

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

TEMA	ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
INTRODUCCION Y CONCEPTOS BASICOS				
ESTUDIOS PREVIOS				
CLASIFICACION DE CIMENTACIONES SELECCION				
ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA				
ANALISIS DE DEFORMACIONES EN EL SUELO DE APOYO				
INTEREACCION ESTRUCTURA-SUELO				
DISENO ESTRUCTURAL				
PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION				

ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10

EVALUACION DEL CURSO

③

	CONCEPTO	EVALUACION
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO CON EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE	AGRADABLE	DESAGRADABLE

2. Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	PERIODICO NOVEDADES ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL	RADIO UNIVERSIDAD	COMUNICACION CARTA, TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS	FOLLETO ANUAL	CARTELERA UNAM "LOS UNIVERSITARIOS HOY"	GACETA UNAM

3. Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL PARTICULAR	METRO	OTRO MEDIO

4. ¿Qué cambios haría usted en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI	NO

6. ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

7. La coordinación académica fue:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA

8. Si está interesado en tomar algún curso intensivo ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES DE 9 A 13 H. Y DE 14 A 18 H. (CON COMIDAS)	LUNES A VIERNES DE 17 A 21 H.	LUNES, MIERCOLES Y VIERNES DE 18 A 21 H.	MARTES Y JUEVES DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 14 H.	VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 13 Y DE 14 a 18 H.	O T R O

9. ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10. Otras sugerencias:



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

INTRODUCCION Y CONCEPTOS BASICOS

Ing. Angel Trejo Mohedano

MAYO 1983

CIMENTACIONES

GABRIEL MORENO PECERO.

INTRODUCCION.

El objeto fundamental de esta Introducción es tratar de conocer y en lo posible homogenizar, las necesidades de los asistentes al curso en relación al tema del mismo; CIMENTACIONES; pues al hacerlo, la didáctica se facilita y, consecuentemente es fácil lograr la transmisión de las ideas. En principio se considera, y así se ha enfocado el curso, que son dos los temas que interesan fundamentalmente, a saber:

Diseño de las Cimentaciones.

Procedimientos de Construcción.

La razón de esta consideración es que el ingeniero que de alguna manera está más relacionado con las cimentaciones, lo hace básicamente porque tiene la responsabilidad de proponer y/o supervisar los procedimientos de construcción o bien porque diseña estructuralmente las mismas.

Obviamente, para poder adentrarse, con mayor éxito, en cada uno de los temas fundamentalmente se requiere el comentar algunos otros, y así se ha elaborado el siguiente temario del curso.

-INTRODUCCION.

A cargo de Gabriel Moreno Pecero.

-ESTUDIOS PREVIOS.

Para poder determinar el tipo de cimentación requerido, indicar sus características geométricas y la forma de construirla, será necesario conocer el terreno que servirá de apoyo surgiendo entonces la necesidad de hacer una serie de ESTUDIOS PREVIOS los que se presentarán a consideración de los asistentes al curso y se discutirán. La exposición de esta parte del curso será hecha por Manuel Jara López

-CLASIFICACION DE CIMENTACIONES.- SELECCION.

Con base en el conocimiento de las diferentes características del suelo y conociendo también las de la estructura que se apoyará sobre él se procederá a seleccionar el tipo de cimentación más conveniente. La selección se hará de entre los diferentes tipos que usualmente se emplean, los que previamente se detallarán. Será Juan Jacobo Schmitter Martín del Campo, el encargado de llevar la exposición de este tema del curso, tan interesante y tan importante.

-ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.

Como ha quedado determinado durante la presentación del tema anterior, uno de los factores del suelo de apoyo, que influyen notablemente en la selección del tipo de cimentación es el conocimiento de su llamada capacidad de carga, tanto a la falla como admisible. Siendo este

tema tan importante, se tratará de actualizarlo, comentando los resultados obtenidos últimamente. Será el ing Celso Barrera, quien tendrá a su cargo la exposición.

-ANÁLISIS DE DEFORMACIONES EN EL SUELO DE APOYO.

La deformación volumétrica y por cambio de forma que experimente el suelo de apoyo, por la aparición de es fuerzas generados con la acción de las estructuras que en él se apoyan, es otra de las características que se manejan para hacer la selección y después el diseño de la cimentación. La magnitud y la rapidez de la deformación y también la magnitud de las deformaciones diferenciales son factores que se requiere conocer para diseñar estructuralmente la cimentación, serán todos estos detalles analizados en la exposición que hará José Springall Karam.

-INTERACCION ESTRUCTURA-SUELO.

Como se anotó en el tema anterior, serán las deformaciones del suelo una de las características por analizar; sin embargo, tal análisis deberá hacerse tomando en cuenta no sólo la deformabilidad del suelo de apoyo bajo la acción de los esfuerzos impuestos por la estructura, sino la deformabilidad, o lo que es lo mismo la rigidez de la propia estructura que deberá ser congruente con la del suelo de apoyo, pero teniendo en cuenta que la estructura que se diseñe y construya cumpla con las

características de toda obra de ingeniería: economía con funcionalidad y seguridad.

Es decir la magnitud y en cierta forma la rapidez de las deformaciones del suelo dependerá de: la naturaleza deformable del suelo de apoyo, de la magnitud de las sobrecargas impuestas por la estructura, de las dimensiones y forma de las áreas de apoyo y, a su vez, la magnitud de las sobrecargas impuestas por la estructura será función de la rigidez de ella, que dependerá de las dimensiones de los elementos estructurales y de la naturaleza de los materiales que constituyen a esos elementos estructurales, o sea en resumen, el ingeniero tiene a su disposición el poder manejar más variables y, de su ingenioso manipuleo, puede lograr la cimentación óptima, o sea la que reuna simultáneamente seguridad, funcionalidad y economía. Este interesante tema de perspectivas ventajosas será expuesto por Agustín Demeghi Colina.

-DISEÑO ESTRUCTURAL.

Con todos los antecedentes logrados mediante la exposición de los temas anteriormente mencionados se entra al llamado DISEÑO ESTRUCTURAL, cuyo nombre indica su objetivo y del que será responsable Raúl Granados.

-PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

Hecho ya el Diseño Estructural de la cimentación, se

procede a seleccionar el procedimiento de construcción adecuado, para lo cual obviamente deberán conocerse los que hasta ahora se han empleado. En realidad, desde la determinación de la capacidad de la carga del suelo de apoyo y de la magnitud y rapidez de la deformación del mismo, se tiene que venir delineando el procedimiento de construcción, de manera que la selección ya esté un tanto dirigida. La explicación detallada de los procedimientos de construcción usuales en cimentaciones superficiales, profundas y especiales, estará a cargo de Luis Bernardo Rodríguez y de Ricardo Sánchez Bringas.

-CONCLUSIONES Y EVALUACION.

Al término del curso, se hace necesario obtener una serie de conclusiones, que permitan afianzar los conocimientos adquiridos de tipo general y fundamental, de manera que ellos marquen la trascendencia del curso: este será el objetivo de la última reunión.

CONCEPTOS BASICOS.

Con la idea de lograr la homogenización de los asistentes al curso, en cuanto a algunos conocimientos de Mecánica de Suelos, se procede a continuación a exponerlos.

En primer lugar, conviene hacer consideraciones acerca de cuáles conocimientos requiere tener el ingeniero para aplicar adecuadamente la Mecánica de los Suelos. Para

esto basta con pensar en qué preguntas se ocurren hacer cuando se tiene necesidad de resolver algún problema que tenga que ver con la Mecánica de Suelos. La primera pregunta que surge es obviamente ¿qué suelo se tiene? y para responderla es necesario conocer a los suelos en cuanto a sus propiedades físicas y mecánicas y este es precisamente el objetivo que se persigue con la exposición del segundo tema, denominado ESTUDIOS PREVIOS.

Una vez determinado el tipo de suelo, o por mejor decir, conocido el suelo que interviene en el caso en cuestión, surgen preguntas tales como: ¿qué capacidad de carga tiene? ¿qué magnitud y qué rapidez tendrá la deformación que se produzca?. Estas preguntas deberán ser contestadas empleando las teorías que al respecto existen, por lo tanto surge como necesario el conocimiento de las TEORIAS de la Mecánica de Suelos, básicamente de sus hipótesis, ya que la pregunta que realmente hay que contestar es ¿cuál teoría es la aplicable?

Los temas ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA, ANALISIS DE DEFORMACIONES, INTERACCION ESTRUCTURA-SUELO y en cierto modo DISEÑO ESTRUCTURAL son los representativos del conocimiento teórico que tiene que tener el ingeniero que requiera dominar el tema de cimentaciones.

Existe un tercer "conocimiento", que realmente no es seguro que merezca ese nombre y que está presente en los dos conocimientos anteriores; es el llamado sentido común, criterio o experiencia, que es precisamente el que permite afinar los resultados de manera que la obra de ingeniería de que se

trate resulte óptima. Quizá, en el caso del curso de Cimentaciones, sea el penúltimo tema: PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION, el que más se preste para hacer resaltar este tercer "conocimiento" necesario.

En resumen, un ingeniero que quiera aplicar óptimamente la Mecánica de Suelos, requerirá tener tres conocimientos. El de las propiedades de los suelos para conocerlos y por lo tanto para distinguirlos; el de las teorías de Mecánica de Suelos para tratar de cuantificar esas propiedades y el llamado sentido común.

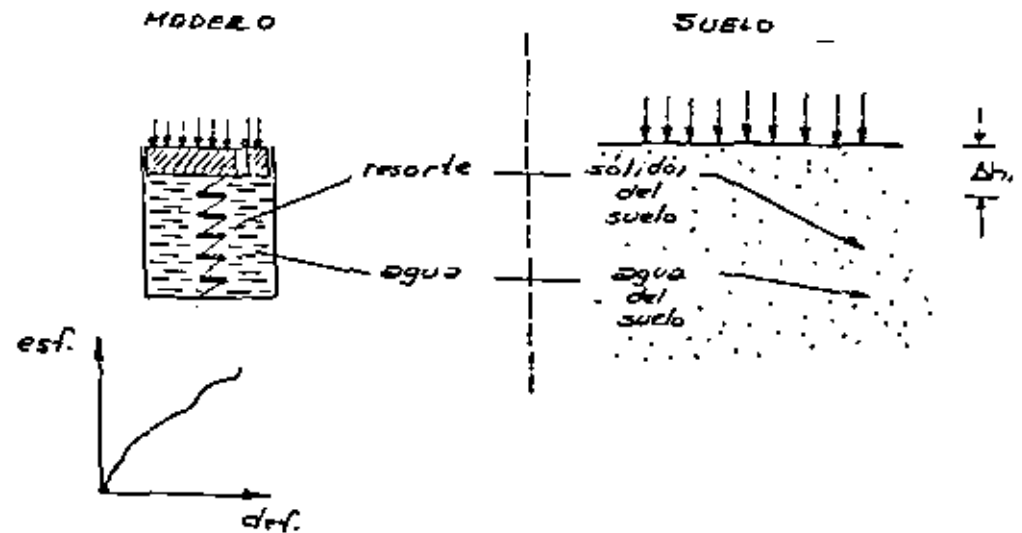
Dado que en el curso se comentará sobre deformación volumétrica del suelo, y su resistencia, conviene con relación a esos conceptos hacer algunos comentarios, teniendo en cuenta obviamente las limitaciones que toda teoría tiene, y en este caso el hecho de que sólo se trata de homogenizar conocimientos de los asistentes sobre Mecánica de Suelos.

Para el caso de deformación volumétrica del suelo y teniendo en cuenta que de ella van a interesarse dos características: MAGNITUD y RAPIDEZ, se hace uso de lo que podría llamarse la ecuación fundamental de los suelos saturados, es decir de la ley fundamental de aquellos suelos en que todos los huecos que dejan entre sí las partículas sólidas están llenos de agua, ello se debe al creador de la Mecánica de Suelos moderna el profesor KARL TERZAGHI.

