillento				SP-SM							
					SP-SM							
34					SP-SM							
					SP-SM							
36					SP-SM							
					SP-SM							
38					SP-SM							

Fig. 1. Planilla estratigráfica típica.

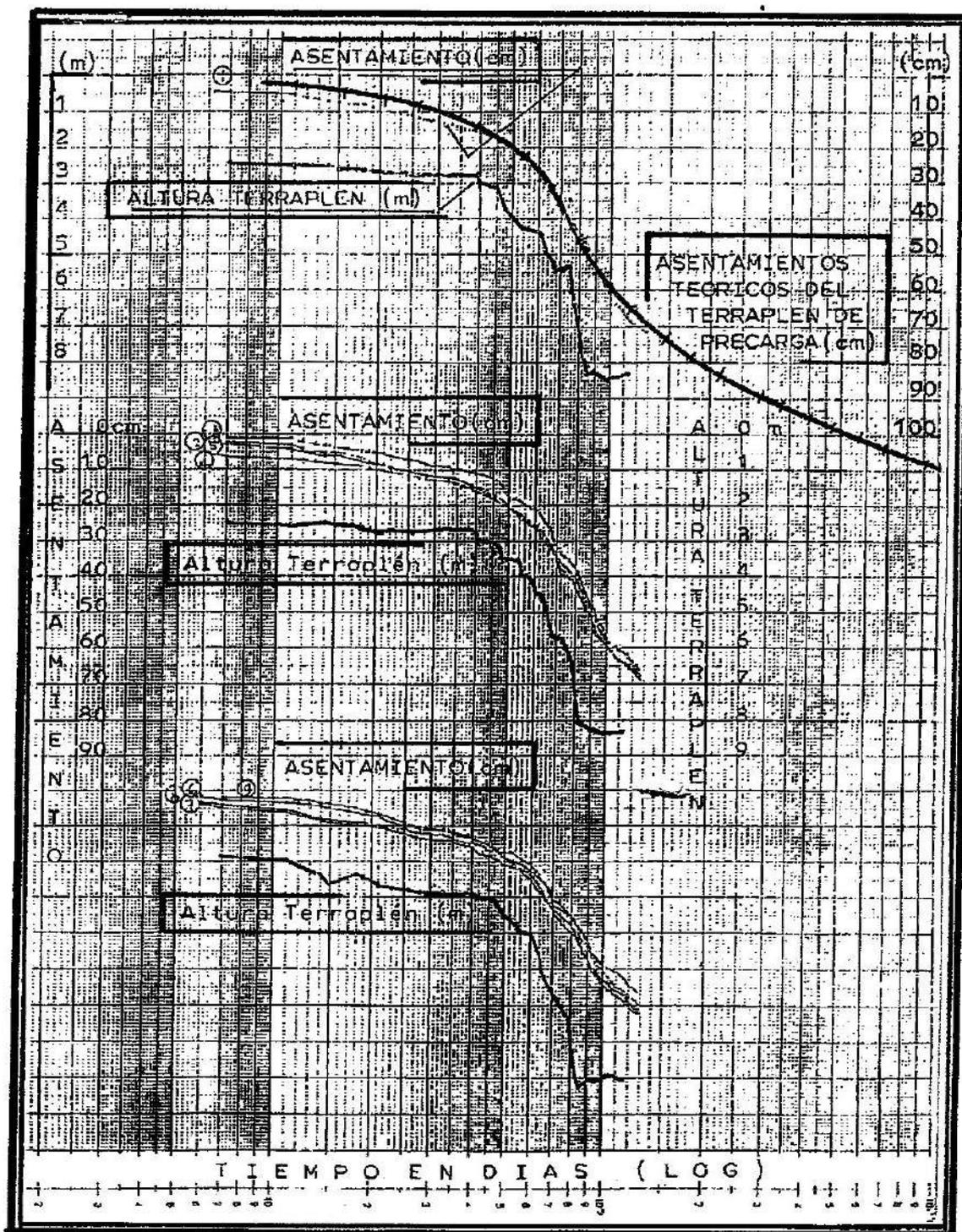


Fig. 2. Asentamiento de un terraplén de precarga.

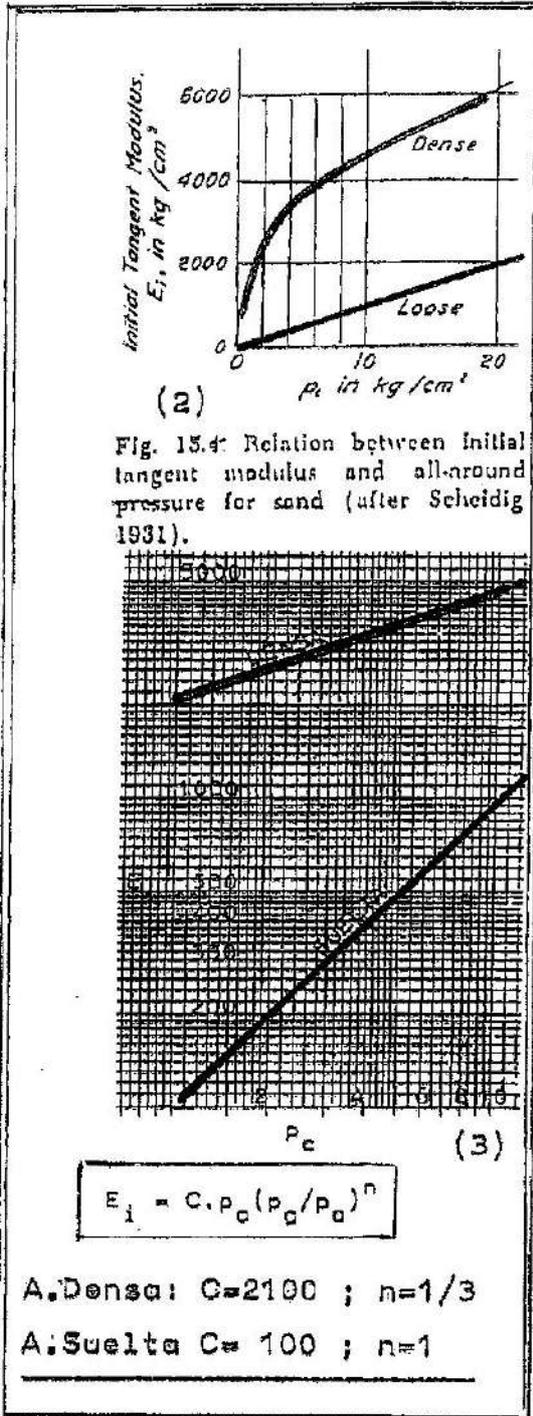


Fig. 3. Variación del módulo inicial con la presión de confinamiento en arenas.

estructura suficientemente resistente como para que sus propias deformaciones -cuando el tanque esté cargado- sean compatibles con las deformaciones admisibles del mismo. Por ejemplo, en la diapositiva que se muestra (nota 1), se aprecia una solución constituida por un grupo de pilotes que sustentan una platea delgada con capiteles, sobre la cual apoyará el tanque. Este tanque era del tipo de "techo flotante" que no admite mayores deformaciones. Su diámetro era del orden de los 50 m y su altura de unos 22 m, por lo que la carga sobre el grupo de pilotes era mayor a los 40.000 tn con el tanque lleno de agua durante la prueba hidráulica. El comportamiento fue totalmente satisfactorio, no solamente debido a una construcción cuidadosa de la fundación, sino al conocimiento ajustado sobre las características del subsuelo obtenido luego de una adecuada investigación geotécnica en donde fue necesario desarrollar algunos estudios que iban más allá de los denominados "convencionales" o básicos.

La caracterización de los suelos

El comportamiento mecánico de los materiales queda descrito matemáticamente mediante relaciones que vinculan sus características tensión-deformación y sus variaciones con el tiempo y temperatura. Estos estudios se efectúan en el terrero y en el laboratorio mediante ensayos estáticos y dinámicos que permiten modificar diferentes niveles de esfuerzos o deformaciones asociadas; en muy pocos problemas es importante la temperatura. En el laboratorio de Mecánica de Suelos se emplea comunmente la cámara triaxial para estudiar las relaciones tensión-deformación; este dispositivo permite estudiar estados triples de esfuerzos con simetría axial. Para distintas presiones de confinamiento y drenaje pueden medirse las deformaciones específicas y obtener las correspondientes curvas $\sigma - \epsilon$. El módulo de deformación expresado por $E_t = d\sigma/d\epsilon$ presenta diferentes valores, desde el inicial E_i hasta el final, que en el caso de plastificación mantenida, es igual a 0.

En la Figura 3 se muestra la variación de E_i con el valor de la presión σ_3 de confinamiento, para arenas de condición drenada,

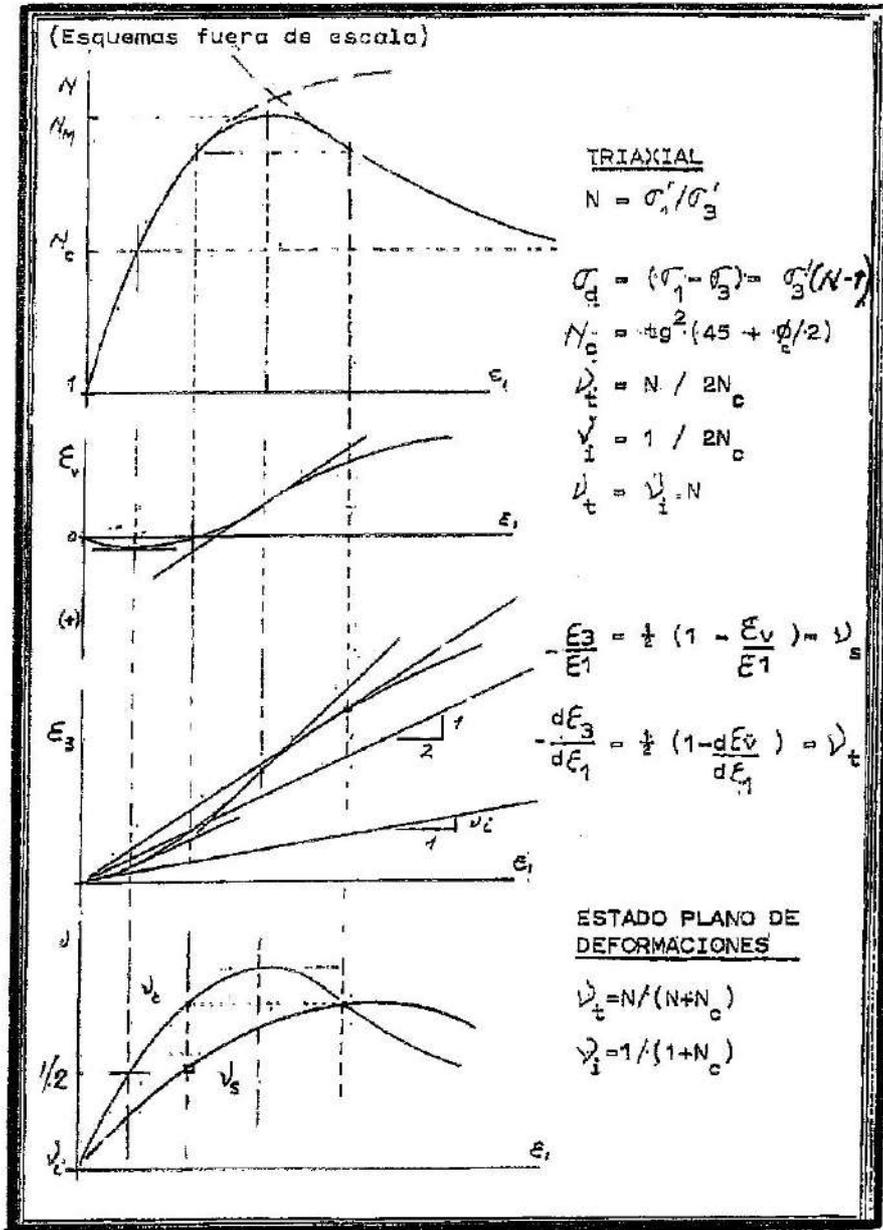


Fig. 4. Relaciones entre esfuerzos y deformaciones para una arena medianamente densa en condiciones drenadas.

o sea que a lo largo de todo el ensayo el valor de las presiones externas son transferidas íntegramente a las partículas. Estos resultados fueron obtenidos hace casi 70 años por Sheidig, y si los valores se presentan en un gráfico $\log E_1 - \log \sigma_3$, aparecen claramente relaciones lineales expresables mediante expresiones de tipo parabólico en donde los va-

lores de C y n son función de la densidad relativa de la arena ensayada. Cuando se aplican esfuerzos desviantes $(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_d$ la relación $N = \sigma_1/\sigma_3$, que marca la oblicuidad entre las presiones principales máxima y mínima, varía a medida que aumentan las deformaciones específicas ϵ_1 .

En la Figura 4 se muestra la marcha

de un ensayo drenado efectuado en una arena relativamente densa en relación con la presión de confinamiento σ_3 . Si contemporáneamente medimos el cambio específico de volumen $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$ se observa que la máxima contracción (disminución del volumen) se alcanza para un valor que denominamos N_c . Luego, aumentando σ_3 , o sea aumentando N , siguen aumentando las deformaciones axiales ε_1 . El mayor valor de N se obtiene cuando $(d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_{m\acute{a}x}$ y el suelo se encuentra en pleno proceso de dilatación (aumento de volumen). Este fenómeno de variación del volumen cuando varían las tensiones tangenciales (que dependen de la diferencia entre las tensiones principales y del plano de acción que se considere) recibe el nombre de dilatación y fue señalado originalmente por Reynolds hace ya más de 100 años. En la misma figura también se ha representado la variación de $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$, de $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ y $d\varepsilon_3/d\varepsilon_1$ con el incremento de ε_1 . Se aprecia que para grandes deformaciones, el valor $N = N_c$ es independiente del nivel de esfuerzos y corresponde a un volumen constante; el valor de la relación de vacíos correspondiente depende del nivel de esfuerzos y fue denominado por A. Casagrande como la "relación de vacíos crítica" que corresponde a una disposición relativa entre partículas llamada "estructura de flujo". También en la figura se puede observar que las relaciones v_1 y v_3 pueden presentar valores mayores a 1/2; cuando se desarrolla la estructura de flujo, la deformación corresponde a un material plástico ideal en donde $d\varepsilon_v / d\varepsilon_1 = 0$. Se ve entonces que el comportamiento mecánico de un material construido por partículas es diferente al de los metales, y que las teorías de rotura y las ecuaciones constitutivas que ligan los esfuerzos con las deformaciones presentan dificultades considerables para su correcta formulación, por lo que las "predicciones" pertinentes respecto del comportamiento mecánico de los suelos o rocas resultan bastante cuestionables.

Por otro lado, si examinamos el comportamiento de los suelos finos constituidos con partículas del tamaño y forma de las arcillas y coloides, no encontramos diferencias demasiado grandes en las respuestas σ - ε , aun cuando la naturaleza de los contactos inter-

particulares sea muy diferente e intervengan otras fuerzas como las coulombianas o las de van der Waals.

En la Figura 5 se presenta en forma muy esquemática los resultados de ensayos triaxiales drenados -trayectoria OC- y no drenados -trayectoria OC'- de una arcilla amasada normalmente consolidada (mostrados primeramente por Rendulic), y las correspondientes variaciones σ - ε , E_s y E_t en función de ε_1 . Estos resultados son similares a los que se obtienen para materiales granulares sueltos. En cambio, los correspondientes de la Figura 4 son similares a los que se obtienen para materiales arcillosos preconsolidados.

Por ejemplo, en la Figura 6 se ejemplifican los resultados presentados hace casi 40 años, correspondientes a suelos finos limo-arcillosos de baja plasticidad compactados, que se emplearon en la construcción de la presa de Río Hondo. Esta forma de presentación de los resultados permite evaluar no solamente la resistencia, sino definir parámetros para la estimación de las deformaciones de estos materiales que se apartan tan considerablemente de un comportamiento lineal.