Para plantear la ecuación puede considerarse un suelo saturado y sobre él una obra de ingeniería, por ejemplo,

un cimiento, que ejerce una cierta sobrecarga Δp . A tal suelo se le puede representar por un modelo reológico, constituido por un cilindro un émbolo de peso despreciable respecto a Δp , y sin fricción en su contacto con las paredes del cilindro.

El cilindro tiene en su parte interior un resorte a su vez, este resorte tiene la característica de que para aceptar esfuerzos requiere que se deforme. El agua dentro del cilindro representa el agua del suelo que aparece en los huecos dejados por los sólidos y el resorte del modelo representa a los sólidos del suelo.



Gráfica Esfuerzo - Deformación del resorte (para que varíe sus esfuerzos se requiere que se deforme).

Además el émbolo está provisto de un orificio a través del cual el agua puede salir del cilindro. En la figura se ha indicado del lado izquierdo al modelo real y del derecho al suelo que representa. Sobre el émbolo del modelo se supone ejerciendo una sobrecarga Δp , que representa a la que actúa sobre el suelo. Resulta obvio que tal sobrecarga es soportada por el suelo, es decir por los dos elementos del suelo saturado: los sólidos y el agua; pero, qué fracción de Δp toman los sólidos y cuál es la que toma el agua. En el instante en que se coloca la Δp (se supone que se hace instantáneamente, o sea $t = 0$), no se produce salida de agua por el orificio, pues para ello es necesario que transcurra tiempo; por lo tanto, el émbolo no baja y consecuentemente el resorte no se deforma y en estas condiciones no ayuda a soportar a Δp ; es decir, el esfuerzo que en él aparece debido a la presencia de Δp es nulo; si a este esfuerzo se le llama efectivo y se le indica por $\Delta \bar{p}$, se puede anotar que si $t = 0$, $\Delta \bar{p} = 0$. En estas condiciones el esfuerzo Δp es soportado todo por el agua y si a él se le indica por u se tiene:

$$\text{si } t = 0, u = \Delta p.$$

Al transcurrir el tiempo, el agua del cilindro empieza a salir, y el émbolo a bajar, consecuentemente el resorte empieza a deformarse y a tomar esfuerzo, o sea a tomar parte de Δp . En el caso del suelo observamos que en él se empieza a producir hundimiento. Llega un tiempo en que tal hundimiento cesa; en el caso del modelo tal instante corresponde al momento en que el émbolo deja de bajar debido a que el agua ha dejado de salir y esto sucede por la presión que lo impulsaba ya no existe o lo que es lo mismo porque el resorte ha alcanzado

una deformación de tal magnitud que por sí sólo es capaz de soportar toda la Δp , o sea, $\Delta \bar{p} = \Delta p$. A ese momento se le denomina final y lo indicaremos con t_f . En un instante comprendido entre $t = 0$ y $t = t_f$, la sobrecarga Δp será soportada parte por los sólidos ($\Delta \bar{p}$) y parte por el agua (u) de manera que se cumple:

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u$$

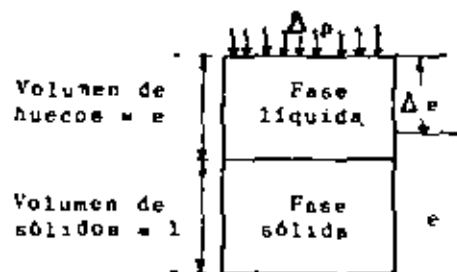
pero esta ecuación también se cumple para $t = 0$ y $t = t_f$, de manera que ella es la que rige el comportamiento de los suelos saturados por ello se le puede llamar ECUACION FUNDAMENTAL DE LOS SUELOS SATURADOS.

Es interesante observar que cuando ya se ha generado todo el hundimiento $\Delta p = \Delta \bar{p}$ y $u = 0$, ó sea que la sobrecarga es tomada toda por los sólidos. Por ello en Mecánica de Suelos se usa el término denominado grado de consolidación (U) que se indica en porcentaje como:

$$U\% = \frac{\text{esfuerzo tomado por los sólidos}}{\text{esfuerzo total que finalmente tomarán los sólidos}} = \frac{\Delta \bar{p}}{\Delta p} \times 100$$

así cuando el grado de consolidación $U\%$ es nulo, $\Delta \bar{p} = 0$ y no se ha producido ningún hundimiento, pero si el grado de consolidación $U\%$ es 100, $\Delta \bar{p} = \Delta p$ y el hundimiento total se ha generado.

Si al suelo saturado lo representamos ahora por el siguiente esquema:



$$e = \text{Relación de} = \frac{\text{volumen de huecos}}{\text{volumen de sólidos}}$$

Y debido a la Δp , el volumen de huecos disminuye en Δe y el suelo compresible se hunde Δh puede escribirse:

$$\frac{\Delta h \cdot \text{Area en que se produce el hundimiento}}{H \cdot \text{Area en que se produce el hundimiento}} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

Disminu-
ción de
volumen
del mode-
lo.
Volumen
original
del mode-
lo.

$$\frac{\Delta h \cdot \text{Area en que se produce el hundimiento}}{H \cdot \text{Area en que se produce el hundimiento}} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

Luego:

$$\frac{\Delta h}{H} = \frac{\Delta e}{1+e_0} \therefore \Delta h = \frac{\Delta e}{1+e_0} H$$

Donde:

Δh = hundimiento

Δe = variación de la relación de vacíos

e_0 = relación de vacíos original del suelo

H = espesor compresible del suelo de apoyo de Δp .

Δe es provocada porque apareció un $\Delta \bar{p}$ luego puede escribirse:

$$\Delta h = \frac{\Delta e / \Delta \bar{p}}{1+e_0} = \Delta \bar{p} \cdot H$$

a $\Delta e / \Delta \bar{p}$ se le indica como a_v , y

a $\frac{a_v}{1+e_0}$ como m_v Luego:

$$\Delta h = m_v \cdot \Delta \bar{p} \cdot H$$

Donde:

Δh = hundimiento

m_v = módulo de compresibilidad del suelo (para el mismo $\Delta \bar{p}$, a mayor valor de m_v el suelo es más compresible).

$\Delta \bar{p}$ = incremento de presión que sufran los sólidos del suelo para que se produzca un hundimiento Δh .

H = espesor compresible del suelo de apoyo de Δp .

Si se quisiese el hundimiento total, o sea el que finalmente se producirá basta con hacer $\Delta p = \Delta \bar{p}$, y así se tiene:

$$\Delta h_{\text{total}} = m_v \cdot p \cdot H$$

Donde:

m_v se calcula con Δp o sea:

$$m_v = \frac{e / \Delta p}{1+e_0}$$

Generalmente el ingeniero requiere variar la magnitud del hundimiento; por ejemplo hasta hacerlo nulo, para saber

cómo lograrlo necesita conocer cuáles son los factores que influyen en esa magnitud; la fórmula encontrada permite darse cuenta que estos factores son tres:

- a) La naturaleza del suelo de apoyo en cuanto a su deformabilidad volumétrica (m_v).
- b) La magnitud de los esfuerzos que aparecen entre los sólidos del suelo de apoyo, debido a la presencia de la sobrecarga impuesta ($\Delta \bar{p}$)
- c) Las dimensiones del área cargada con Δp (H).

Variando ingeniosamente estos factores se puede lograr que el hundimiento adquiera el valor adecuado a la obra de que se trate. En la exposición se comentarán casos prácticos.

Desde luego, no resulta completo el conocimiento de la deformación volumétrica del suelo, sin conocer la RAPIDEZ con la que va ha producirse; al respecto, siempre surge la pregunta cuya respuesta permite llegar a recomendaciones prácticas, o sea cuáles son los factores que influyen en la rapidez de la deformación volumétrica del suelo saturado. La respuesta se encuentra fácilmente, observando el modelo reológico del suelo saturado: la velocidad con la que baja el émbolo depende de la velocidad con la que sale el agua del cilindro. Luego la rapidez del hundimiento es función de la rapidez con la que fluye el agua dentro del suelo, y ésta a su vez depende, para una sobrecarga dada, de las condiciones de drenaje del suelo de apoyo. Al respecto, existe entre otros la teoría de consolidación unidimensional de Karl Terzaghi, quien llega a la siguiente fórmula:

$$t = \frac{T \cdot H^2 \cdot \Delta e}{K \cdot (1 + e_0) \cdot \Delta \bar{p}} \gamma_0$$

Si se analiza la fórmula, tal como se hará en la exposición, se encontrará que desde el punto de vista práctico son tres los factores que influyen en la rapidez de la deformación, a saber:

- a) la magnitud de Δp
- b) la permeabilidad del terreno de apoyo.
- c) las dimensiones del área cargada.

Finalmente se hará una reflexión breve, que durante la exposición será más extensa sobre la resistencia del suelo. Se dice que comentar sobre resistencia del suelo es hacerlo sobre su falla, puesto que un suelo resiste hasta que falla. Así que se tiene de inmediato la pregunta: ¿qué es falla en el caso del suelo?

Puede pensarse que la falla se produce cuando el suelo adquiere una deformación de magnitud no admisible o bien cuando en él aparece un esfuerzo también no admisible. De estos dos caminos se ha seleccionado para los suelos el segundo y, se ha expresado en función de esfuerzo cortante que se le denomina resistente (s) y que depende de la presión entre los sólidos del suelo ($\Delta \bar{p}$) y de un parámetro que mide la fricción entre los elementos del suelo que se indica con un coeficiente de fricción ($\text{Tan } \varphi$) donde a φ se le llama ángulo de fricción interna. La presión a la que se llega es:

$$S = \Delta \bar{p} \text{ Tan } \varphi$$

Lo importante de esta expresión es que

$$\Delta \bar{p} = \Delta p - u$$

y u es función del tiempo, luego la resistencia de un suelo depende del factor tiempo, es decir de cómo se le trate en la obra. Durante la exposición se darán varios ejemplos prácticos de manera de lograr la comprensión y aceptación de este criterio.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ESTUDIOS PREVIOS

Ing. Manuel Jara López

MAYO 1983

ESTUDIOS PREVIOS

NECESIDAD DE ESTUDIOS PREVIOS

Cualquier problema de ingeniería necesita estudios previos para la realización de un proyecto adecuado. Los estudios previos nos permiten, en primer término, adquirir una idea de la naturaleza del problema, para ubicar la experiencia precedente del proyectista de la obra y, en segundo lugar, mediante la extracción de las muestras del suelo y la ejecución de las pruebas de laboratorio adecuadas, determinar los parámetros de comportamiento para la aplicación de la teoría.

Por otra parte, es necesario considerar que los suelos se presentan en la naturaleza en una gran variedad, con propiedades mecánicas también diferentes, pues aún en los suelos homogéneos éstas varían de punto a punto. Lo anterior trae consigo la necesidad de aplicar métodos de perforación distintos para obtener el tipo de muestra adecuado a la naturaleza del suelo y lleva también a la ejecución de pruebas de laboratorio diferentes, cuya elección depende de las propiedades que sea de interés conocer, lo que a su vez depende del problema de ingeniería cuyo proyecto se realiza (Fig. 1) y de las condiciones del propio suelo. El tipo de muestra que se obtenga está pues relacionado con el fin que se pretenda lograr al realizar el estudio; por ejemplo, si se analiza el problema de la construcción de un edificio o del terraplén de una carretera en un suelo muy compresible como puede ser una arcilla blanda, será necesario conocer, entre otras, las características de compresibilidad del suelo y será necesario obtener muestras inalteradas de diámetro no menor de 4", que permitan la realización de pruebas de consolidación en

.../...

el laboratorio.