Casos de la práctica geotécnica

A esta altura de la presentación podemos examinar un caso práctico que fue resuelto empleando los métodos de diseño que se utilizan en geotecnia. Se trata de la cimentación de un gran depósito de gas licuado, el cual será mantenido a una temperatura de -174°C . El depósito es un gran cilindro metálico de unos 45 m de diámetro y otros tantos de altura. Como siempre, el primer paso es investigar en el sitio las condiciones geotécnicas de los suelos, niveles del agua libre subterránea, etc. En un primer grado de investigación se ejecutan los ensayos convencionales para definir las características estratigráficas y obtener los valores aproximados de resistencia; esto permite confeccionar una planilla estratigráfica como se muestra en la Figura 7. De allí surge que es posible resolver la fundación mediante una cimentación directa previa excavación y recolocación de los suelos relativamente débiles de la parte superior del perfil. Para estimar las deformaciones de una

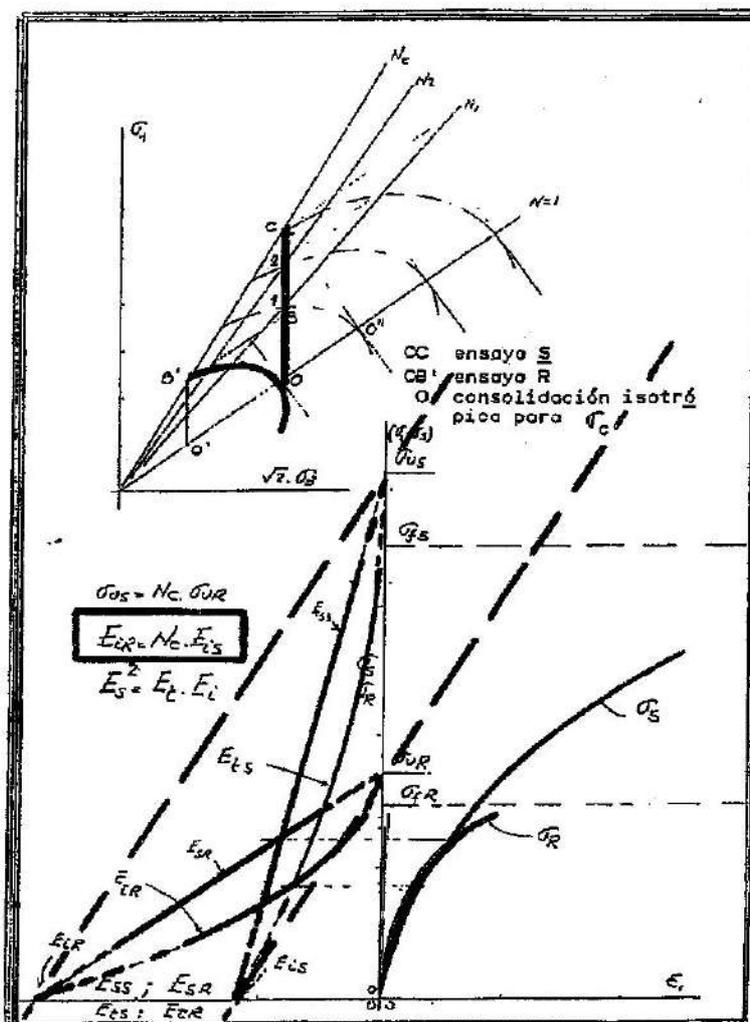


Fig. 5. Relaciones entre esfuerzos, deformaciones y módulos para una arcilla amasada en condiciones drenadas y no-drenadas.

solución de este tipo se estudia con más detalle las características tensión-deformación de los suelos que pertenecen a la formación del pampeano, cuyos resultados típicos se presentan en la Figura 8 y permiten desarrollar un conjunto de expresiones algebraicas tales como las que se pueden ver en la Figura 9. Sin embargo, los análisis que en forma paralela se efectúan y que consideran aspectos económicos y programáticos, muestran que los problemas que provoca una temperatura tan baja del producto conduce a la necesidad de aplicar tecnologías de aislación y mantenimiento considerable. Aparece entonces como

atractiva una solución que emplee pilotes y que permita colocar la base única de apoyo, sobreelevada respecto de la superficie del terreno, a través de cuyo espacio pueda circular el aire ambiente y evitar la transmisión al suelo de las bajísimas temperaturas con que se almacena el gas licuado. Pero surge una primera dificultad y es que si se quiere emplear pilotes con alta carga específica -hincados con martillos de alta eficiencia- es necesario ejecutar previamente una perforación para alojar en parte el pilote, el cual deberá penetrar en suelo natural alguna proporción de su longitud total. El huelgo que pueda que-

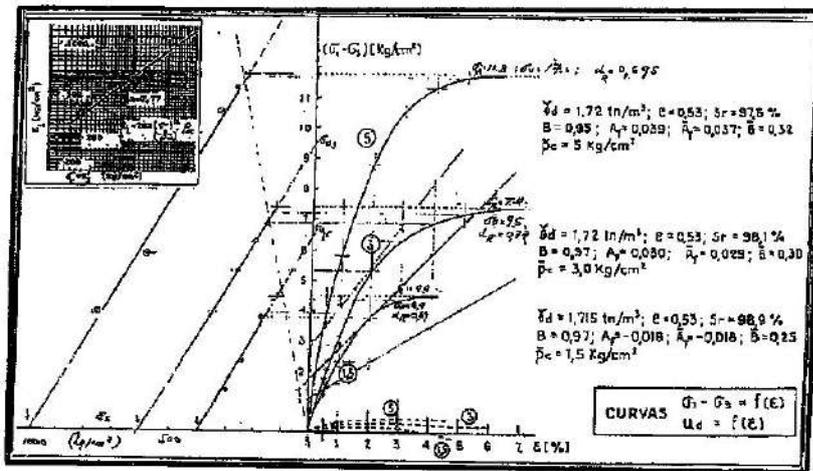


Fig. 6. Esfuerzos-deformaciones-módulos para un limo arcilloso compactado.

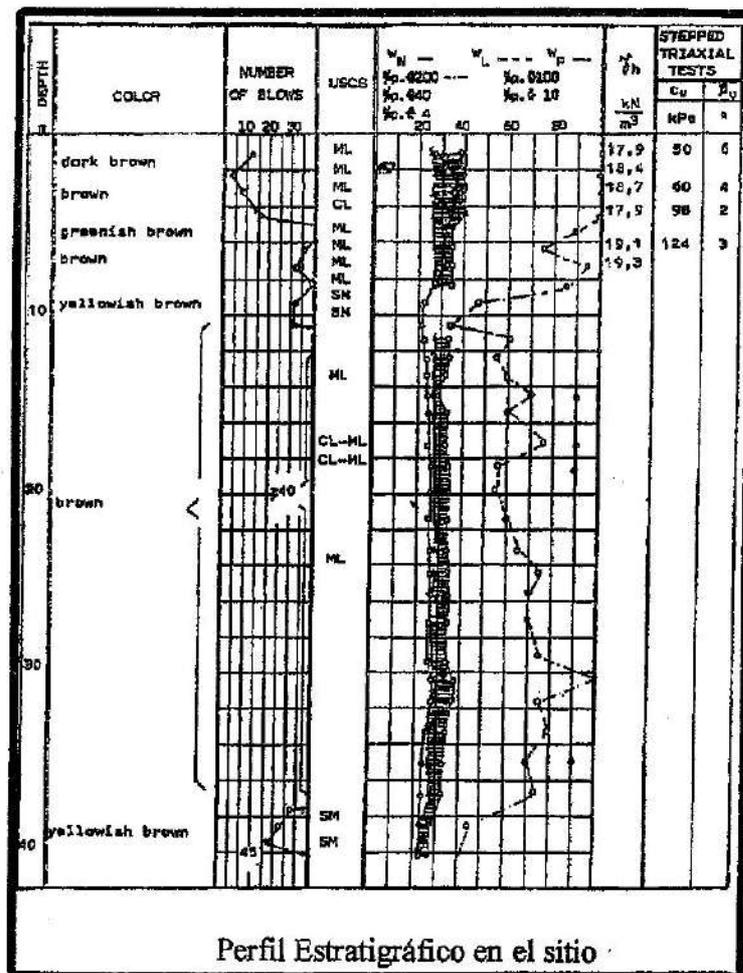


Fig. 7. Perfil estratigráfico en el sitio.

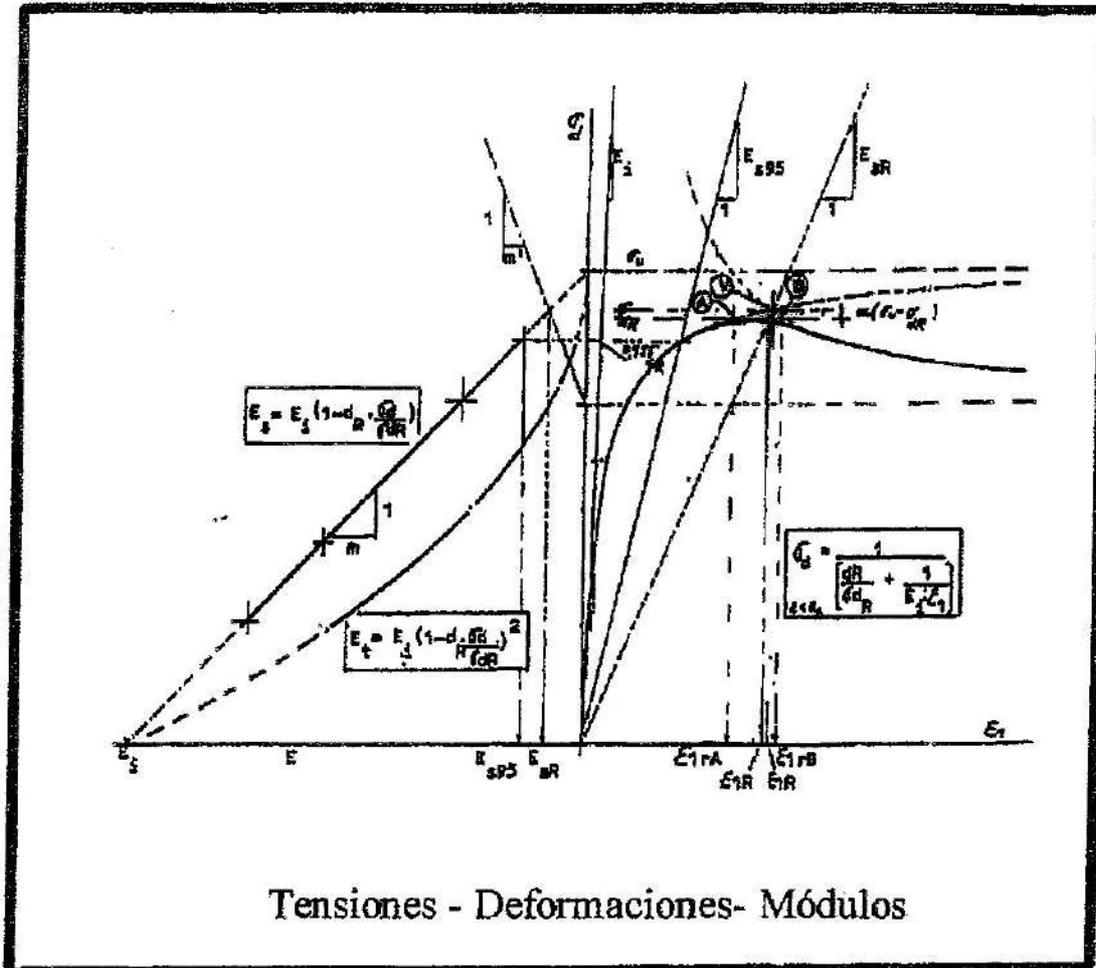


Fig. 8. Tensiones - deformaciones - módulos.

dar entre las paredes de la excavación y la superficie del pilote deberá ser rellenado con un hormigón, el cual será vibrado y desplazado lateralmente mientras dure la hinca. Bajo estas circunstancias, se consideró una fricción unitaria promedio del orden de unas 8 Tn/m² y una resistencia unitaria de punta correspondiente a los suelos toscos del lugar del orden de 70 a 75 kg/cm². Por tanto, la estimación de la capacidad de carga a rotura que podía desarrollar el pilote por la punta resultó $Q_{RP} \cong 122$ Tn y la correspondiente de fricción por el fuste $Q_{RF} \cong 184$ Tn. Para los suelos cementados en correspondencia con la punta se consideró un valor N(SPT) del orden de 50 a 60, por lo que puede estimarse $E_i = 1,3 \cdot \alpha_{qu}$

$\cdot 1,3 \cdot N_{prom} = 1,3 \times 300 \times 1,3 \times 1/2(50+60) = 2750$ kg/cm². $K_{iP} = k_{iP} \cdot XB^2 = XBE_i = 2 \times 0,4m \times 27500 Tn/m^2 = 22000 Tn/m^2 = 220$ Tn/cm. Por otra parte, considerando una longitud útil de 11,5 m y que el hundimiento de la cabeza δ_{RF} es del orden de un milésimo de la longitud de la pieza, puede escribirse $\delta_{RF}/L_u = 0,001$; $\delta_{RF} = 1150 \times 0,001 = 1,15$ cm; $K_{iF} = Q_F / (1 + d_r \cdot Q_F / Q_{RF})$. $\delta_{RF} = Q_{RF} / 0,15 \times \delta P \Phi = 1070$ Tn/cm.

En la Figura 10 se presenta el resultado de esta estimación, la cual se muestra muy ajustada con los resultados de un ensayo real de carga efectuado sobre un pilote de prueba y que se presentan en la Figura 11. La comparación se muestra en la Figura 12.

$$\frac{\sigma_d}{\varepsilon_1} = E_s \quad [3.1]; \quad \left(\frac{\sigma_d}{\varepsilon_1} = E_s \right)_{\varepsilon_1 \rightarrow 0} = E_i \quad [3.2]; \quad E_s = E_i - m \cdot \sigma_d \quad [3.3];$$

$$m = \frac{E_i}{\sigma_{dR}} \quad [3.4]; \quad \frac{\sigma_{dR}}{\sigma_{dR}} = d_R \quad [3.5]; \quad m = \frac{E_i \cdot d_R}{\sigma_{dR}} \quad [3.6];$$

$$E_s = E_i - \frac{E_i \cdot d_R}{\sigma_{dR}} \cdot \sigma_d = E_i \cdot \left(1 - d_R \cdot \frac{\sigma_d}{\sigma_{dR}} \right) \quad [3.7]; \quad E_s = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_1} = E_i - m \cdot \sigma_d \quad [3.8] \quad \therefore$$

$$\frac{\sigma_d}{\varepsilon_1} + m \cdot \sigma_d = E_i = \sigma_d \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_1} + m \right) \quad [3.9]; \quad \sigma_d = \frac{E_i}{\frac{1}{\varepsilon_1} + m} = \frac{1}{\frac{d_R}{\sigma_{dR}} + \frac{1}{E_i \cdot \varepsilon_1}} \quad [3.10];$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} = \sigma_{dR} = (N_\phi - 1) \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi} \quad [3.11]; \quad N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad [3.12];$$

$$\sigma_d = \frac{E_i \cdot \varepsilon_1}{1 + m \cdot \varepsilon_1} \quad [3.13]; \quad E_i = \frac{\partial \sigma_d}{\partial \varepsilon_1} = \frac{E_i}{(1 + m \cdot \varepsilon_1)^2} = E_i \cdot \left(1 - d_R \cdot \frac{\sigma_d}{\sigma_{dR}} \right)^2 = \frac{E_i}{\left(1 + \frac{d_R \cdot E_i}{\sigma_{dR} \cdot \varepsilon_1} \right)^2} \quad [3.14]$$

$$E_s = E_i \cdot \left(1 - d_R \cdot \frac{\sigma_d}{\sigma_{dR}} \right) \quad [3.15]; \quad \sigma_d = \frac{1}{\frac{d_R}{\sigma_{dR}} + \frac{1}{E_i \cdot \varepsilon_1}} \quad [3.16]; \quad E_i = E_i \cdot \left(1 - d_R \cdot \frac{\sigma_d}{\sigma_{dR}} \right)^2 \quad [3.17]$$

Para $\varepsilon_1 > \varepsilon_{1R}$ $\frac{\sigma_d}{\varepsilon_1} = E_s = m' \cdot (\sigma_d - \sigma_{d\min}) \quad \alpha \cong 0,2 \quad [3.18]$

$$m' = \frac{E_i}{\sigma_{dR}} \left\{ \frac{0,8 \cdot (1 - d_R)}{0,2 \cdot \left(\frac{4 \cdot d_R + 1}{d_R} \right) - \frac{\sigma_{d\min}}{\sigma_{dR}}} \right\} \quad [3.19]; \quad \sigma_d = m' \cdot \sigma_{d\min} \cdot \left(\frac{\varepsilon_1}{m' \cdot \varepsilon_1 - 1} \right) \quad [3.20];$$

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{m' \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{d\min}}{\sigma_d} \right)} \quad [3.21] \quad \varepsilon_{1R} = \frac{1}{\left(\frac{\varepsilon_1}{\sigma_{dR}} \right)} \cdot \frac{4 \cdot d_R + 1}{4 \cdot (1 + d_R) \cdot d_R} \quad [3.22]$$

$$\frac{m}{m'} = \frac{d_R}{0,8 \cdot (1 - d_R)} \cdot \left(0,2 \cdot \frac{4 \cdot d_R + 1}{d_R} - \frac{\sigma_{d\min}}{\sigma_{dR}} \right) \quad [3.23]$$

Relaciones Tensión - Deformación

Fig. 9. Relaciones algebraicas entre tensiones y deformaciones.

En la Figura 13 se presenta en forma simplificada la estimación de la distribución de las resistencias por el fuste y por la punta para valores crecientes de la carga aplicada sobre la cabeza del pilote.

La Figura 14 muestra la etapa constructiva final del tanque. Como conclusión de

esta experiencia, puede afirmarse que a partir de una investigación geotécnica adecuada, y correlacionando valores característicos obtenidos para formaciones similares, es posible efectuar predicciones confiables para el proyecto ingenieril.

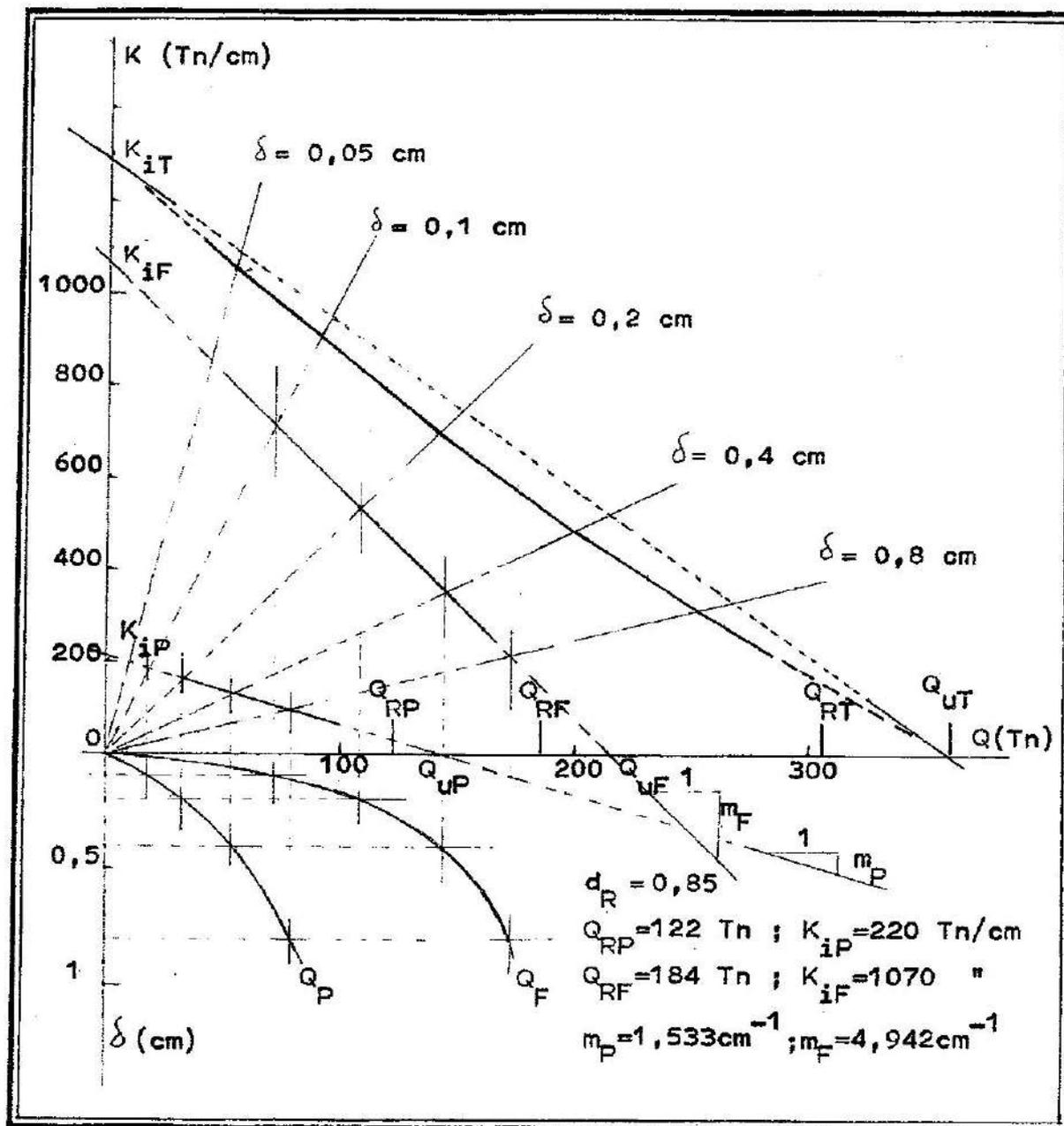


Fig. 10. Estimación de las resistencias de punta y de fuste para un piloto cargado axialmente.

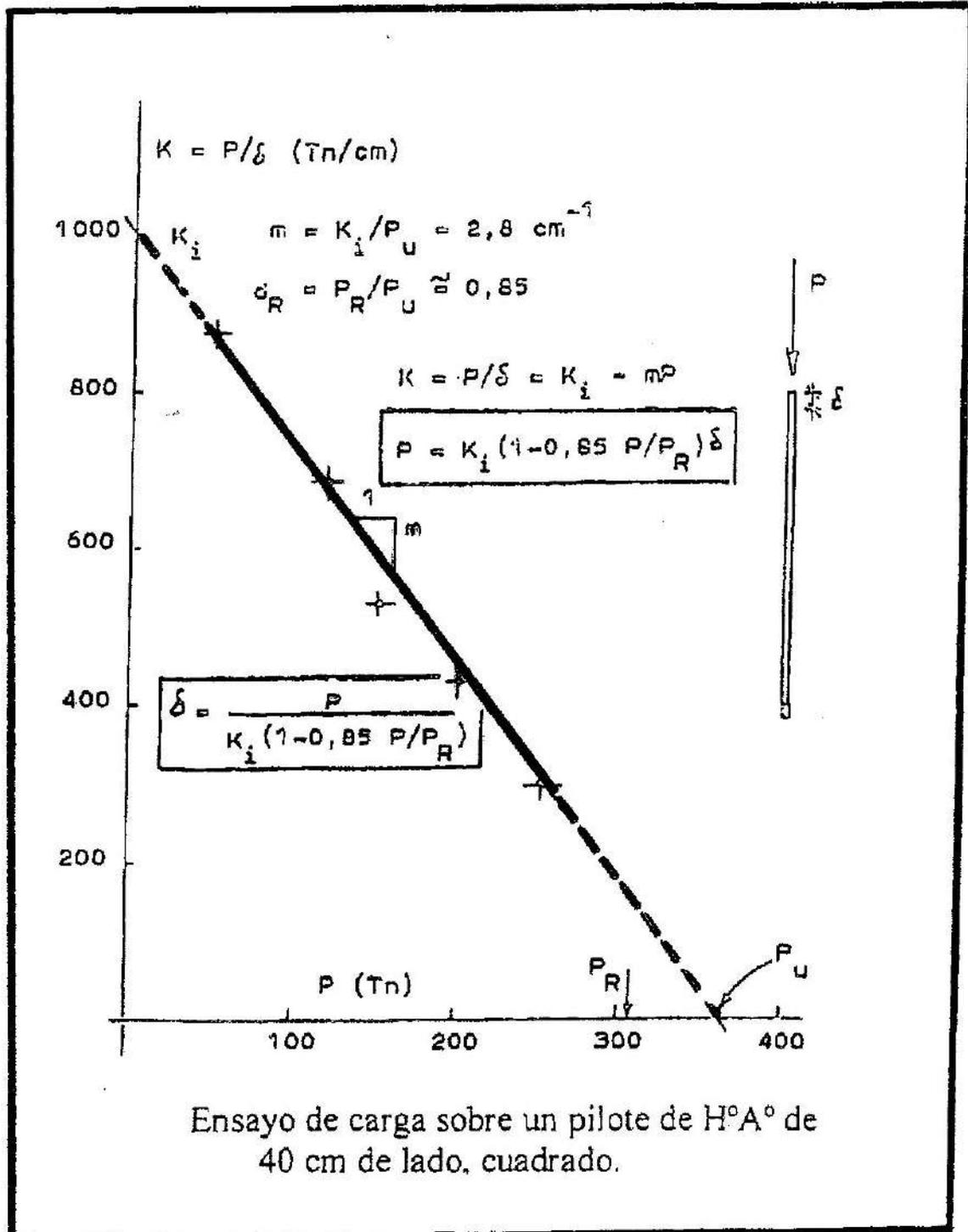


Fig. 11. Ensayo de carga sobre un pilote de H^oA^o de 40 cm de lado de sección cuadrada.

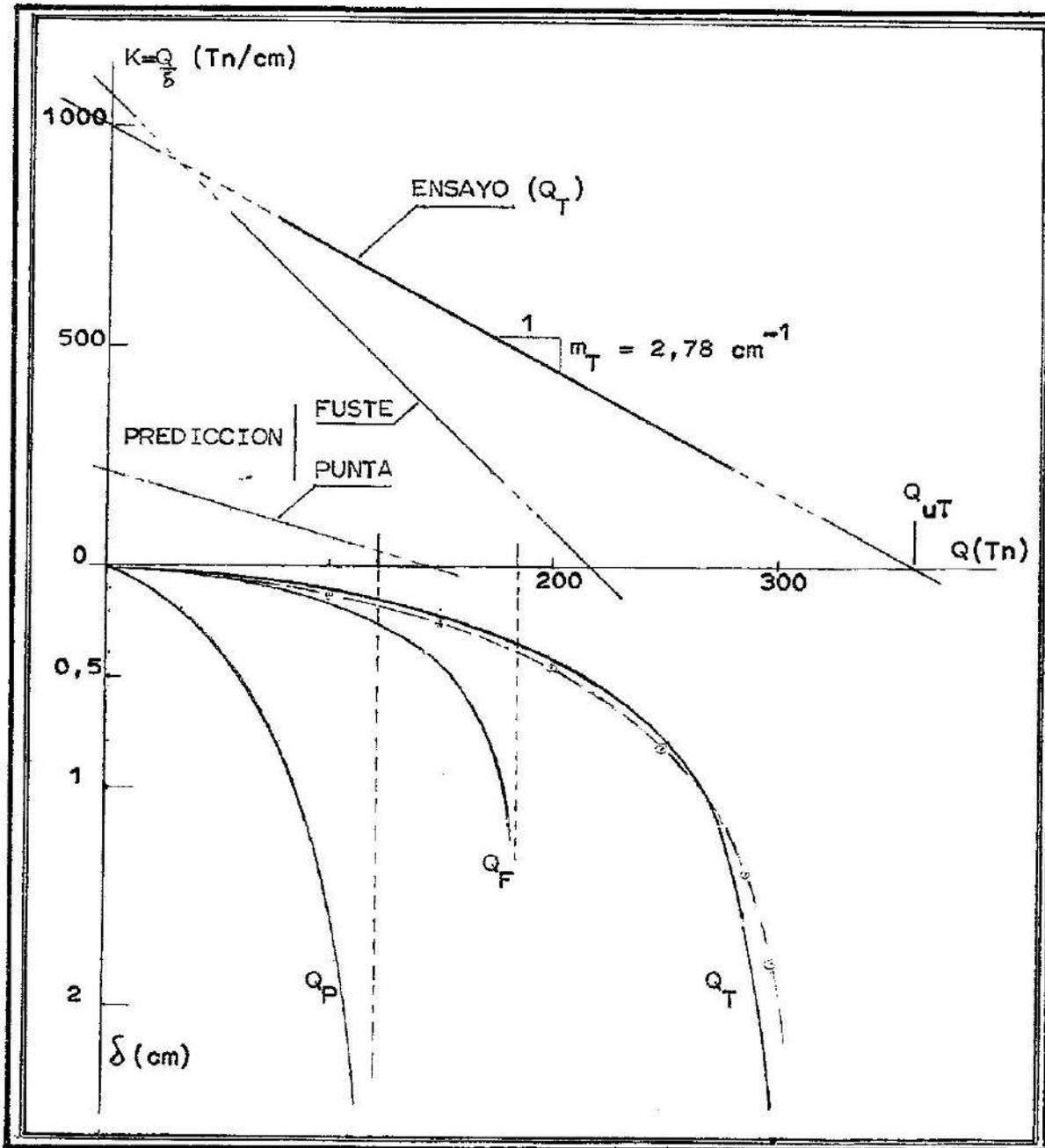


Fig. 12. Predicción del comportamiento de un pilote aislado.

Otro caso, pero referido a una cimentación ya existente

Otro caso práctico de interés es el de una cimentación existente que requería ser reforzada. La catedral de La Plata es un mo-

numento de estilo neogótico de grandes proporciones, como verse en estas diapositivas (nota 1). Es propiedad de la provincia de Buenos Aires y actualmente se encuentra en una etapa de ampliación. Dentro de este programa está el completamiento de las torres, cuya

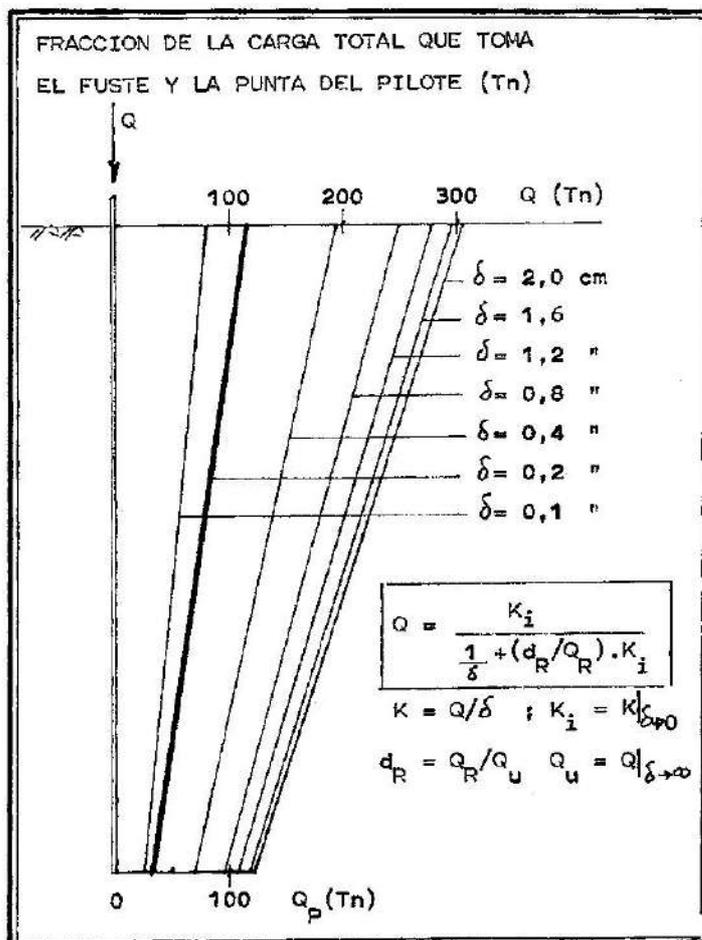


Fig. 13. Esquema simplificado de la distribución de cargas sustentadas por la punta y el fuste.