En general, puede decirse que las propiedades mecánicas de más interés para el ingeniero que estudia el problema de una cimentación son la resistencia del suelo, su compresibilidad y sus características esfuerzo-deformación. En algunos problemas específicos será necesario conocer las características de permeabilidad (flujo de agua) de flexibilidad (pavimentos) y la resistencia que presenta un suelo ante la acción de los agentes del intemperismo (erosión de suelos).

La naturaleza del suelo y las características propias de la obra son determinantes para la elección del método de perforación, pues el conocimiento de las propiedades mecánicas del suelo que fundamentalmente sea necesario determinar, obligan a que el método de exploración permita obtener una muestra adecuada, que podrá ser "inalterada", si conserva todas las características que el suelo tiene "in situ", es decir sin alterar su estructuración, contenido de agua, etc., que condicionan su resistencia, compresibilidad y demás propiedades, propias del suelo en el estado en que se encuentre en la naturaleza. En otras ocasiones no será necesario obtener muestras inalteradas, por ejemplo cuando el suelo se vaya a emplear para la construcción de una presa o del terraplén de una carretera, en cuyo caso la estructuración que tiene "in situ" será destruida y el conocimiento de las propiedades del suelo en estado inalterado carece de sentido. En este caso será necesaria la obtención de muestras representativas, es decir, muestras que conserven todos los elementos constituyentes del suelo tal como se encuentra en la naturaleza, incluyendo el agua contenida en sus vacíos. Ambos tipos de muestra deberán ser protegidos para que conserven su --

.../...

contenido de agua original y, en el caso de la muestra inalterada, también para que no se altere su estructura. Estas deberán enviarse al laboratorio dentro de cajas de madera, empacándolas con aserrín o papel, de tal manera que durante su transporte no sufran golpes que puedan alterarlas.

Hay ocasiones en que no es necesario obtener una muestra representativa del suelo. Puede imaginarse el caso en que se pretenda verificar tan solo la profundidad de un estrato rocoso, sobreyacido por un manto de suelo suave, de características ya conocidas. Las variaciones en profundidad que pudiera tener el estrato resistente se conocerán sin la necesidad de obtener muestras inalteradas o representativas del estrato superior.

Puede decirse que en realidad las muestras "inalteradas" no existen pues las operaciones propias del muestreo, independientemente de que sea realizado cuidadosamente y empleando los muestreadores más convenientes, siempre causarán un cierto grado de alteración a la muestra de suelo. Además, la muestra ha sido extraída de una cierta profundidad donde estaba sujeta a unas ciertas condiciones de esfuerzo, debidas al peso de los materiales sobreyacentes.

Al extraerla se cambiaron las condiciones arriba mencionadas y esto, indudablemente, causará un cierto grado de alteración a la muestra de suelo, por la liberación de esfuerzo que causó su extracción, sobre todo en sondeos muy profundos. Puede decirse que una muestra "inalterada" es pues una muestra que ha sido lograda con un grado de alteración mínimo, que depende principalmente de la forma y cuidados que se hayan tenido en su obtención.

Para estudiar cualquier tipo de cimentación es necesario elaborar un programa de exploración, que permita obtener muestras alteradas o inalteradas según se ha comentado. Dicho programa puede incluir la realización de sondeos de tipo preliminar y de tipo definitivo. En el siguiente cuadro se muestran los tipos principales de sondeos que pueden utilizarse para la realización de los estudios de Mecánica de Suelos.

Tipo de sondeo	Preliminares	Pozos a cielo abierto. Perforaciones con barrenos helicoidales o posteadora. Métodos de lavado. Penetración estándar. Penetración cónica. Perforación en boleos y gravas.
	Definitivos	Pozos a cielo abierto. Métodos de tubo de pared delgada. Métodos rotatorios para rocas.
	Métodos Geofísicos	Sísmico. De resistividad eléctrica. Magnético y gravimétrico

En seguida se describe brevemente cada uno de los métodos arriba mencionados.

EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO CON MUESTREO ALTERADO O INALTERADO

Este tipo de exploración es útil cuando el terreno presenta buenas condiciones de cimentación y cuando la estructu-

.../...

ra es de poca importancia; en este caso los esfuerzos inducidos por la cimentación serán pequeños y fácilmente soportados por el subsuelo. El pozo a cielo abierto permite también obtener muestras inalteradas con un grado mínimo de alteración tomadas de las paredes de la excavación.

Este método permite observar directamente la estratigrafía del subsuelo, con objeto de apreciar las condiciones de cimentación (angulosidad y trabazón de las partículas que constituyen el estrato etc.), información muy útil cuando no es posible obtener muestras inalteradas, como en el caso de arenas o suelos con grandes cantidades de boleos y gravas. Su profundidad está limitada por la dificultad creciente que existe para avanzar dentro del pozo ya que es necesario tomar en cuenta el traspaleo, la aparición del nivel de aguas freáticas o el derrumbe de las paredes del pozo en materiales sin cohesión. Generalmente los pozos a cielo abierto pueden efectuarse hasta 4 ó 5 m de profundidad sin tener que ademarlos.

Cuando no se puedan labrar muestras inalteradas deberá efectuarse una inspección visual, y deberán enviarse muestras en bolsas de lona, o bolsas de papel parafinado al laboratorio, para ser inspeccionadas y efectuar en ellas algunos ensayos de clasificación. Estas muestras deberán tomarse de cada estrato o bien a cada metro de profundidad y serán reducidas a tamaño conveniente por el procedimiento llamado cuarteo, que se aplica cuando el volumen que se obtiene al muestrear un pozo es excesivo.

Es más conveniente obtener las muestras inalteradas de las paredes de la excavación, pues el fondo es generalmente -

alterado por los propios trabajadores. Es también posible obtener muestras inalteradas de excavaciones a cielo abierto empleando tubos muestreadores. (Fig. 2).

La extracción de muestras inalteradas en arenas limpias es muy difícil.

Cuando tienen cohesión aparente (arriba del N.A.F.), se pueden emplear los métodos anteriores; en caso contrario habrá que emplear métodos costosos y elaborados como por ejemplo: inyectar emulsión asfáltica o congelar el agua contenida en la muestra, si está localizada abajo del NAF.

El equipo y materiales que se emplean para la realización de los pozos son: picos, palas, barretas, cuchillas labra muestras, espátulas, alambres de acero, manta de cielo o vendas elásticas, parafina, brea, estufa, cable de manila "chundis", costales o cajones, tarjetas de identificación de muestras, hojas de lámina de 1.50 x 1.50 m etc.

POSTEADORA, BARRENA HELICOIDAL, ETC.

Con el objeto de obtener muestras alteradas hasta una profundidad del orden de los 15 m que den una información preliminar de las características del subsuelo en formaciones geológicas suaves, es conveniente emplear estas herramientas. También se emplean con objeto de determinar la profundidad del nivel freático, profundizar excavaciones a cielo abierto y limpiar los sondeos que se efectúen por otros métodos.

Generalmente con una pala se inicia un pequeño agujero

ro para poder introducir la herramienta en él y por medio de giros aplicados por uno o dos hombres en el maneral, se hace avanzar la herramienta en el terreno, quedando aprisionada la muestra entre las hojas de lámina curvadas.

La muestra obtenida se coloca en frascos, los cuales se sellan con una mezcla de parafina y brea (3/4 de parafina y 1/4 de brea, en peso), colocándoles las etiquetas respectivas.

El procedimiento se repite para profundizar el pozo, agregando tramos de tubería. En materiales sin cohesión abajo del nivel freático, la posteadora y barrena (Fig. 3) se lavan, no obteniéndose la muestra.

El equipo y herramientas que se emplean son: posteadora o barrena helicoidal con maneral, tubos de 3/4" en tramos de un metro (extensiones), llaves stillson, frascos, parafina, brea, tarjetas de identificación de muestras, palas etc.

METODO DE LAVADO

Es un procedimiento exploratorio rápido y económico que se utiliza para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo (pueden llegar a obtenerse errores al marcar las fronteras entre estratos del orden de 1 ó 2 m).

También es frecuente su uso como auxiliar en otros métodos de perforación (penetración estándar). Las muestras obtenidas son completamente alteradas (lavadas) por lo tanto no es posible efectuar ningún ensayo en ellas (Fig. 4).

Para iniciar una perforación se instala el trípíe y se hinca en el terreno un tramo de ademe. En seguida se coloca un trépano con una varilla de perforación dentro del ademe y en la parte superior de la varilla se conecta el Swivel, por el que se inyecta agua a presión, golpeando y girando la varilla con -- objeto de ir desalojando el material que se encuentra dentro del tubo de ademe; por el espacio entre éste y la varilla de perforación sale al exterior la mezcla de agua y material en suspensión, misma que se recoge en un recipiente para examinarla. Una vez que se ha llegado al extremo inferior del tubo de ademe, se suspende la inyección de agua y se repite el proceso. El ademe se hinca a golpes con un martinete, ayudando a penetrarlo en el suelo con giros.

El equipo y herramienta que se emplean son: trípíe - adecuado, poleas, tubería de ademe, barras de perforación, malacate, trépanos, cable de maníla, llaves de caimán, llaves - - - stillson, bomba de agua, swivel, mangueras, tubería de 3/4", martinete y guía para el mismo, recipiente para obtener la muestra, frascos, tarjetas de identificación de muestras, etc.

PENETRACION CONICA DINAMICA

El procedimiento constituye un método de exploración hasta cierto punto sencillo, que necesita de perforaciones de -- control para determinar la naturaleza del suelo y con esto deducir su comportamiento posterior, ya que en su ejecución no se -- obtienen muestras. La máxima eficiencia de este método se logra donde la geología del lugar es errática pues proporciona registros continuos verticales, que por su bajo costo se pueden situar cercanos. El método se basa en la variación observada de -

la resistencia a la penetración cuando cambian las características de los suelos.

Como en los resultados influye la fricción lateral - desarrollada a lo largo de las barras de perforación, para reducirla se emplea tubería que las cubre con cierta holgura, pero de diámetro menor que el cono. Esto hace que el método resulte más lento, por el tiempo que se emplea en bajar el ademe.

Se han hecho muchas variantes de este penetrómetro, - pero en todas se debe tener cuidado de calibrarlo con resultados del penetrómetro estándar y pruebas de carga directa, para correlacionar los resultados obtenidos.

En el caso en que se trabaje sin ademe se conecta el penetrómetro (Fig. 5) a las varillas de perforación y se introduce en el terreno contando los golpes por cada 30 cm de penetración y aplicando una energía por golpe de 4,840 kg-cm. (martinete de 63.5 kg y altura de caída de 76 cm); conforme se avanza en profundidad, se van agregando tramos de tubería, repitiendo el procedimiento hasta alcanzar la profundidad requerida, haciendo la aclaración que cualquier obstáculo (boleos) impide el avance de la herramienta.

De los datos de esta prueba se obtiene una gráfica - de número de golpes contra profundidades, que nos da idea en forma cualitativa de las características mecánicas del subsuelo.

Las ventajas de la penetración cónica sin ademe son: la rapidez con que se efectúa la perforación y la obtención de un registro continuo a lo largo de la misma. El método es muy -

conveniente para tener una idea de los problemas que pueden esperarse y permite programar sobre bases más firmes los sondeos definitivos. También es muy útil cuando se trata de localizar la profundidad de estratos resistentes.

El equipo y herramientas comunmente empleadas son: - martinete y guía para el mismo, trípode adecuado, poleas, tubería de ademe, barras de perforación, malacate, penetrómetro cónico, cables, llaves de caimán, llaves stillson, bomba de agua, trépano, mangueras, tubería de 3/4", posteadora, cuchara, swivel, - - etc.