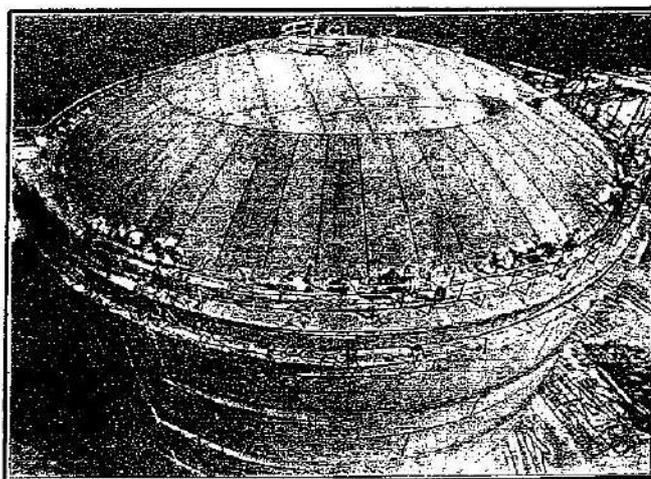


Fig. 14. Vista del tanque criogénico.

altura final será del orden de los 110/120 m. La cimentación existente de cada torre es una base de unos 160/180 m² de superficie implantadas a unos 4 o 5 m bajo la superficie del suelo circundante. El peso actual de cada torre es de unas 6500/7000 Tn y hay que agregar unas 2000 Tn. La base descansa en los suelos que constituyen la parte superior del pampeano y cuyas características mecánicas pueden verse en la Figura 15.

Es interesante observar la diferencia de valores que presentan los módulos de deformación obtenidos a partir de ensayos

triaxiales sobre muestras más o menos perturbadas y los calculados mediante retroanálisis a partir del comportamiento de estructuras construidas en formaciones similares.

Aproximadamente 3 o 4 m bajo el plano de cimentación, el pampeano se presenta con características mucho más resistentes que permite absorber las nuevas cargas mediante elementos estructurales de transferencia, como podrían ser submuraciones tradicionales o grupo de pilotes. La solución que se adoptó fue ejecutar un grupo de micropilotes como se muestra en la Figura 16. Los micropilotes

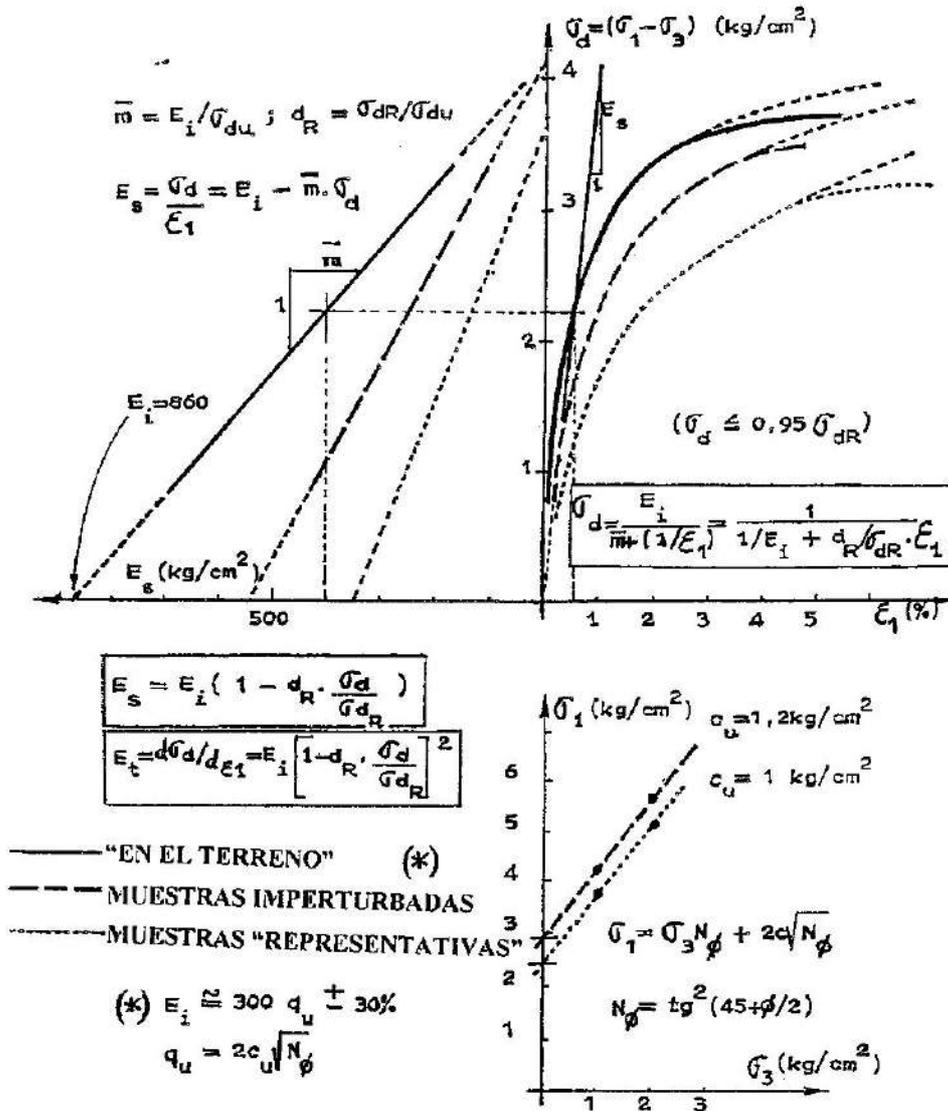


Fig. 15. Relaciones tensión-deformación-resistencia-módulos para suelos compactos a muy compactos del pampeano.

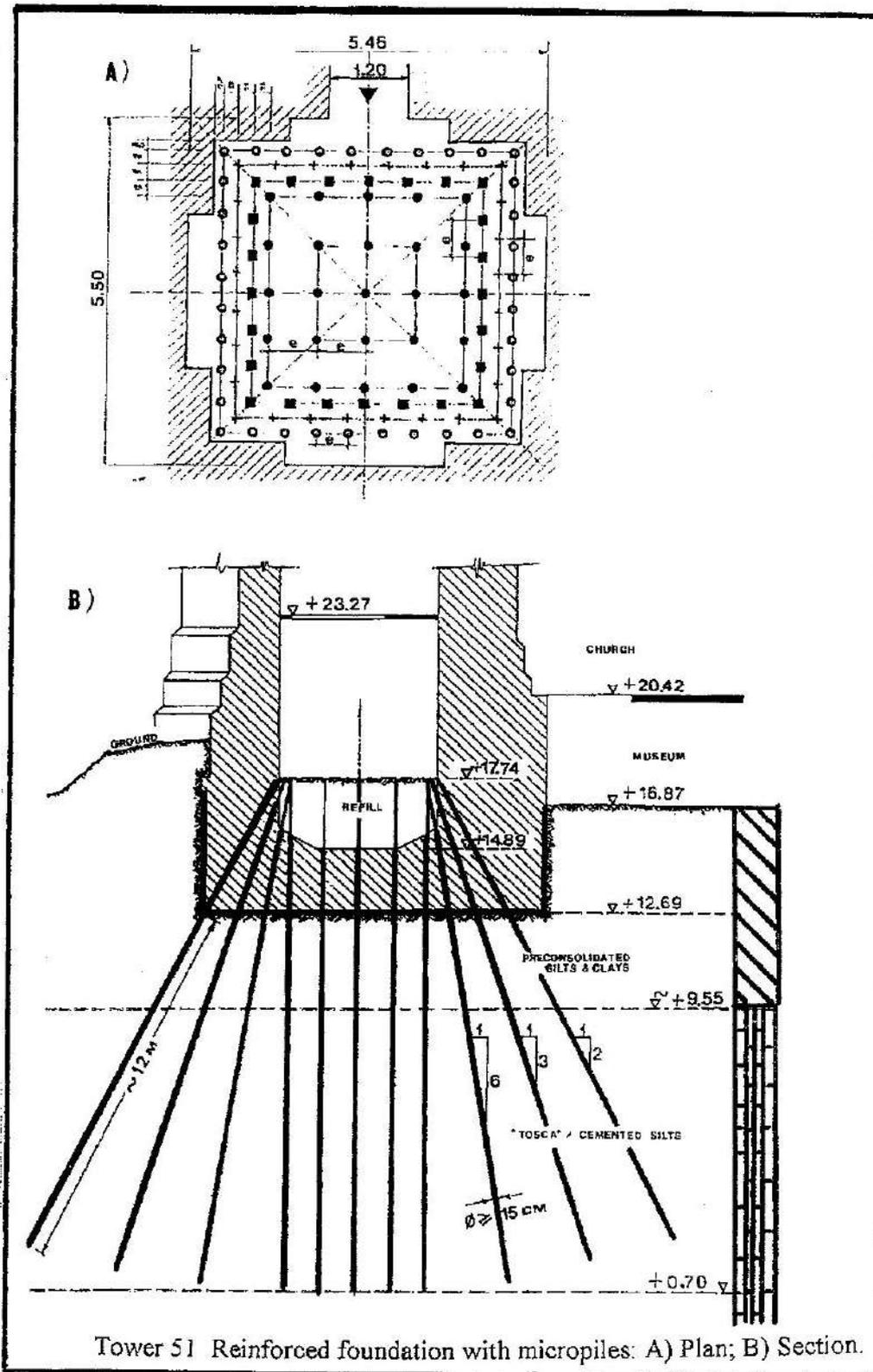


Fig. 16. Torre 51. Refuerzo de la fundación con micropilotes.

son tubos de acero de alta resistencia, alojados en una perforación de aproximadamente 15 cm de diámetro. Los tubos de acero están munidos con vainas expandibles que, al desplazarse, abren el camino a una mezcla de cemento inyectada a muy alta presión. El huelgo entre las paredes de la perforación practicada en el terreno y el caño de acero, se lo rellena con un microhormigón con aditivos que provocan su expansión y regulan el tiempo de endurecimiento, efectuándose la inyección algunas horas después, lo que permite predeformar lateralmente el suelo y eventualmente fisurarlo o agrietarlo al tiempo de introducir en el espacio así formado la lechada cementicia. La carga de rotura Q_R de estos micropilotes y el valor inicial de la relación $Q/\delta = K_i$ fue estimada a partir de la investigación geotécnica. Pero antes de iniciar los trabajos se efectuó un ensayo de carga para definir los valores de K_i , m , Q_u y d_R que mostraron el buen ajuste de la predicción.

El resultado de este ensayo se muestra en la Figura 17, mientras que en la Figura 18 se puede ver un croquis con el sistema de manguitos expandibles. Posteriormente se ejecutaron sendos ensayos sobre pilotes de servicio -uno en correspondencia con cada torre-, siendo los resultados satisfactorios. Las mediciones de estos ensayos se muestran en las Figuras 19 y 20.

A partir de estos resultados y de las expresiones incluidas en el Cuadro I, se efectuó una predicción del hundimiento que podía esperarse del grupo de pilotes, de la base considerada individualmente y del conjunto solidario de la fundación resultante.

Los resultados de esta evaluación pueden observarse en la Figura 21, pudiendo comunicar que al día de la fecha, con aproximadamente el 80% de la sobrecarga final ya aplicada, el asentamiento no supera el par de milímetros.

En las diapositivas que se muestran (*nota 1*) pueden apreciarse distintos sistemas aptos para ejecutar ensayos de carga -compresión y arranque- de piezas largas embebidas en el terreno: pilotes o tirantes de anclaje.

En algunas oportunidades, cuando se requiere reforzar las cimentaciones existentes, no puede recurrirse a la colocación de ele-

mentos de transferencia de carga, ya sean relativamente superficiales o profundos. Se recurre entonces a soluciones no convencionales como las que se muestran en estas diapositivas (*nota 1*), en donde se ilustra sobre las técnicas aplicadas durante la ejecución de un "tratamiento térmico" de suelos de origen loésico. En este caso, la infiltración de agua en el terrero había producido la disminución de resistencia y el incremento de deformabilidad -en este caso, colapso parcial de la estructura de partículas que originalmente poseía el suelo natural-, con el consiguiente asentamiento de las cimentaciones y deterioro del edificio. Se recurrió entonces al secado del suelo mediante la inyección de gases calientes a través de la estructura porosa del mismo. Esto se consiguió practicando perforaciones junto a las bases de los edificios e instalando en la parte superior pequeñas cámaras de combustión de gas natural en su interior, como se ve en la Figura 22.

Injectando aire a presión desde dicha cámara es posible ir elevando paulatinamente la temperatura del suelo hasta cerca de los 1000°C y transformarlo en forma irreversible en una especie de ladrillo sin liga. En el caso que se muestra (fue el primero en realizarse en el país hace casi 40 años aplicando y adoptando una técnica rusa a nuestros recursos locales; la información básica se había obtenido de una publicación norteamericana presentada por miembros de una comisión de intercambio científico-técnico que había visitado por aquel tiempo la URSS) se prolongó unos 10 a 15 días por c/boca de combustión, la cual estaba munida de un visor de llama y termocuplas que permitían controlar en todo momento la marcha del proceso con resultados muy satisfactorios desde el punto de vista técnico.

Túneles

Otro tipo de estructuras, cuyo diseño y comportamiento son evaluados en la Geotecnia, son las cavernas y los túneles.

La forma de los túneles contiguos construidos en Quito, que se muestran en la Figura 23, tuvieron para quien habla el doble interés, de sus propias dificultades en el diseño y que los suelos involucrados -una forma-

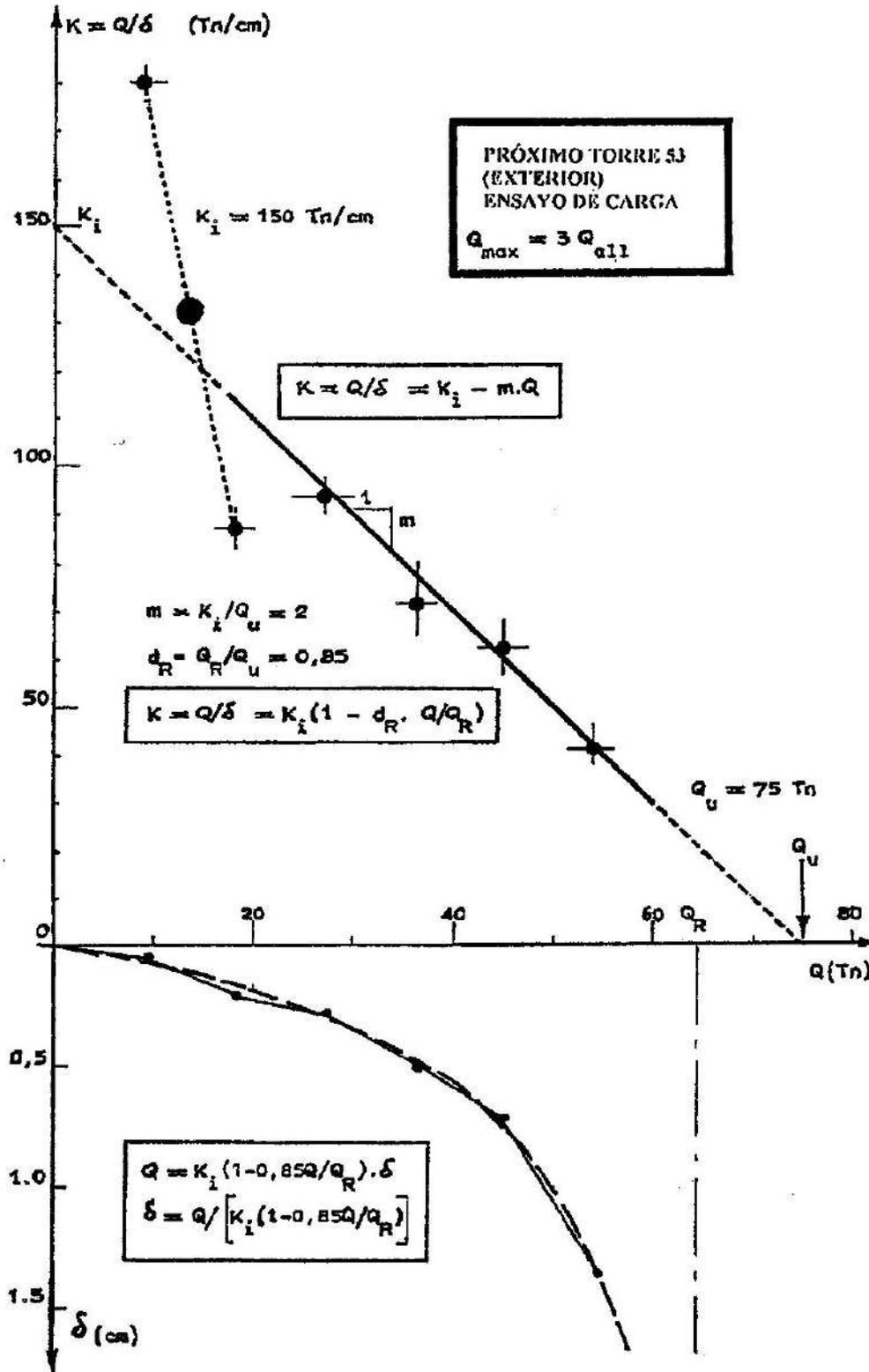


Fig. 17. Ensayo de carga sobre un micropilote prototipo.

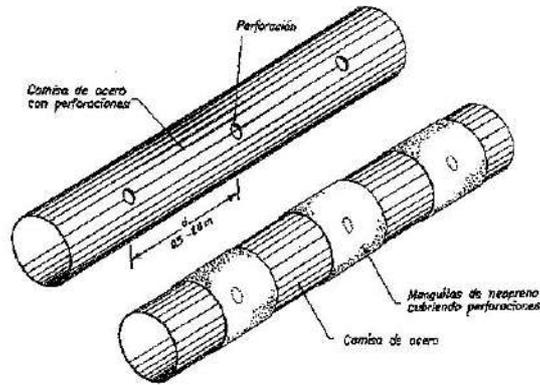


Fig. 18. Micropilote metálico con manguitos.

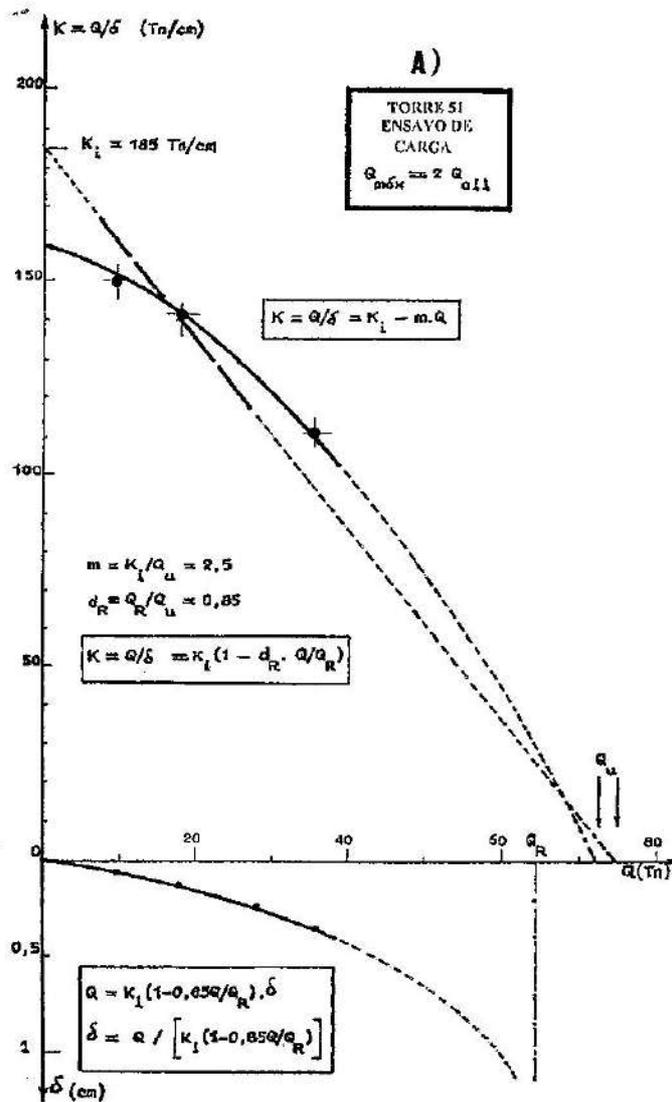


Fig. 19. Ensayo de carga sobre un micropilote de servicio en Torre 51.

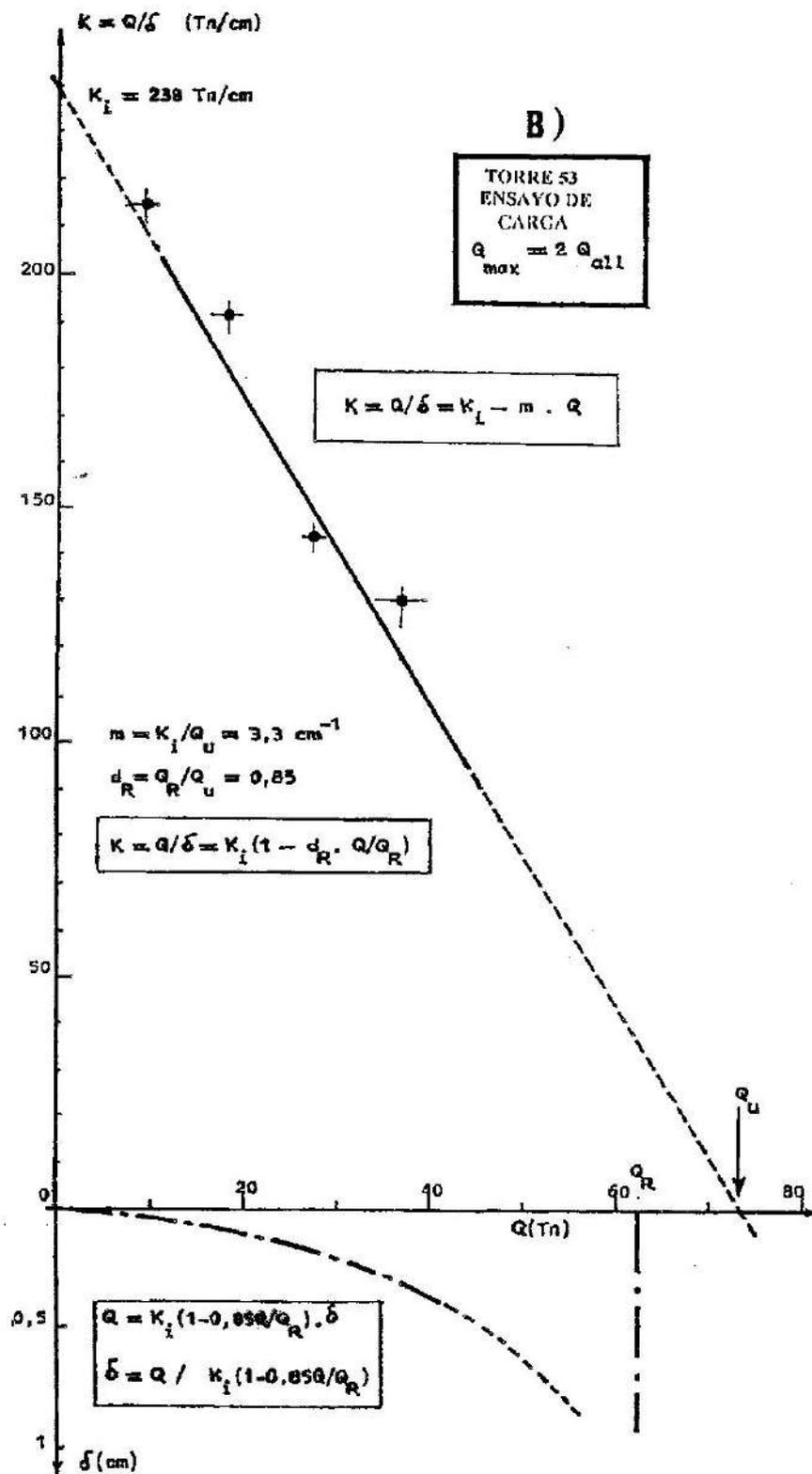


Fig. 20. Ensayo de carga sobre un micropilote de servicio en Torre 53.

Tabla I.

ASENTAMIENTO DE CABEZALES RIGIDOS	
Para estimar el asentamiento de un cabezal rígido pueden emplearse las siguientes fórmulas empíricas:	
$\frac{\delta}{\delta_0} = \left[\frac{2B(m)}{B(m) + 0,3 m} \right]^n$	$\frac{\delta}{\delta_0} = \frac{r}{1 + \alpha(r-1)}$
$r = B/B_0$; B_0 : diámetro o lado de un pilote ; B : diámetro o lado del grupo de pilotes ; d : distancia entre pilotes (del orden de $\approx 3B_0$) N^2 : número de pilotes en una dirección , $B = N^2 \cdot d$ δ : asentamiento del grupo ; δ_0 : a. de un pilote	
<ul style="list-style-type: none"> ▣ grupo de pilotes a través de suelos blandos que penetran en arenas o gravas arenosas densas ▣ Idem para arenas o gravas arenosas medianamente densas ▣ Idem para un grupo de pilotes trabajando predominantemente por fricción 	<ul style="list-style-type: none"> $n = 2$; $\alpha = 0,2$. $n = 3$; $\alpha = 0,1$ $n = 4$; $\alpha = 0,05$

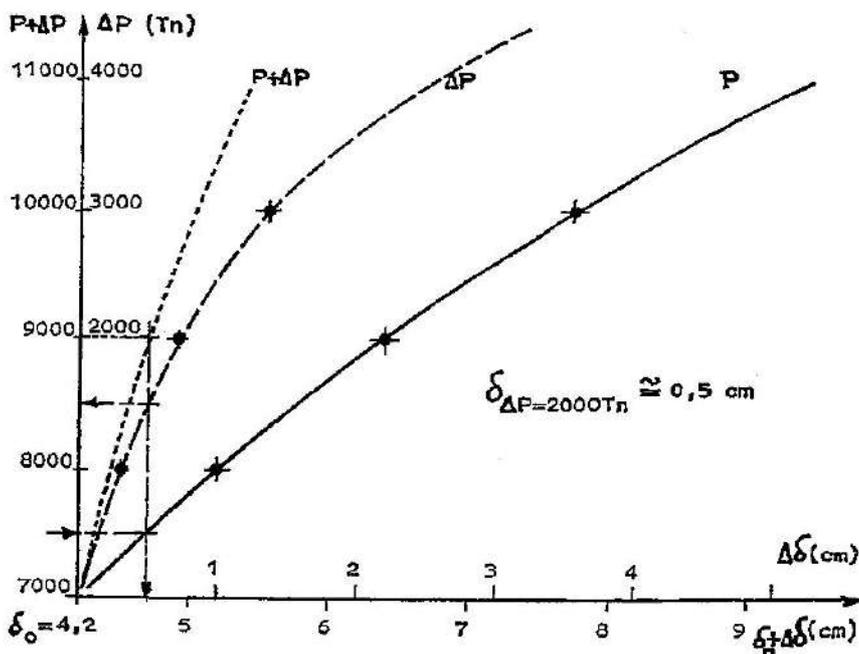


Fig. 21. Interacción entre la cimentación actual y el grupo de micropilotes.

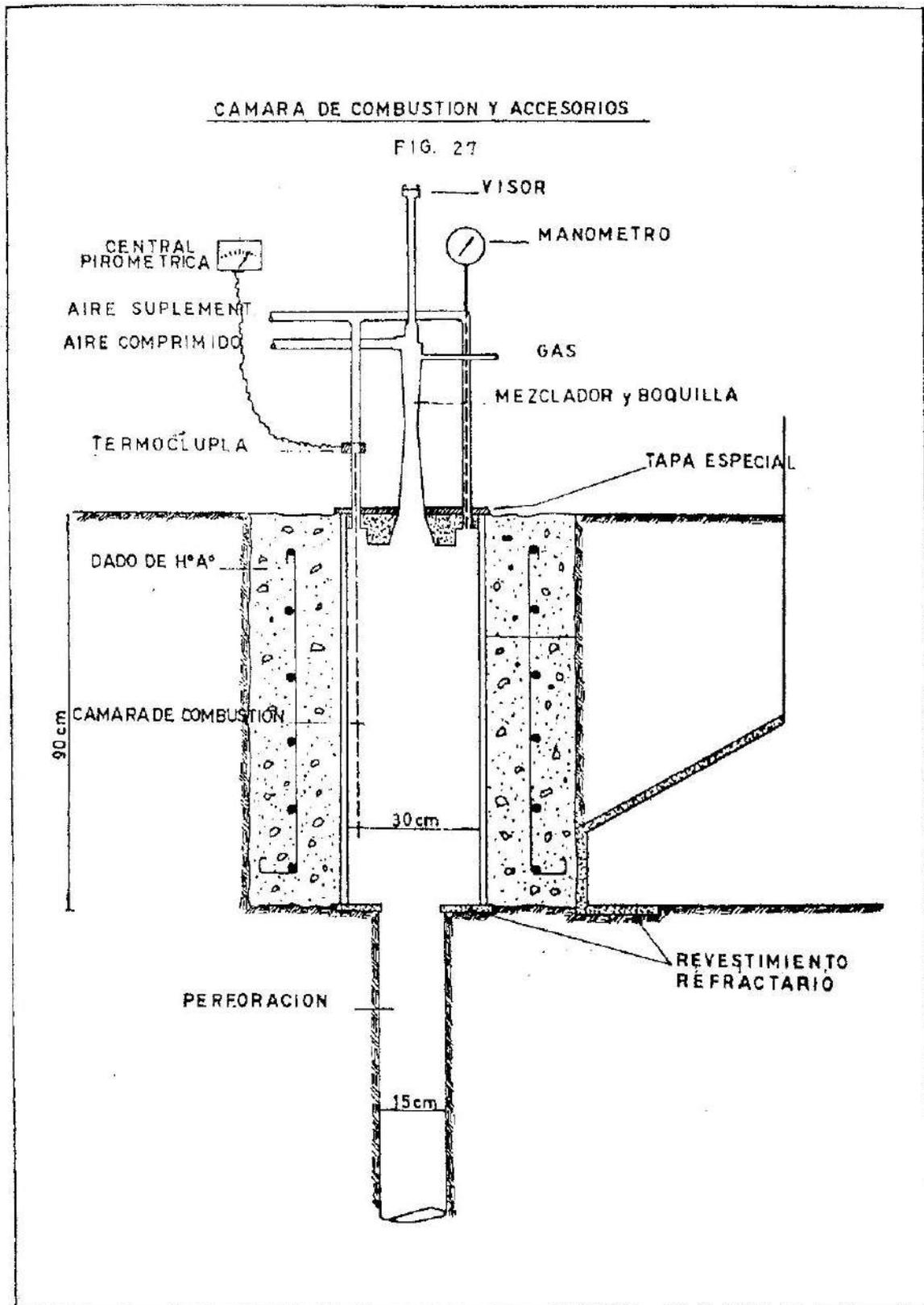


Fig. 22. Cámara de combustión y accesorios.

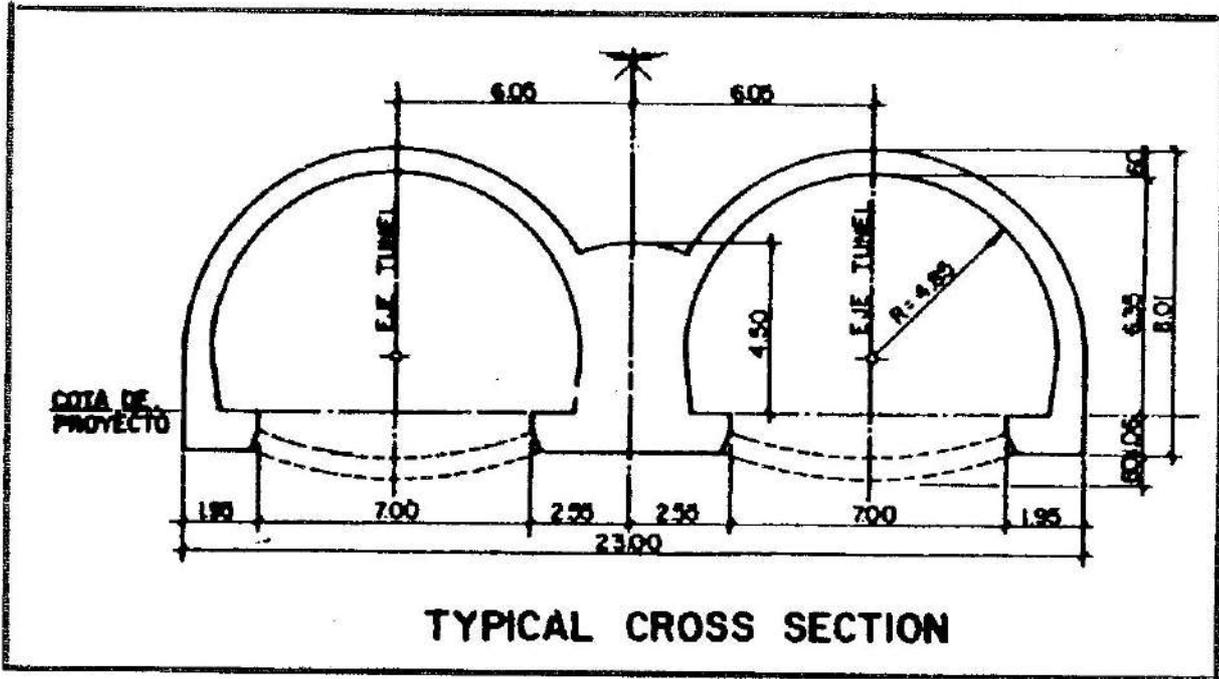


Fig. 23. Sección típica del tunel de doble vía.