PENETRACION ESTANDAR

Es una prueba "in situ" que permite determinar la compacidad de las arenas, relacionándola con la resistencia ofrecida al hincado de un muestreador estándar de media caña (Fig. 6), de dimensiones perfectamente definidas.

Tiene ventaja sobre otras pruebas de penetración, pues al mismo tiempo que dá a conocer aproximadamente la compacidad de los suelos, permite obtener muestras de los mismos que sirven para ejecutar en ellas algunos ensayos.

Se han tratado de correlacionar los resultados de la prueba con la resistencia a la compresión simple de arcillas y limos; sin embargo, esta correlación no es muy confiable y es mejor determinar esta resistencia por medio del ensaye de compresión simple.

La prueba de penetración estándar se efectúa con un

martinete de 63.5 kg (140 lb) el cual se deja caer libremente --
76 cm (30") contando el número de golpes necesarios para introduci
cir 30 cm (un pie) un muestreador de medidas específicas.

Para realizar la prueba se procede como sigue:

- a).- Se limpia el fondo del pozo con posteadora o cuchara; si --
el sondeo se azolva en exceso se usará chiflón de agua, --
excepto en los últimos 30 ó 40 cm, que se limpiarán con la ca
cuchara o posteadora.
- b).- Con el muestreador de media caña en el fondo del pozo, se --
golpea el cople superior de la barra de perforación con el ma
martinete, hasta hacerlo penetrar 15 cm; desde este momento
se registran los golpes necesarios para hacerlo penetrar --
30 cm más. En seguida se termina de hincar el muestreador en
en toda su longitud.

La resistencia a la penetración se expresa por el --
número de golpes necesarios para lograr la penetración de los --
30 cm intermedios. Si la resistencia del terreno fuese alta, --
con objeto de no maltratar el penetrómetro se suspenderá la --
prueba cuando se hayan contado 50 golpes, aunque la penetración lo
lograda fuera menor de 30 cm, anotando su magnitud. Hágase uso de
del chiflón con el criterio del inciso (a) para continuar los --
ensayos de penetración.

- c).- Se retira el muestreador, se abre y se saca la muestra y se
deposita en los frascos de boca ancha, que se tapan y se se
llan con una mezcla de parafina y brea, colocándoles las --
etiquetas respectivas.

del pozo, ya sea por medio de posteadora o con cuchara; después se baja el tubo hasta el fondo y se introduce en el terreno con movimiento rápido y a velocidad constante, siendo necesario -- anclar perfectamente la máquina perforadora en el piso, cuando -- ésta se emplea para facilitar el hincado. Cuando no se dispone -- de la perforadora la introducción del muestreador podrá efectuar -- se usando un malacate y haciendo la introducción como arriba se -- indica. Si el muestreador se introduce a golpes, se producirá -- gran alteración en la muestra.

Una vez que el muestreador ha penetrado en toda su -- longitud, se saca y se enrasan las caras superior e inferior y -- se colocan 2 placas metálicas: el conjunto se sella con la mez-- cla de parafina y brea previamente preparada.

Los tubos deberán marcarse con pintura, anotando los -- datos del estudio y la profundidad de la muestra.

El equipo y herramienta comunmente empleadas en este -- método de perforación son: tripié adecuado, máquina perforadora, -- diferencial de 1.5 ton, bomba de agua, swivel, trépanos, mangue-- ras, tubería de 3/4", poleas, tubería de ademe, barras de perfo-- ración, tubos muestreadores, "cabezotes", cable, llaves caimán, -- stillson, parafina, brea, estufa, posteadora o cuchara, etc.

Las muestras de 4" para pruebas de consolidación re-- quieren para su realización de tubería de ademe de 6" de diáme-- tro, tubería difícil de hincar y de un costo elevado. Para subs-- tituirla se emplean con éxito en muchas ocasiones los lodos de -- perforación.

Las funciones principales de un lodo de perforación son: enfriar la herramienta de perforación, elevar el rípió de la perforación y sostener las paredes del pozo. Para cumplir con esta última función es necesario un líquido que tenga un peso específico suficientemente alto.

La técnica de los lodos de perforación es muy reciente (año 1900 aproximadamente). Generalmente son suspensiones coloidales a base de arcilla. Su comportamiento es extremadamente complejo, aunque para el trabajo de adorado de perforaciones es tan sólo importante conocer algunas características, como son:

- El agua libre y el espesor de la costra que se forma en las paredes de la perforación y que las sostiene.
- La densidad.
- La viscosidad y tixotropía.

La formación de la costra es el resultado de la absorción por el terreno del agua libre del lodo. Es necesario que la costra sea delgada para permitir el paso de las herramientas de perforación y resistente para asegurar el sostenimiento de las paredes.

El valor de la densidad suele ser de aproximadamente 1.2 y no mayor de 1.4, valor por arriba del cual los lodos no son bombeables.

La viscosidad debe ser la menor posible para dismi--

.../...

nuir las pérdidas de carga debidas al flujo del lodo y a la potencia de las bombas. Tampoco debe ser muy pequeña a fin de evitar que durante la perforación se sedimenten en los sondeos las partículas inertes.

La tixotropía es la propiedad de un líquido por la que se convierte en un gel cuando no circula. Esta propiedad es útil en los lodos de perforación porque al parar la circulación impide que el rípio caiga al fondo del pozo y obstruya la herramienta de perforación. Tampoco deben tener la propiedad a tal grado que impida el restablecimiento de la circulación al volver a poner en marcha las bombas.

PERFORACIONES EN BOLEOS Y GRAVA

Se pueden presentar dos casos.

- 1.- Cuando estos depósitos se encuentran a poca profundidad es conveniente efectuar pozos a cielo abierto para observar los porcentajes de boleos, gravas y arenas y la trabazón, angulosidad y tamaño de partículas. Se determina también el espesor del estrato.
- 2.- Cuando los mantos están profundos es necesario atravesarlos con objeto de investigar si existen capas subyacentes más débiles que puedan perjudicar la estructura. En este caso puede realizarse la perforación de dos maneras, dependiendo del tamaño del boleo. Si éste es pequeño se puede desalojar o romper con los trépanos y chiflón de agua, girando con la mano las barras de perforación y levantándolas al mismo tiempo, con ayuda del malacate, para golpear con el trépano

.../...

los boleos. Después se hinca el ademe por medio de golpes del martinete. Si el boleo es grande se efectuará una perforación en el mismo usando el taladro de la perforadora para después alojar ahí un cartucho de dinamita; el sondeo se sella con arena y se retira el ademe aproximadamente 1.50 m, para no perjudicarlo al explotar el cartucho. Después se vuelve a bajar el ademe y empleando el trépano se avanza en la forma descrita anteriormente.

El equipo y herramienta que se emplean son: tripié adecuado, máquina perforadora, diferencial de 1.5 ton., bomba de agua, swivel, trépanos, mangueras, tubería de 3/4", poleas, tubería de ademe, barras de perforación, cable, llaves caimán y stillson, brocas de diamantes, rímas, barril muestreador, cartucho de dinamita al 40 %, estopines eléctricos, pilas secas, etc.

PERFORACION EN ROCA

El objeto de este tipo de perforación es obtener muestras de la roca sobre la que se pretende apoyar alguna estructura y comprobar con un examen visual y, en algunos casos petrográfico, el tipo de roca, su grado de alteración o fracturamiento, etc., y efectuar en los núcleos pruebas de compresión simple para determinar su resistencia. Para extraer la muestra se baja la broca hasta la profundidad a la que se encuentra la roca y se inicia la perforación, para la cual es indispensable disponer de una máquina perforadora. El éxito de la perforación dependerá de los siguientes factores:

- a) La velocidad de rotación.

- b) La presión adecuada del agua.
- c) La presión ejercida sobre la broca.

Si el operador de la máquina carece de experiencia - para balancear los tres factores arriba mencionados, que desde luego dependerán del tipo de roca que se esté perforando, seguramente se presentarán problemas que inclusive podrán conducir al fracaso del sondeo.

La Fig. 10 muestra un esquema de una máquina perforadora y de algunos implementos usados en la perforación de los mantos de roca.

El equipo y herramienta empleadas son: máquina perforadora, tripié adecuado, diferencial de 1.5 ton, bomba de agua, swivel, trépanos, mangueras, tubería de 3/4", poleas, tubería de ademe, barras de perforación, cable, llaves de caimán y stillson, brocas de diamantes, rimas, barriles muestreadores, cajas para muestras, tarjetas de identificación, etc.

El método de sondeo que deba emplearse en una obra determinada será función principal del material que constituya el subsuelo y del problema de ingeniería que trate de resolverse. Por ejemplo si el subsuelo está constituido por un material arcilloso muy compresible sobre el cual se pretende construir un edificio de varios pisos, será necesario obtener muestras inalteradas en tubo tipo shelby de 4" de diámetro, para poder calcular los hundimientos a que estará sujeta la estructura. Si el material por el contrario es una arena limpia de compacidad media, el sondeo podrá realizarse empleando el método de penetración --

estandar.

El número de sondeos será función de la importancia de la obra y del material del subsuelo. La cimentación de una construcción pequeña no podrá resolverse haciendo un número grande de sondeos, bajo pena de encarecerla hasta un grado tal que haga incosteable su estudio. Una obra importante podrá admitir un mayor número de perforaciones. La homogeneidad del suelo también es importante; si es muy homogéneo los sondeos podrán reducirse y si es muy heterogéneo será importante realizar muchos sondeos por procedimientos baratos (penetración estandar por ejemplo), para tener una idea general del subsuelo; la obtención de muestras en las que se puedan determinar las propiedades mecánicas, en general, no resultará conveniente por la gran variación que es de esperar en dichas propiedades.

La profundidad de las perforaciones está también condicionada por la importancia de la obra, el tipo de material del subsuelo y el tipo de cimentación que se adopte. Es importante para éllo determinar los esfuerzos que la estructura provocará en el subsuelo bajo la cimentación. Para ello será necesario conocer el peso de la construcción (incluida la cimentación) y el área en que será distribuida la carga. El tipo de cimentación o mejor dicho los tipos probables de cimentación deberán ser analizados, pues la profundidad a la que los esfuerzos ejerzan considerable influencia dependerá también de éllo. La Fig. 11 muestra como se distribuyen los esfuerzos verticales y cortantes para dos tipos de carga muy comunes en la práctica. En general la perforación deberá profundizarse hasta donde los esfuerzos ya no provoquen hundimientos de importancia, que desde luego dependerán del tipo de superestructura, rígida o flexible, y de

la función que deberá cumplir el proyecto. Si la cimentación es pilotada los sondeos deberán llevarse más allá de la punta de los pilotes, hasta garantizar que ningún manto compresible pueda causar hundimientos de magnitud inaceptable.

Los mantos de roca, por su rigidez, distribuyen los esfuerzos que a ellos llegan en áreas grandes, por lo que su magnitud disminuye rápidamente con la profundidad (efecto de losa). En estos casos la profundidad de exploración puede disminuirse en grado considerable. Los estudios de mecánica de suelos, cuando la roca está sana y no presenta defectos importantes ni existe la posibilidad de cavernas, en general exploran la formación rocosa unos 3 a 4 m aproximadamente. Si la roca presenta problemas del tipo arriba mencionado habrá necesidad de profundizar más los sondeos, siguiendo las recomendaciones anteriores y en el caso de posibles cavernas será necesario, aumentar el número de perforaciones para garantizar que no existan bajo el área de cimentación.

Una regla de orden práctico dice que el sondeo debe llevarse a una profundidad comprendida entre 1.5 a 3 veces el ancho del cimiento. Cuando la obra sea importante es mejor determinar la distribución de esfuerzos con la profundidad, como ya se mencionó.