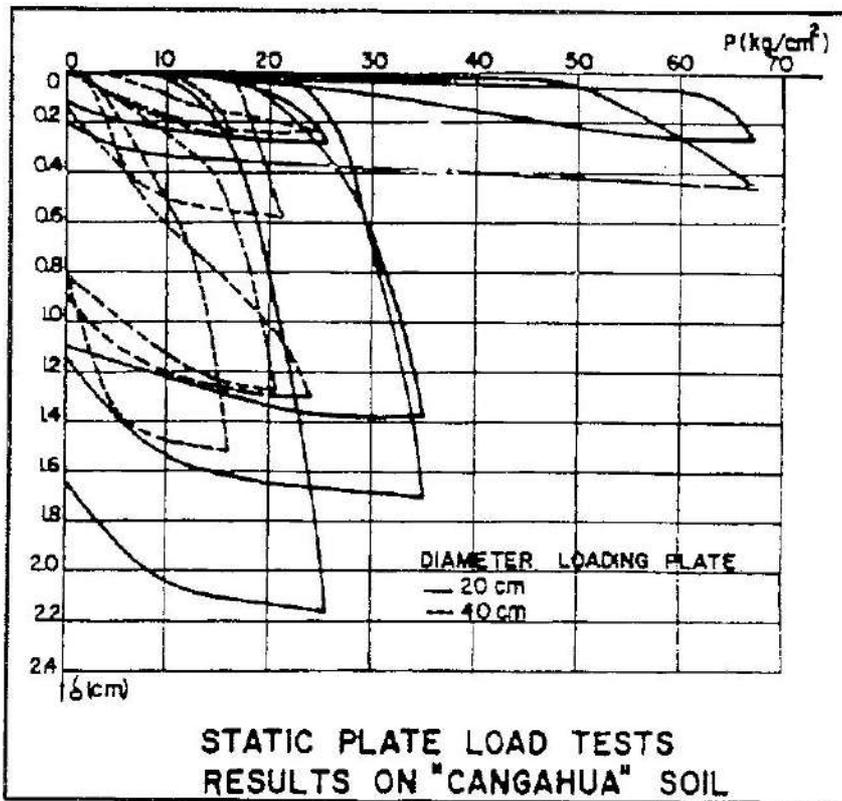


Fig. 24. Resultados de ensayos de carga sobre platos ejecutados en suelos típicos "cangahua".

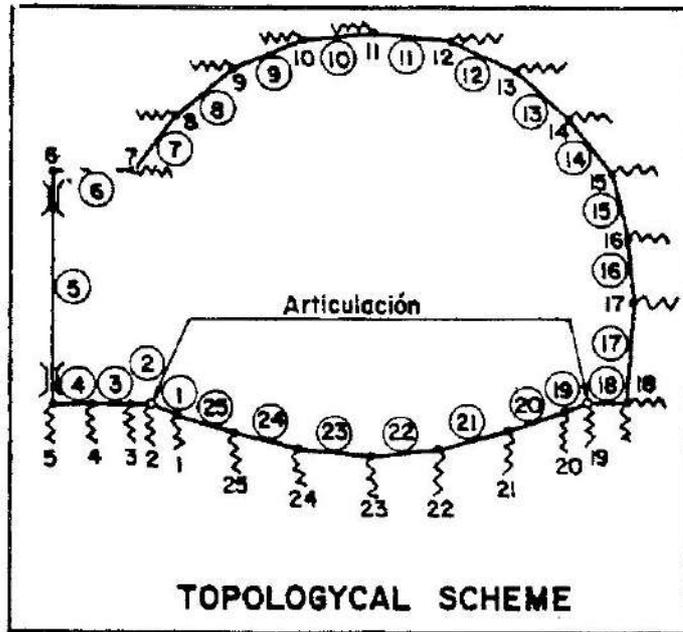


Fig. 25. Esquema topológico.

ción local típica denominada "cangahua"- presentaban algunas similitudes con nuestros suelos toscos del pampeano.

La investigación geotécnica mostraba que estos suelos -de estructura macroporosa y alta humedad- exhibían altos valores de los parámetros de resistencia no drenada c_u y ϕ_u , junto con un comportamiento relativamente frágil debido a una cierta cementación entre las partículas. La formación no era homogénea a lo largo de la traza, como se observa en la Figura 24. Dicha heterogeneidad también era apreciable al analizar los resultados de los ensayos triaxiales.

Esta circunstancia fue certificada a lo largo de un túnel piloto efectuado en correspondencia con el hastial central, que permitió una observación directa antes de expandirse lateralmente para completar la forma de los túnes definitivos.

La geotecnia debe proveer a los analistas estructurales de los parámetros de valor probable que permitan modelar las secciones de cálculo -Figuras 25 y 26- y efectuar análisis de sensibilidad para poder adaptarse durante la construcción a las verdaderas

condiciones del terreno. La Figura 27 muestra uno de los portales de los túneles comentados.

Problemas distintos presentan la construcción de túneles en macizos rocosos. Por ejemplo, en el túnel Cristo Redentor, cuyo esquema se presenta en las Figuras 28 y 29, las dificultades más importantes no se localizaron en correspondencia con el macizo mismo, sino en la zona del "talus", en donde se encuentra el material de derrumbe de la ladera, que obliga a un avance lento y muy cuidadosos para desarrollar adecuados sostenes temporarios que permitan posteriormente la ejecución de la estructura definitiva de revestimiento (Figura 30).

En otras oportunidades, cuando la traza se desarrolla a media ladera, como en el túnel Horcones, con tapadas irregulares y de relativo espesor, es conveniente ejecutar directamente una trinchera y construir lo que se denomina un "túnel artificial". Como luego de construido el túnel se lo cubre restituyendo la morfología original de superficie, el estado de esfuerzos que resultan para cada sistema constructivo y tipología particular es

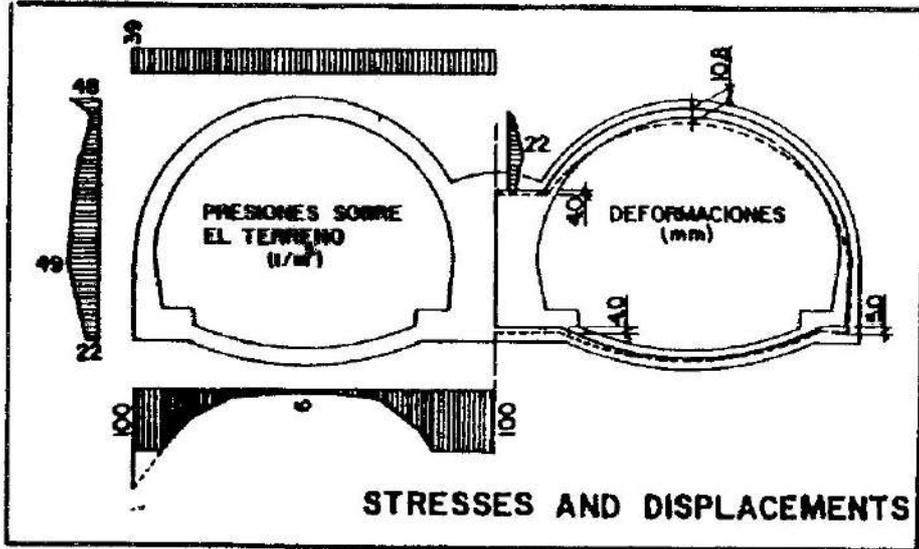


Fig. 26. Esfuerzos y desplazamientos.

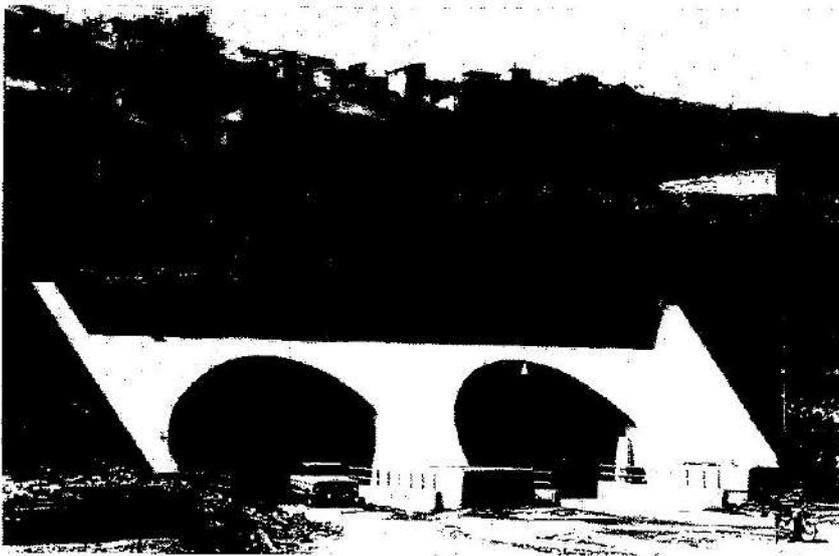


Fig. 27. Vista de uno de los portales.

muy diferente, resultando también diferente las secciones estructurales correspondientes. Un ejemplo de túnel artificial se muestra en las Figuras 31 y 32. En ocasiones resulta más conveniente construir, en trechos relativamente cortos, galerías de tránsito, como se muestra en la Figura 33. Detalles constructivos,

portales y excavaciones de estas obras se muestran en las diapositivas que se exhiben (nota 1).

Los túneles requieren, en general, emplear todos los recursos de la investigación geotécnica en lo que se refiere a técnicas de campo, laboratorio y gabinete (métodos ana-

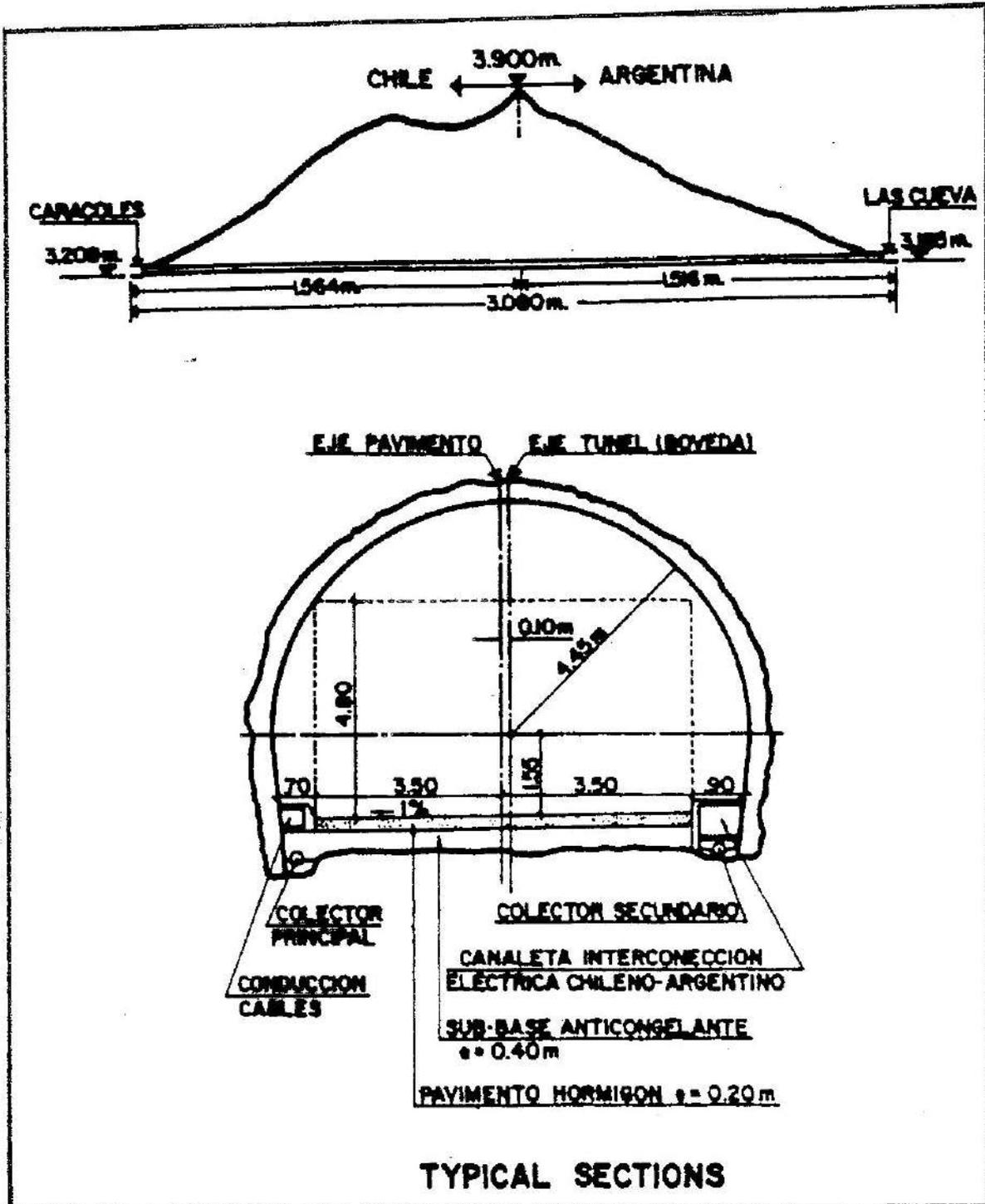


Fig. 28. Tunnel Cristo Redentor.

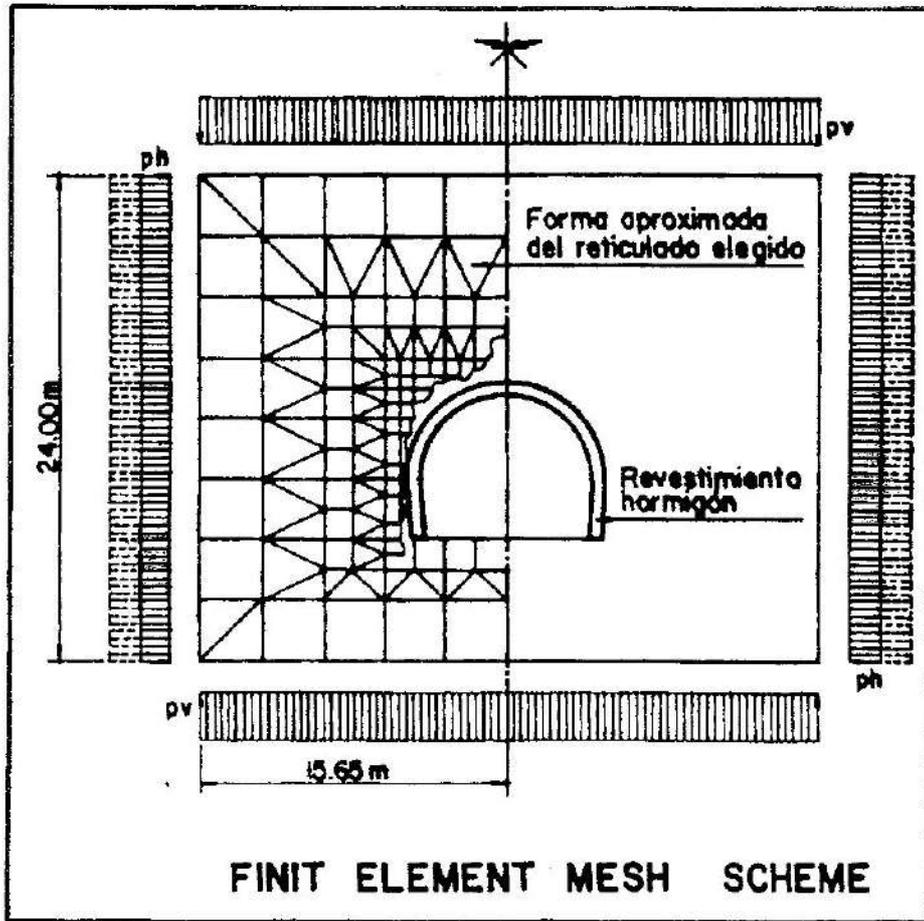


Fig. 29. Esquema de la malla de elementos finitos.