METODOS GEOFISICOS

Estos métodos son útiles para conocer los contactos entre materiales de características que acusen un marcado contraste, por ejemplo permiten determinar fronteras entre suelos arcillosos y los mantos de roca que pudieran subyacerlos. Son

.../...

adecuados también cuando se requiere explorar superficies de - - gran extensión. No proporcionan muestras ni valores cuantitativos de las propiedades mecánicas de los suelos (pueden dar idea del tipo de material del subsuelo, pero siempre será necesario calibrar sus resultados con sondeos directos).

PRUEBAS DE LABORATORIO

Una vez obtenidas las muestras adecuadas por los procedimientos mencionados, el ingeniero de suelos necesita determinar las propiedades ingenieriles de los suelos.

Las pruebas que se realicen dependerán del problema que se deba resolver. La Fig. 1 proporciona una guía de las - - pruebas que son necesarias para algunos problemas específicos.

La determinación del contenido de agua de un suelo es importante por que es un índice de su compresibilidad. A mayor contenido de agua el suelo será más compresible; contenidos de agua bajos indicarán suelos poco compresibles. Basta pues conocer los valores de w , que pueden ser obtenidos muy rápidamente y a bajo costo, para conocer los problemas a los que deberá enfrentarse el ingeniero.

El conocimiento de los límites de plasticidad de un suelo es también muy importante, principalmente porque nos permiten clasificarlo. Determinando los límites de plasticidad y la granulometría de un suelo es posible encasillarlo dentro el Sistema Unificado de Clasificación de uso actual en la mecánica de suelos. Una vez identificado el suelo es posible al ingeniero tener una idea bastante clara de los problemas que habrá necesidad

de resolver para la obra en proyecto. Por ejemplo, si el suelo fue clasificado como CH, seguramente habrá necesidad de plantear una exploración con muestreadores de tubo tipo shelby de 4" de diámetro, para poder estudiar los probables asentamientos que seguramente sufrirá la estructura.

Las características granulométricas de interés sobre todo en los suelos gruesos, se determinan por el procedimiento tradicional, cribando el suelo a través de mallas.

La permeabilidad de los suelos en el laboratorio se determina sobre todo por medio de los permeámetros de los que existen dos tipos, el de carga constante y el de carga variable. También pueden realizarse pruebas de permeabilidad directamente en el campo.

Cuando se trata de un suelo muy impermeable los permeámetros dejan de ser útiles y el coeficiente de permeabilidad debe determinarse de los datos de la prueba de consolidación.

La compresibilidad de los suelos se determina mediante la prueba de consolidación, que se realiza siguiendo los procedimientos que pueden consultarse en cualquier manual de laboratorio.

La Fig. 12 corresponde a la tabulación realizada para la ejecución de una prueba de consolidación. En ella puede verse que la aplicación de las diferentes presiones a la muestra provocan la disminución de su relación de vacíos, que se calcula con base a las alturas, ya que el área de la muestra queda representada por la del anillo de consolidación, tanto para los vacíos como para los sólidos. El coeficiente de compresibilidad y el módulo de variación volumétrica quedan definidos por las expresiones que aparecen en la citada Fig. 12.

La altura efectiva de la muestra debe calcularse to-

mando en consideración que está drenada por ambas caras, tomando un promedio entre la altura inicial y final de la muestra, al principio y al final de cada incremento de carga.

El tiempo correspondiente al 50 % de consolidación se calcula en la forma que está descrita en cualquier libro de texto relativo al tema. Este tiempo se emplea para calcular el coeficiente de consolidación. En realidad una de las hipótesis de la teoría considera al coeficiente de consolidación como constante en cada incremento de carga y podría ser calculado con base en cualquier tiempo de consolidación. Si esto se hace así, los resultados serán diferentes y lo que se separen los valores indicará lo que el suelo se aparta de la hipótesis. Por costumbre y por estar igualmente alejado del 0 % y del 100 % de consolidación se usa el t_{50} .

La resistencia y las características esfuerzo-deformación del suelo pueden determinarse en el laboratorio con el aparato de corte directo, con pruebas triaxiales y con la prueba de compresión simple.

La prueba de corte directo es menos usada por los inconvenientes que presenta pues es difícil controlar el drenaje de la muestra, las variaciones del área de corte generalmente no se toman en cuenta, no es posible conocer los esfuerzos en planos diferentes al de falla durante su realización (sólo en el instante de la falla) y, finalmente, el tipo de falla que provoca es progresiva, por lo que se emplea únicamente para suelos de falla plástica.

Las pruebas triaxiales son las más usadas en la

actualidad para determinar la resistencia al esfuerzo cortante -- de los suelos. Esta depende de varios factores, por ejemplo en -- el caso de los suelos cohesivos la resistencia será diferente -- dependiendo de la historia geológica del suelo, de sus condicio-- nes de drenaje, de la velocidad de aplicación de la carga y de la sensibilidad de la estructura. La forma en que cada uno de es-- tos factores afecta la resistencia del suelo puede consultarse en cualquier libro de la especialidad.

En el caso de los suelos friccionantes la resisten-- cia al esfuerzo cortante depende de su compacidad, la forma de -- sus partículas, su distribución granulométrica, la resistencia -- individual de los granos, su tamaño y del nivel de esfuerzos que -- se apliquen. La influencia de todos estos factores también pue-- de consultarse en los textos clásicos.

Todas las variables anteriores han hecho que se de-- sarrollen varios tipos de pruebas triaxiales: la lenta, la rápi-- da-consolidada y la rápida. Cada una de ellas trata de represen-- tar las distintas condiciones que puede tener un suelo en la natu-- raleza y, generalmente, reproducen condiciones extremas pues se-- ría impráctico realizar una prueba distinta para cada condición -- que pudiera presentar un suelo en la naturaleza.

Actualmente las pruebas triaxiales se clasifican en -- pruebas de compresión y pruebas de extensión. En las primeras la longitud del espécimen sufre un acortamiento y en las segundas un alargamiento.

En las pruebas de compresión la disminución en la -- longitud de la muestra puede lograrse por incremento del esfuerzo

axial, por disminución del lateral o variando ambos a la vez.

Las pruebas de extensión pueden hacerse disminuyendo el esfuerzo axial, aumentando el lateral o variando ambos al mismo tiempo.

Una prueba lenta se distingue porque los esfuerzos que se aplican a la muestra siempre son efectivos, pues en ambas etapas (consolidación y falla), se permite el drenaje de la muestra y las cargas permanecen el tiempo suficiente para que se consolide totalmente. La línea de falla para un suelo normalmente consolidado y saturado obtenida con pruebas lentas se muestra en la Fig.13.

En la rápida-consolidada sólo durante la primera etapa se permite el drenaje de la muestra. Durante la etapa de falla no se permite su consolidación y por lo tanto los esfuerzos totales (los que se aplican a la muestra) no son iguales a los efectivos. La línea de falla para un suelo normalmente consolidado y saturado obtenida con pruebas rápidas-consolidadas se muestra en la Fig. 14.

En el caso de la prueba rápida no se permite el drenaje de la muestra en ninguna etapa de su realización. Como la probeta no puede consolidarse su resistencia no cambia y la línea de falla obtenida con varias pruebas triaxiales rápidas resulta horizontal, según se aprecia en la Fig. 15.

Finalmente, la prueba de compresión simple, Fig. 16, se realiza aplicando a la muestra de suelo la carga axial, sin la etapa previa de confinamiento lateral. La prueba queda cir---

.../...

cunscrita a los suelos cohesivos pues en las arenas limpias las probetas no pueden labrarse. En realidad la muestra está sujeta, antes de aplicar la carga axial, a esfuerzos de confinamiento producidos por tensiones capilares.

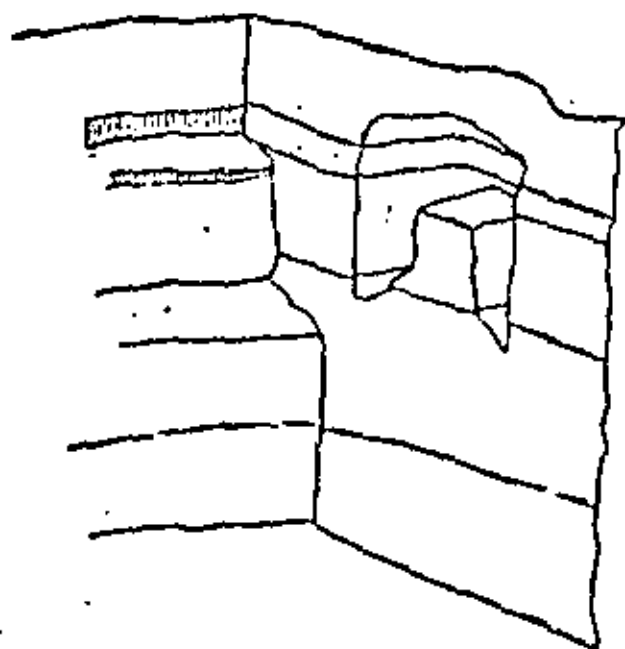
La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos de falla plástica también puede ser determinada en el campo por medio de la veleta, que al igual que el aparato de corte directo, provoca un tipo de falla progresiva.

B I B L I O G R A F I A

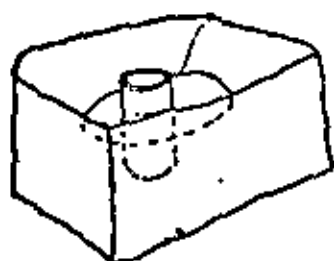
27

1. Mecánica de Suelos. Juárez Badillo, Rico. Editorial Limusa.
2. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Rico, Del Castillo. Editorial Limusa.
3. Mecánica de Suelos. Instructivo para Ensaye de Suelos. S.R.H.
4. Un Instructivo de Exploración de Suelos con fines de Ingeniería Civil. Tesis Profesional. Hermilo del Castillo
5. Perforación y Sondeos del Suelo para Obras de Ingeniería Civil. Tesis Profesional. Bernardo Flores Salazar..
6. Perforaciones y sondeos. H. Cambefort

PROBLEMA DE INGENIERIA	TIPO DE SUELO	PRUEBAS APROPIADAS 28
Capacidad de carga	Arcillas y limos Arenas Gravas	1) Contenido de agua 2) Límites de consistencia 3) Peso específico relativo 4) Peso volumétrico 5) Compresión simple 6) Compresión triaxial 1), 3), 4), 6), 7) Compacidad 8) Distribución de tamaños de partículas 3), 4), 7), 8)
Asentamientos	Arcillas y limos Arenas Gravas	1), 2), 3), 4), 9) Prueba de consolidación 1), 3), 4), 7) 3), 4), 7)
Flujo de agua en suelos	Arcillas y limos Arenas Gravas	1), 2), 4), 10) Pruebas de permeabilidad 1), 3), 4), 7), 8), 10) 3), 4), 7), 8), 10)
Presión de tierra	Arcillas y limos Arenas Gravas	1), 2), 3), 4), 5), 6) 1), 3), 4), 6), 7), 8) 3), 4), 6), 7), 8)
Estabilidad de taludes	Arcillas y limos Arenas Gravas	1), 2), 3), 4), 5), 6), 11) Prueba de corte directo 1), 3), 4), 6), 7), 8), 11) 3), 4), 7), 8)



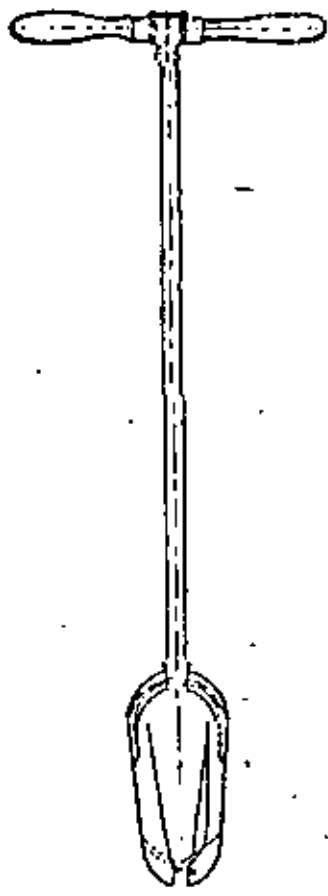
MUESTRA INALTERADA EN POZO A CIELO ABIERTO



MUESTRA INALTERADA ENTUBADA EN ARCILLA



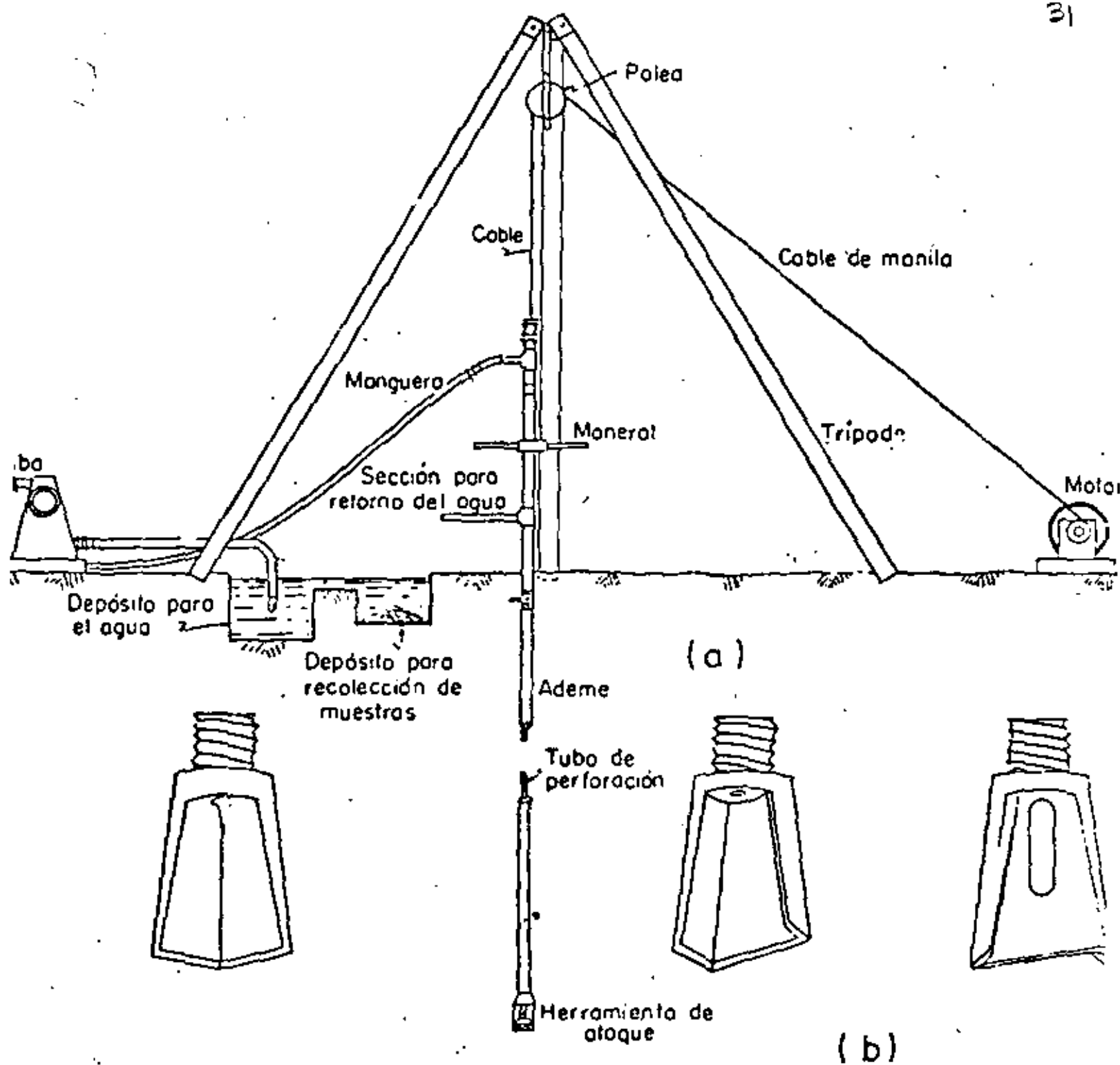
MUESTRA INALTERADA ENTUBADA EN ARENA



POSTERIORA



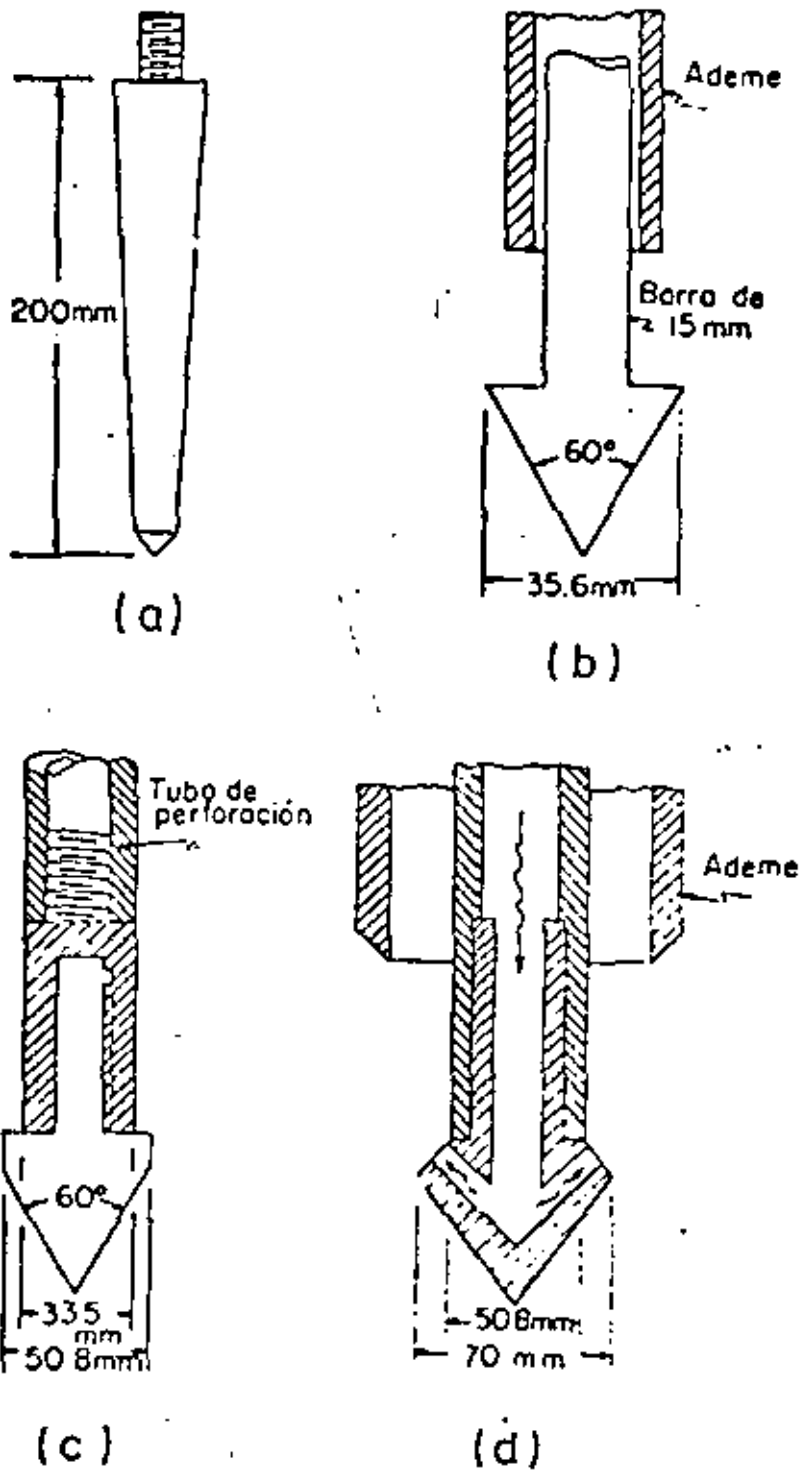
BARRENOS



DISPOSITIVO PARA EL SONDEO POR LAVADO

- a) - Conjunto
- b) - Barrenos de perforación

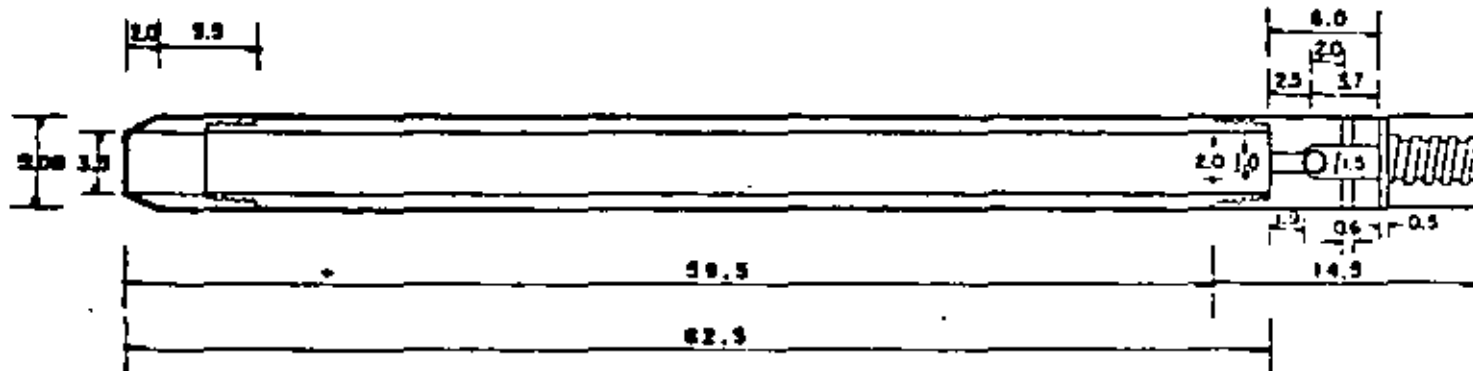
Fig. 4 Ref. 4



PENETROMETROS CONICOS

- a) - Tipo Danés
- b) - Tipo Holandes
- c) - Tipo para ensayo dinámico
- d) - Tipo de inyección

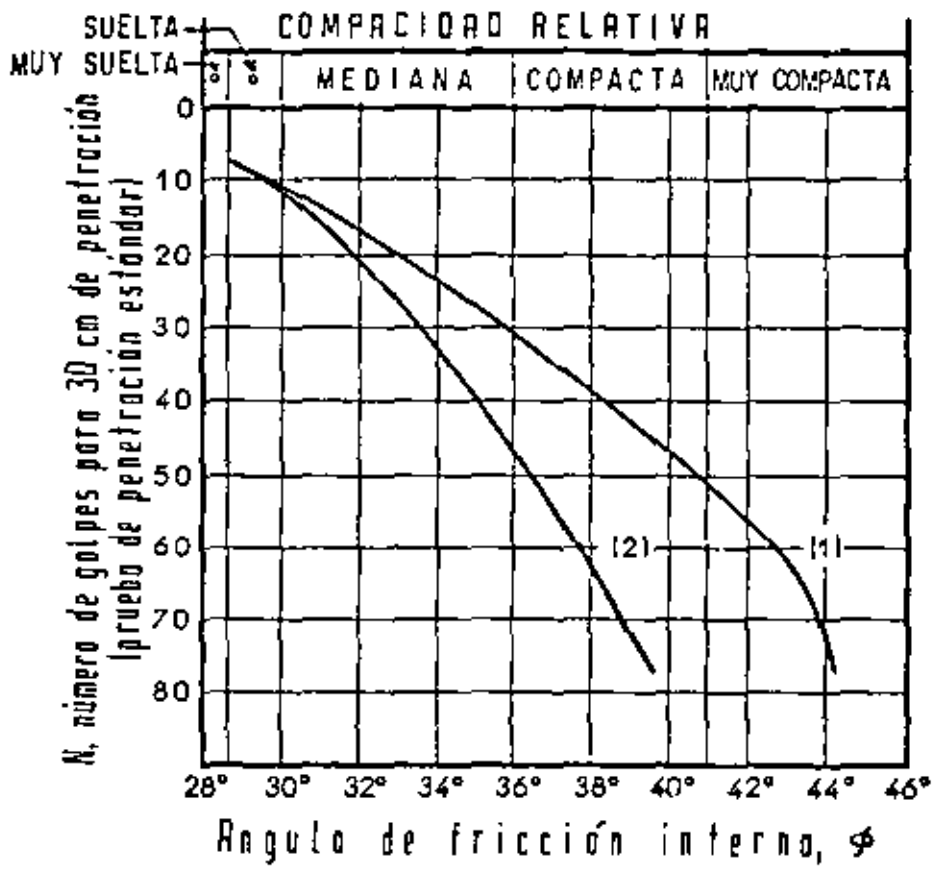
ROSCA AX ESTANDAR



ACOTACIONES EN CENTIMETROS

PENETROMETRO ESTANDAR

Fig. 6 Ref. 4



- (1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso.
- (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.