Fig. 30. Vista del tunel en el talus.

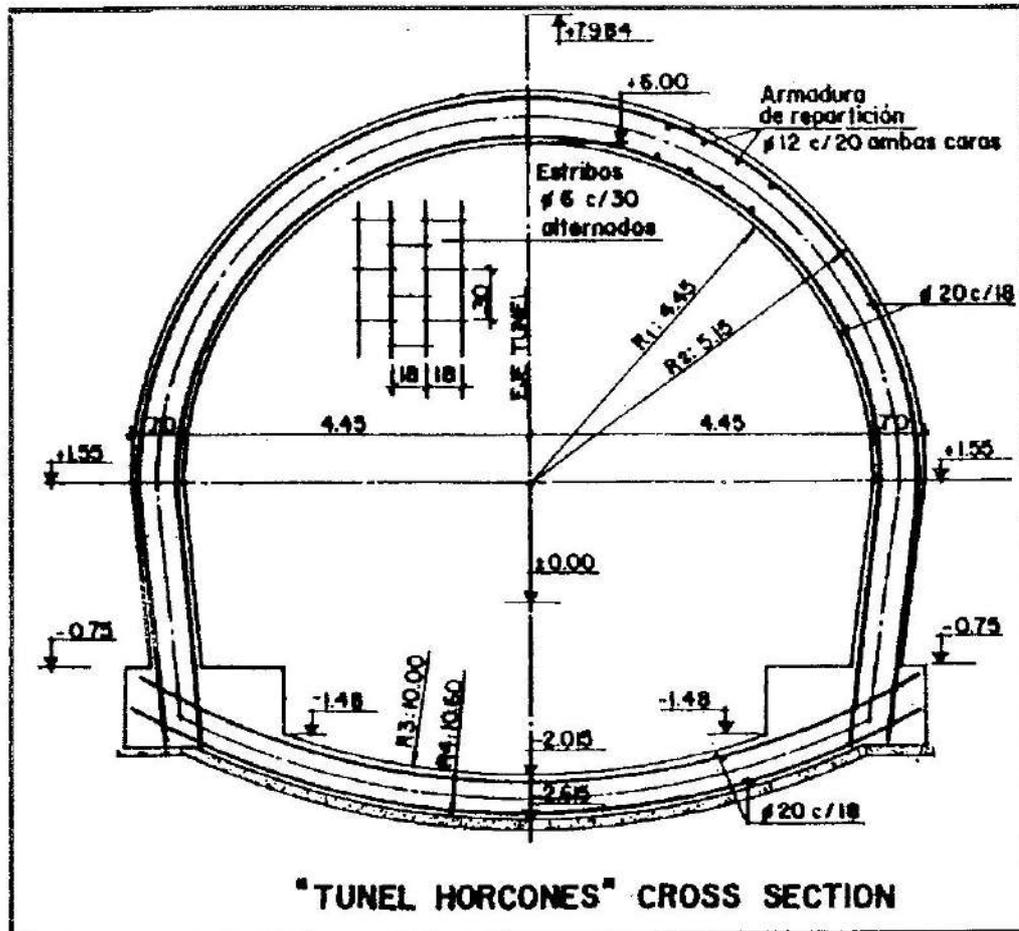


Fig. 31. Sección del Tunnel Horcones.

líticos y numéricos que se desarrollan mediante cálculo computacional), y muchas veces ponen de manifiesto la insuficiencia de los conocimientos ingenieriles disponibles, y la importancia del "arte" y/o "experiencia ilustrada" de los hombres que dirigen y construyen estas obras.

Excavaciones

La ejecución de excavaciones obliga a verificar la estabilidad de las paredes laterales y del fondo, y constituyen un amplio campo de aplicación de la Geotecnia. En particular, quiero traer aquí el caso de una gran excavación realizada a principios de los '80 en La Plata, para la construcción del Nuevo Teatro Argentino.

Estas diapositivas (*nota 1*) muestran la gran excavación -que ocupa una manzana de forma cuadrada de unos 115 m de lado por unos 22 a 24 m de profundidad. Se emplearon anclajes pasivos excavados con una pequeña inclinación para facilitar el hormigonado y armadura suficiente para sustentar los empujes laterales. La ejecución se realizaba al mismo ritmo que se avanzaba en la excavación, uniendo verticalmente los anclajes mediante columnas de H^oA^o que funcionaban como vigas verticales sobre apoyos elásticos. La Figura 34 ilustra sobre lo anterior. En el entrepaño, de 2,5 m de ancho, se colocaba malla de acero y se completaba la piel de soporte con hormigón proyectado de 3" de espesor. Toda esta estructura temporaria de soporte se pudo ejecutar con un equipo mínimo,

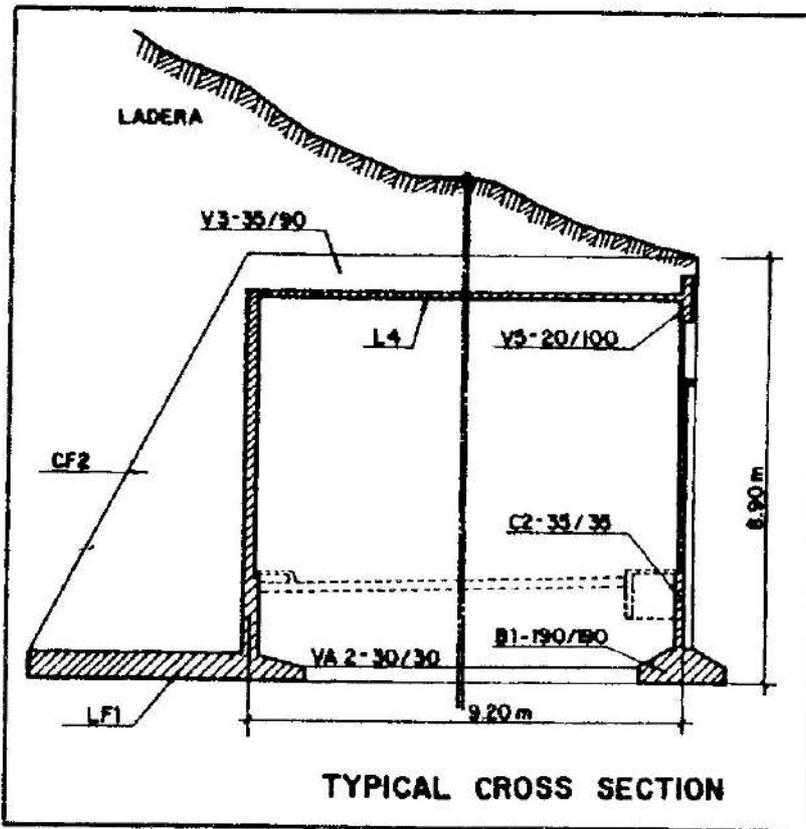


Fig. 32. Sección típica.



Fig. 33. Vista del tunel artificial.

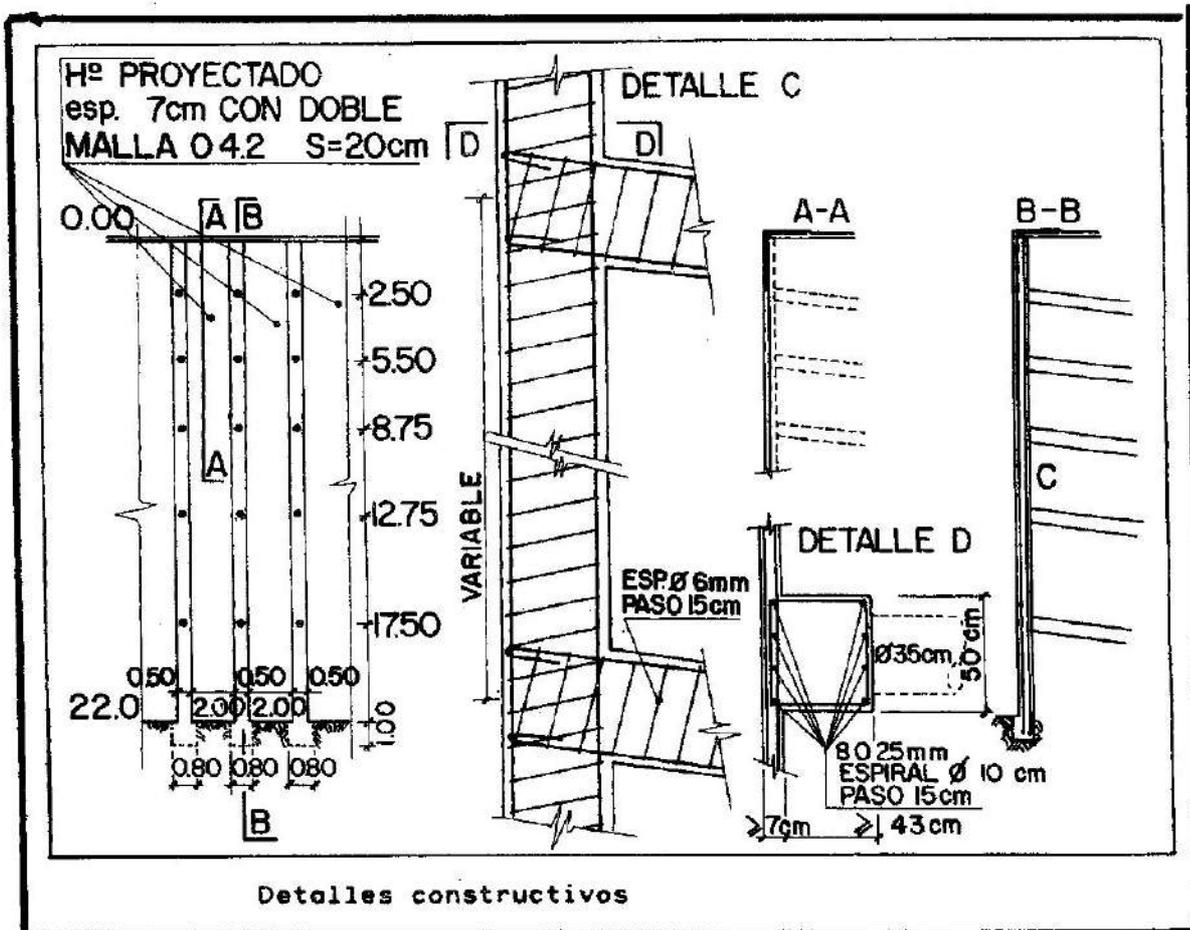


Fig. 34. Estructura temporaria de sostenimiento del Nuevo Teatro Argentino, en La Plata.

en forma relativamente muy económica y con una respuesta de la interacción suelo-estructura, muy ajustada a las previsiones teóricas consideradas en el diseño. La obra tuvo una gran importancia afectiva para quien habla, porque en el mismo solar y en la hermosa sala del viejo teatro lírico destruido por el incendio del '77, había vivido en mis años estudiantiles la música, el baile clásico y las operas inolvidables del arte universal.

Presas

La geotecnia también se ocupa de las estructuras constituidas por materiales sueltos; los ejemplos típicos son los terraplenes o pedraplenes y las presas. En ambos casos deberán considerarse los problemas derivados

de la interacción con los suelos o rocas de la fundación y de la resistencia y deformabilidad propia de la estructura misma. Las de mayor responsabilidad, y también las de mayor volumen, son las presas, que se diferencian de los terraplenes en que sobre una de los paramentos actúa permanentemente el agua embalsada. Debido a esta característica, el agua percola a través de los materiales permeables. Las presas deben cumplimentar, al menos, dos requerimientos fundamentales: estanqueidad y estabilidad. Esta última requiere que el comportamiento mecánico e hidrodinámico sea satisfactorio. La estanqueidad, por su parte, que el volumen de agua embalsada que escurre a través de la presa, fundación y estribos resulte menor a los valores establecidos en el proyecto.

Las presas de materiales sueltos se diseñan y construyen según diferentes topologías pero, en general, por razones económicas, se trata de emplear en la mayor medida los materiales locales disponibles.

En las diapositivas que se muestran (*nota 1*) se aprecian distintas vistas de la obra de Salto Grande en diferentes etapas de la construcción; esta presa es relativamente baja sobre un gran río de llanura. La parte central es de hormigón, con el vertedero entre las dos usinas hidroeléctricas laterales gemelas, una del lado uruguayo y otra del lado argentino; la obra se apoya sobre los basaltos de las coladas extremas del escudo brasileño. El dique se completa con presas de materiales sueltos a ambos lados de la obra de hormigón. Del lado argentino hay una esclusa de navegación, que es una estructura importante de H^oA^o y que está localizada en una zona intermedia de la presa de tierra y escollera.

La geotecnia, con el nombre de Mecánica de Rocas, se aplica ampliamente durante las fases operativas que incluyen las grandes excavaciones necesarias para ejecutar las estructuras de hormigón, analiza su estabilidad temporaria e interviene en el diseño de las obras que permiten el control de las presiones del agua durante la vida útil de las estructuras. Con el nombre de Mecánica de Suelos se aplica en todos los aspectos de la cimentación y ejecución de los terraplenes de materiales empleados en la construcción. Un comentario: cuando ejecutábamos la "presa alta" del lado uruguayo, que tiene un "núcleo" de arcilla ancho, se produjo la rotura de Teton Dam, otra presa de núcleo ancho, y hubo una gran inquietud entre los ingenieros y que me afectaba directamente por ser el proyectista y el asesor durante todas las etapas constructivas. Pero afortunadamente habíamos tomado el recaudo de tratar en forma integral y cuidadosamente la roca basáltica en contacto con el núcleo para evitar el "arrastre" del material fino a través de las grietas y diaclasas del macizo natural. Este tratamiento se mostró de satisfactorio comportamiento, y luego de más de 20 años de operación del embalse no se han registrado inconvenientes. Para ciertos casos específicos, la teoría y la experiencia ha mostrado como necesarios estos

tratamientos. Tal vez los problemas que se presentaron en el Chocón se hubieran podido evitar con un tratamiento previo de las areniscas de fundación del núcleo de arcilla.

Entre las obras recientes presentaré dos presas cuya morfología son típicas, ambas en la provincia de San Luis y en las que he podido actuar en forma directa: la primera, ya construida y en carga -Río Grande-, y la segunda, en avanzado estado de construcción -Nogolí-.