Fig. 7 Ref. 1

Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_u
—————	—————	kg/cm^2
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0 -2.0
Muy firme	15-30	2.0 -4.0
Dura	> 30	> 4.0

Fig. 8 Ref. 1

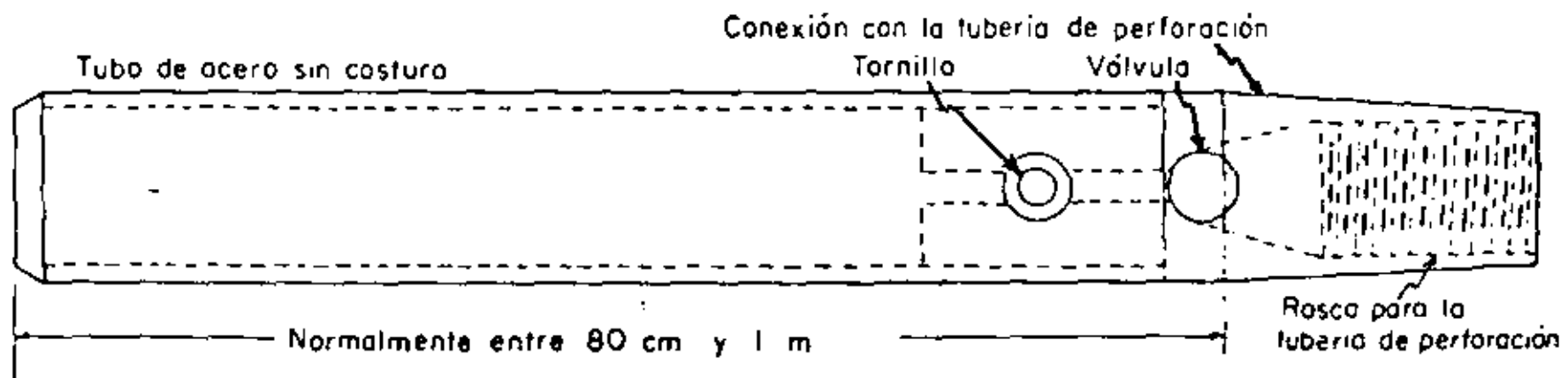
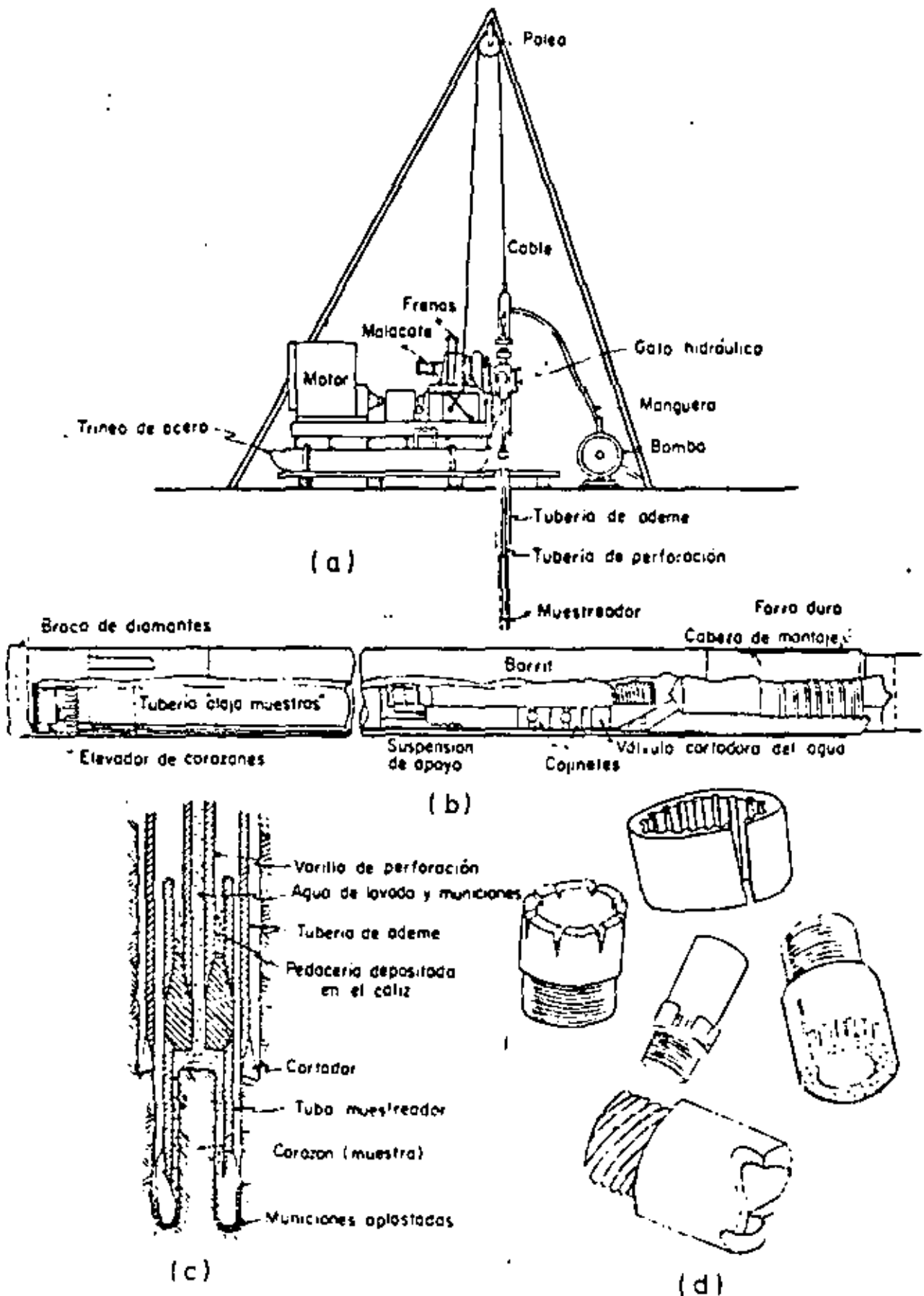


Fig. 9 Ref. 4



EQUIPO PARA MUESTREO EN ROCA

- a) - Máquina perforadora
- b) - Muestreador para braca de diamante
- c) - Muestreador tipo caliz
- d) - Algunos tipos de brocas

Fig. 10 Ref. 1

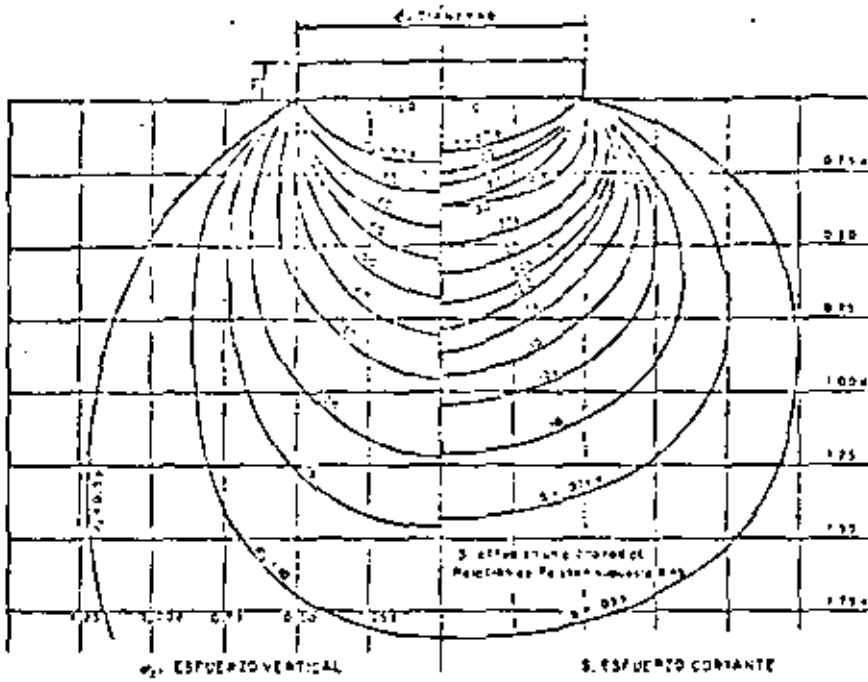


FIG. II-5. Distribución de esfuerzos verticales y cortantes máximos bajo un arco circular uniformemente cargado

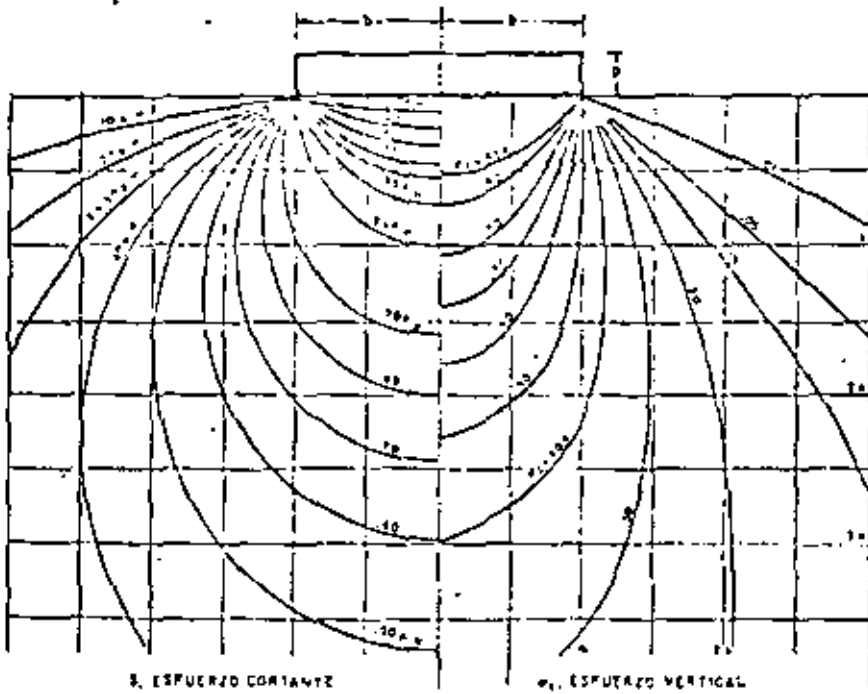


FIG. II-7. Distribución de esfuerzos verticales y cortantes máximos bajo un arco rectangular de longitud infinita