En la Figura 35 se presentan las características fundamentales de Río Grande, y en la Figura 36, los asentamientos máximos medidos en correspondencia con la sección de mayor altura luego de llenar el embalse. A este tipo de presas se las denomina "de enrocadas con núcleo central". Como se aprecia en el corte correspondiente, los materiales se gradúan desde el núcleo constituido con fragmentos de rocas producto de voladuras en canteras localizadas en las cercanías de la obra. En este tipo de presas modernas los materiales se colocan en capas de espesor conveniente y son compactados con equipos que transmiten cargas estáticas o dinámicas para lograr altas densidades. Es fundamental que los materiales contiguos cumplan las condiciones granulométricas establecidas en las "leyes de filtros" para asegurar la estabilidad hidrodinámica, y que los fragmentos de rocas del espaldón aguas arriba -que están sometidos a la acción permanente del agua embalsada- sean suficientemente pesados para absorber la energía del oleaje. Además, en correspondencia con el apoyo de los materiales finos con la roca de cimentación, debe procederse a un cuidadoso tratamiento de consolidación e impermeabilización del macizo para evitar problemas de erosión interna en el contacto y disminuir las pérdidas de agua por filtración. La Figura 37 resume datos característicos de la presa de Nogolí. Esta también es una presa de enrocadas, pero los mismos están constituidos por los aluviones gruesos, con gravas y arenas, naturales transportados por el río y depositados en las cercanías del emplazamiento. La retención del agua del embalse se logra mediante una placa de hormigón armado apoyada sobre el espaldón agua arriba que se prolonga en la parte inferior mediante un "plin-

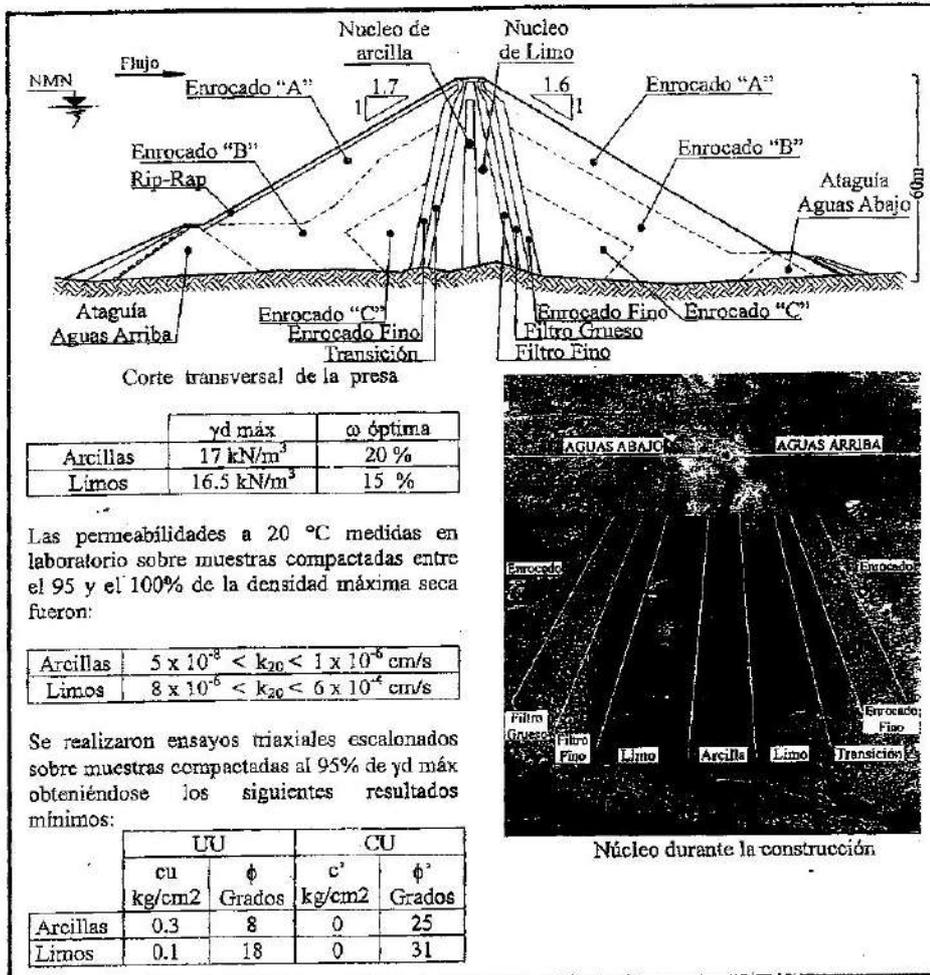


Fig. 35. Presa en el Río Grande, Pcia. de San Luis.

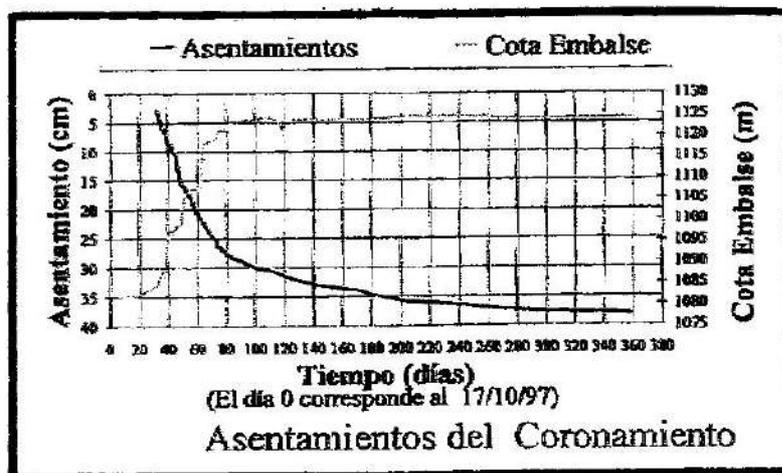


Fig. 36. Primer llenado.

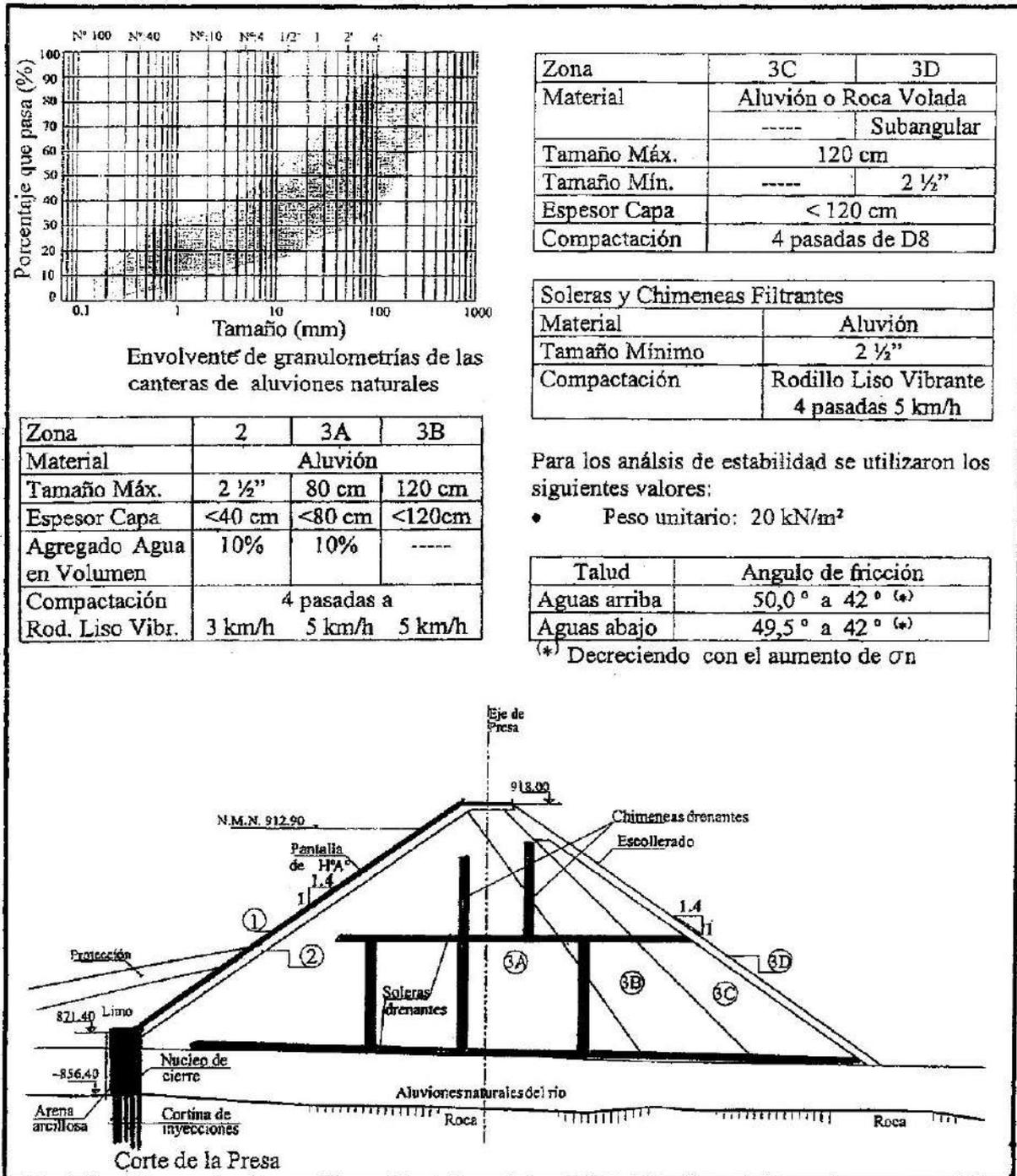


Fig. 37. Presa en el r1o Nogol1, Pcia. de San Luis.

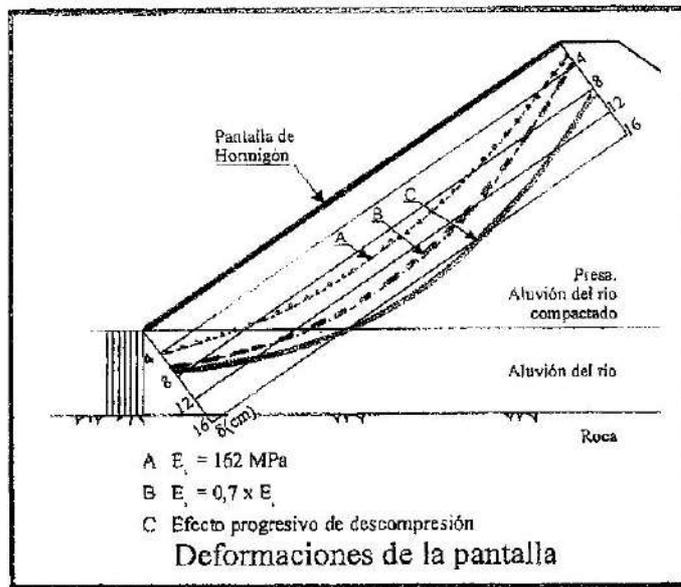


Fig. 38. Estimaciones de la deformación de la pantalla de H^oA^o.

to". Este zócalo está anclado directamente en la roca en la zona de los estribos, y en un núcleo de hormigón de cierre, cementado a la roca en la parte central de la presa. La roca en donde se apoya el plinto y cirre profundo está tratada con inyecciones de consolidación e impermeabilización. El cuerpo del terraplén bien compactado está drenado adicionalmente con chimeneas y soleras filtrantes. La estimación de la deformación de la pantalla de hormigón armado bajo la acción del agua del embalse se muestra en la Figura 38.

Ambas presas están localizadas en áreas de moderada actividad sísmica, por lo que se deben efectuar evaluaciones de la deformación residual del terraplén para el caso que ocurra el evento; en el actual estado del arte se dispone de métodos simplificados suficientemente confiables para las estimaciones correspondientes. En zonas de alta y muy alta actividad sísmica se emplean diversos métodos de cálculo que incluyen diferentes teorías sobre el comportamiento dinámico de los materiales, la interacción con las fundaciones e influencias de fallas, la relación con la morfología de la garganta y la respuesta del terraplén a las fuerzas que hipotéticamente actúan sobre los materiales involucrados.

Este es un tema actualmente de investigaciones teóricas y validaciones experimentales de amplio desarrollo.

Conclusiones

Podemos decir entonces que la Geotecnia, siendo una parte de la Ingeniería Civil, requiere, para su aplicación eficaz, de la permanente investigación sobre las propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales que emplea -en su condición "natural" o previamente manipulados, transformados y colocados- y cuyos estudios se efectúan indistinta o conjuntamente "in situ", en el laboratorio y en el gabinete de análisis. Esta característica intrínseca a la actividad geotécnica, obliga a una permanente revisión y reexamen de lo que se considera como "el estado del arte" en la especialidad, e introduce una necesaria dinámica en la operatoria de sus aplicaciones, poniendo de manifiesto lo que es común en la ciencia teórico-experimental: las conclusiones que se tienen por "ciertas", siempre son provisionarias y que, sin negar la existencia de la verdad objetiva, debemos ser conscientes de la precariedad de nuestro conocimiento y de la necesidad de perfeccionarlo.

Agradecimientos

En primer lugar, a mi esposa, por su comprensión, inteligencia y carácter, y a mis hijos, por su afecto y ayuda. Hoy está vivamente presente el recuerdo de mis padres, quienes formaron una familia abierta a las ideas y nos transmitieron su testimonio de una vida recta; a mi padre, por su rigor intelectual y su conducta moral, y a mi madre, por su afecto, sentido de la responsabilidad y amor por la música. También a mis hermanos, con quienes compartimos un ambiente pleno de inquietudes y alegrías. A mis maestros de Gualeguay, en particular a don Anselmo Diorio, a quien siempre recordaré al frente de los tres últimos grados de mi escuela primaria, y a mis profesores de la escuela secundaria que me ayudaron en mi adolescencia. A mis profesores de la Universidad de La Plata que me enseñaron e ilustraron en las ciencias y en las artes de la ingeniería. A los Ings. Bolognesi y Gandolfo que me recomendaron para mi beca en España. A los Ings. Bolognesi y Moretto que me presentaron en Harvard, y con quienes durante catorce años compartimos esfuerzos profesionales y la atracción profunda por la geotecnia. En particular al Ing. Bolognesi, maestro riguroso que siempre exigió a sus discípulos dar de sí lo mejor. A mis estudiantes que dieron sentido a muchos de mis esfuerzos y que me enseñaron con sus preguntas de insobornable lucidez. A todos aquellos que hoy me acompañan en este acto de incorporación a la Academia, que es una de las mayores distinciones que puede recibir un universitario argentino. Y en particular, a mis amigos de Gualeguay con quienes compartimos una parte de la vida, de los años de nuestra niñez y juventud y el sabor entrañable de nuestra tierra. Muchas gracias.

Bibliografía

- Bolognesi, A.J.L. (1975). Compresibilidad de los suelos de la formación Pampeano. 5° PCSMF, Buenos Aires.
- Costes N.C., Carrier W.D., Mitchell J.K., Scott R.F. (1970). Apollo 11: Soil mechanics results. Journal ASCE SMFD, Vol. 96, N° SM6, Nov.
- Nuñez E., Micucci C.A., Vardé O.A., Bolognesi A.J.L., Moretto O. (1970). Contribución al conocimiento de los suelos loésicos. Estabilización de depósitos naturales. 2a. RAMSIF, Vol. 1, Córdoba, Argentina.
- Nuñez E. (1975). Suelos colapsables y preconsolidados por desecación. General Report Session II Special Soils, 5th PCSMF, Buenos Aires.
- (1984). Caracterización de suelos. 8° Congreso SAMS, Neuquén, Argentina.
- (1986). Geotechnical conditions in Buenos Aires city. 5th International Congress of Engineering Geology, Buenos Aires.
- (1996). Túneles de sección circular en la formación pampeana. Boletín de la SAMS N° 29, Marzo.
- (1997). Esfuerzos y deformaciones en los problemas de interacción. Sesión IV, 1° COPAINGE, Asunción, Paraguay.
- (1999). Tanque sobreelevado apoyado sobre pilotes. XI CPMSIG, Foz de Iguazú, Brasil.
- Nuñez E., Micucci C.A. (1986). Cemented preconsolidated soils as a very weak rock. Proc. 5th Int. Congress of Eng. Geology, Buenos Aires.
- Nuñez E., Puy E. (1986). Contributo al progetto e costruzione di gallerie autostradali. Proc. Int. Congress on Large Openings, Firenze, Italy.
- Nuñez E., Trevisán S.J. (1997). How to continue La Plata cathedral. Geotechnical approach. Proc. Int. Symposium on Geotechnical Engineering for Preservation of Monuments and Historic Sites, Napoli, Italy.
- (1999). Main towers of La Plata city cathedral. Reinforcement of foundation. XI PCSMGE, Foz do Iguassu, Brazil.
- Nuñez E., Hernández Balat V., Suárez J.A., Bissio E., Mosquera G. (1999). Presa de enrocado en Río Grande. San Luis, Argentina. Memorias del XI CPMSIG, Foz de Iguazú, Brasil.
- (1999). Presa de aluviones naturales con pantalla de hormigón sobre el río Nogolí. San Luis, Argentina. Memorias del XI CPMSIG, Foz de Iguazú, Brasil.
- Sfriso A.O. (1996). Revestimiento de túnel circular. Comentario. Boletín de la SAMS N° 31, Nov.
- Terzaghi K. (1957). Opening address. Proc. Fourth Int. Conference on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. III.

Manuscrito recibido y aceptado en diciembre de 2000.