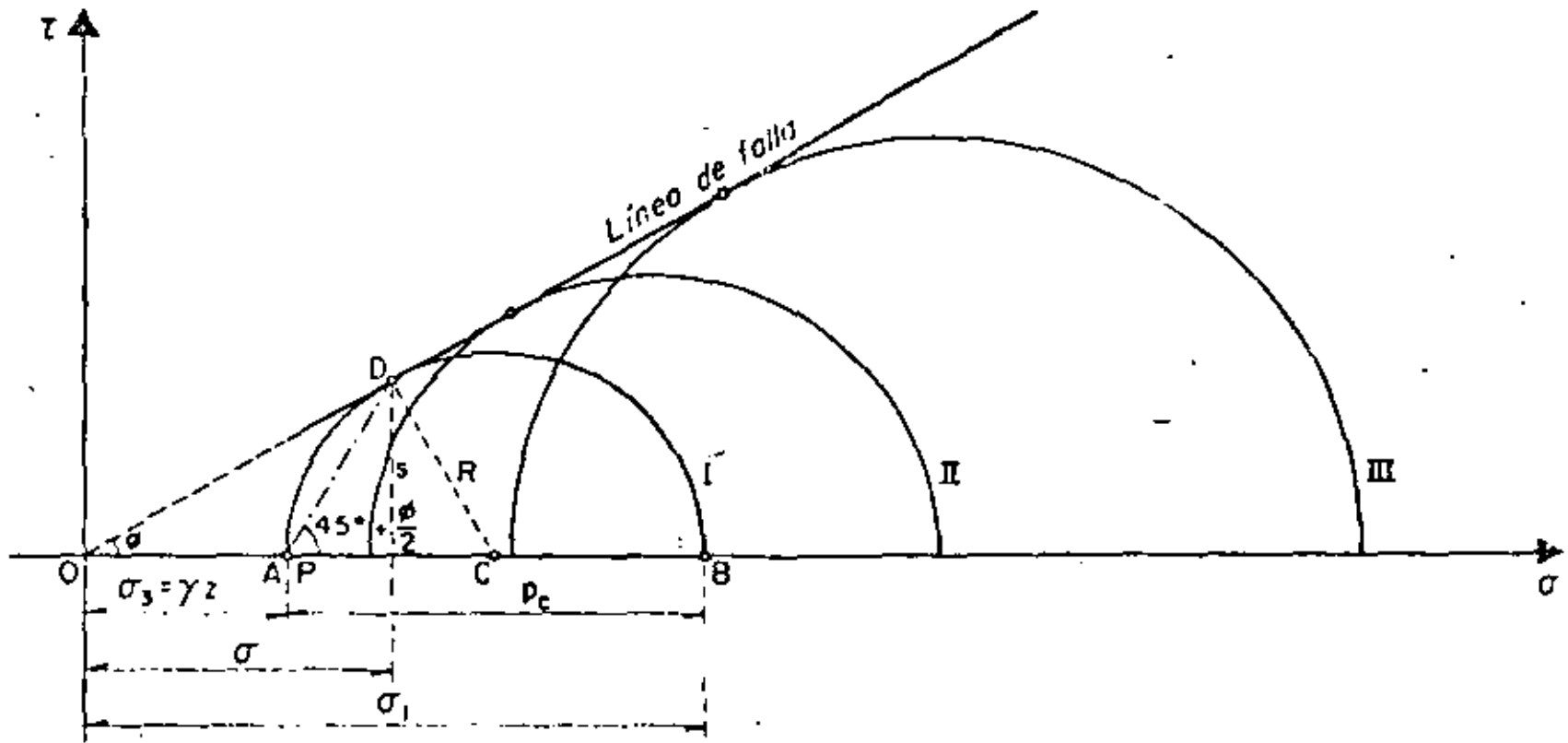


FIG. XII-16. LÍNEA DE FALLA DE ARCILLAS SATURADAS Y NORMALMENTE CONSOLIDADAS EN PRUEBA LENTA

Fig. 13 Ref. I

CONSOLIDACION (RESUMEN DE DATOS Y CALCULOS)

OBRA _____
LOCALIZACION _____
SONDEO Nº _____

MUESTRA Nº _____ PROC. _____
DESCRIPCION _____
FECHA _____

TEMP. °C	PRESION p Kg/cm ²	LECTURA MICROMETRO mm	DEFORMACION LINEAL δ mm	CORR. POR COMPRESION DEL APARATO δ mm	DEFORMACION CORREGIDA δ mm	ESPESOR COMPRIMIDO H mm	H-H _s mm	$\frac{H-H_s}{H_s}$	a _v cm ² /kg	m _v cm ² /kg	K _m cm	$\frac{2}{h_m}$ cm ²	t ₅₀ seg.	C _v 10 ⁻⁴ cm ² /seg	e _m	k _m 10 ⁻⁴ cm/seg.
19	0	18.320	0	0	0	15.000	12.869	6.019								
19	0.125	18.260	0.060	0.002	0.058	14.942	12.805	5.992	0.216	0.0307	0.748	0.559	120	9.18	6.005	0.000283
19	0.250	18.181	0.139	0.009	0.130	14.870	12.733	5.958	0.272	0.0389	0.745	0.555	120	9.11	5.975	0.000355
195	0.500	18.012	0.308	0.025	0.283	14.717	12.580	5.887	0.284	0.0408	0.740	0.548	162	6.66	5.922	0.000273
195	1.000	17.611	0.709	0.045	0.664	14.336	12.199	5.709	0.358	0.0520	0.726	0.527	408	2.55	5.797	0.000134
195	2.000	14.680	3.640	0.066	3.574	11.426	9.259	4.346	1.362	0.2050	0.644	0.415	2160	0.378	5.027	0.000086
19	4.000	11.697	6.623	0.093	6.530	8.470	6.333	2.963	0.6915	0.1293	0.497	0.247	1980	0.246	3.654	0.000036
19	8.000	10.230	8.090	0.145	7.945	7.055	4.918	2.301	0.1655	0.0418	0.368	0.150	3000	0.099	2.632	0.000004
	4.000	10.380	7.940	0.115	7.825	7.175	5.033	2.357								
	2.000	10.570	7.750	0.087	7.663	7.337	5.200	2.433								
	1.000	10.771	7.549	0.048	7.501	7.499	5.362	2.509								
	0.500	11.010	7.310	0.017	7.293	7.707	5.570	2.606								
	0.250	11.125	7.191	0.008	7.187	7.813	5.676	2.655								
	0.125	11.470	6.850	0.001	6.849	8.151	6.014	2.814								
	0	11.600	6.720	0	6.720	8.280	6.143	2.874								

PESO DE LOS SOLIDOS: $W_s = \underline{\quad 24.15 \quad}$ gr.
 DENSIDAD DE LOS SOLIDOS: $S_s = \underline{\quad 2.26 \quad}$
 AREA DE LA PROBETA: $A = \underline{\quad 50 \quad}$ cm²
 ESPESOR DE LOS SOLIDOS: $H_s = \frac{10 W_s}{\gamma_w S_s A} = \underline{\quad 2.137 \quad}$ mm
 ESPESOR INICIAL: $H_i = \underline{\quad 15.000 \quad}$ mm

COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD: $a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta p} = -\frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1}$ cm²/kg
 COEFICIENTE DE VARIACION VOLUMETRICA: $m_v = \frac{a_v}{1 + e_1}$ cm²/kg
 COEFICIENTE DE CONSOLIDACION: $C_v = \frac{0.197 H_m^2}{t_{50}}$ cm²/seg
 COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD: $K_m = \frac{C_v a_v \gamma_w}{(1 + e_m) 1000}$ cm/seg

Fig. 12

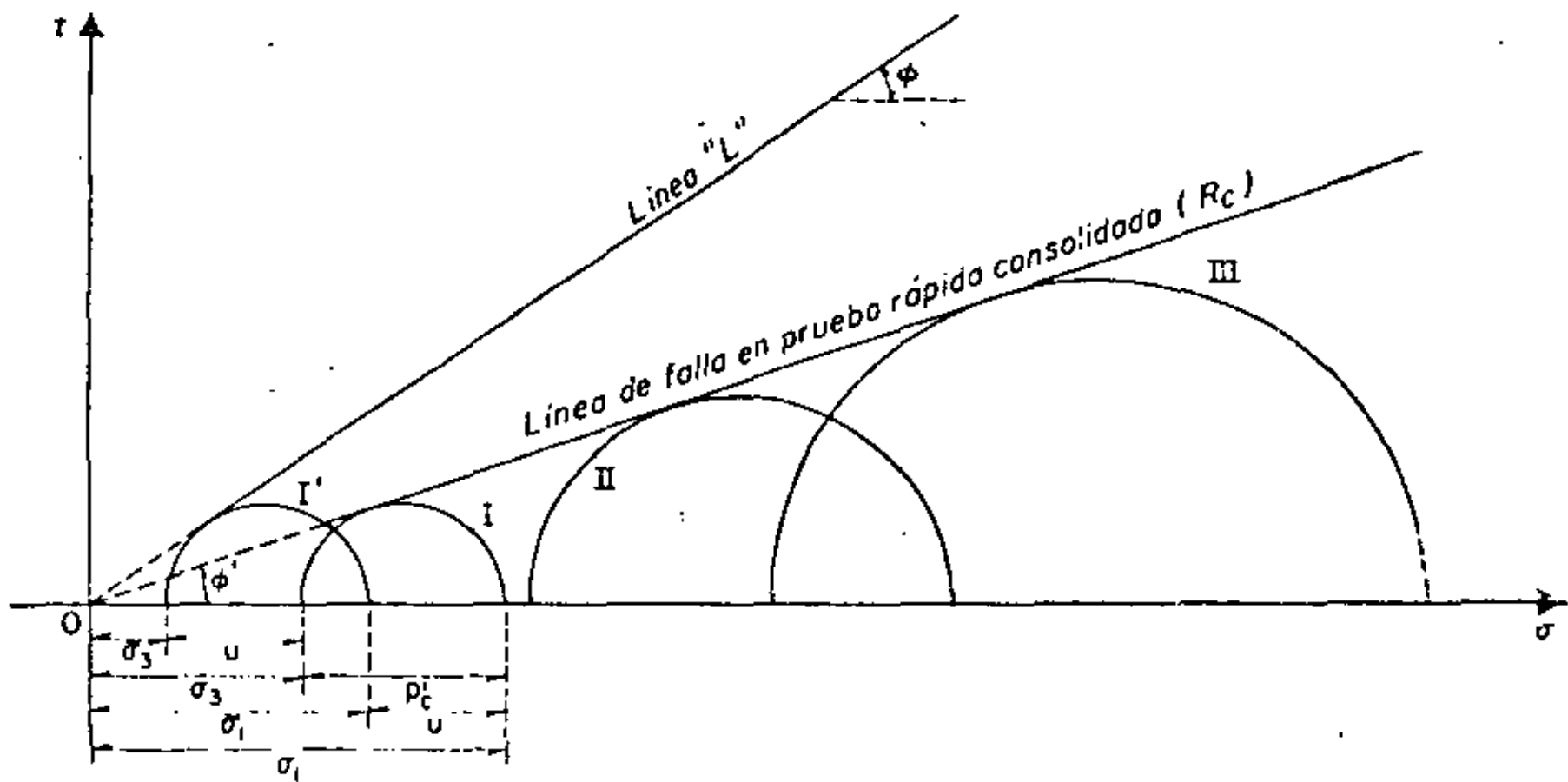


FIG. XII-18. LINEA DE FALLA EN PRUEBA RÁPIDA-CONSOLIDADA, EN SUELOS SATURADOS

Fig. 14 Ref. I

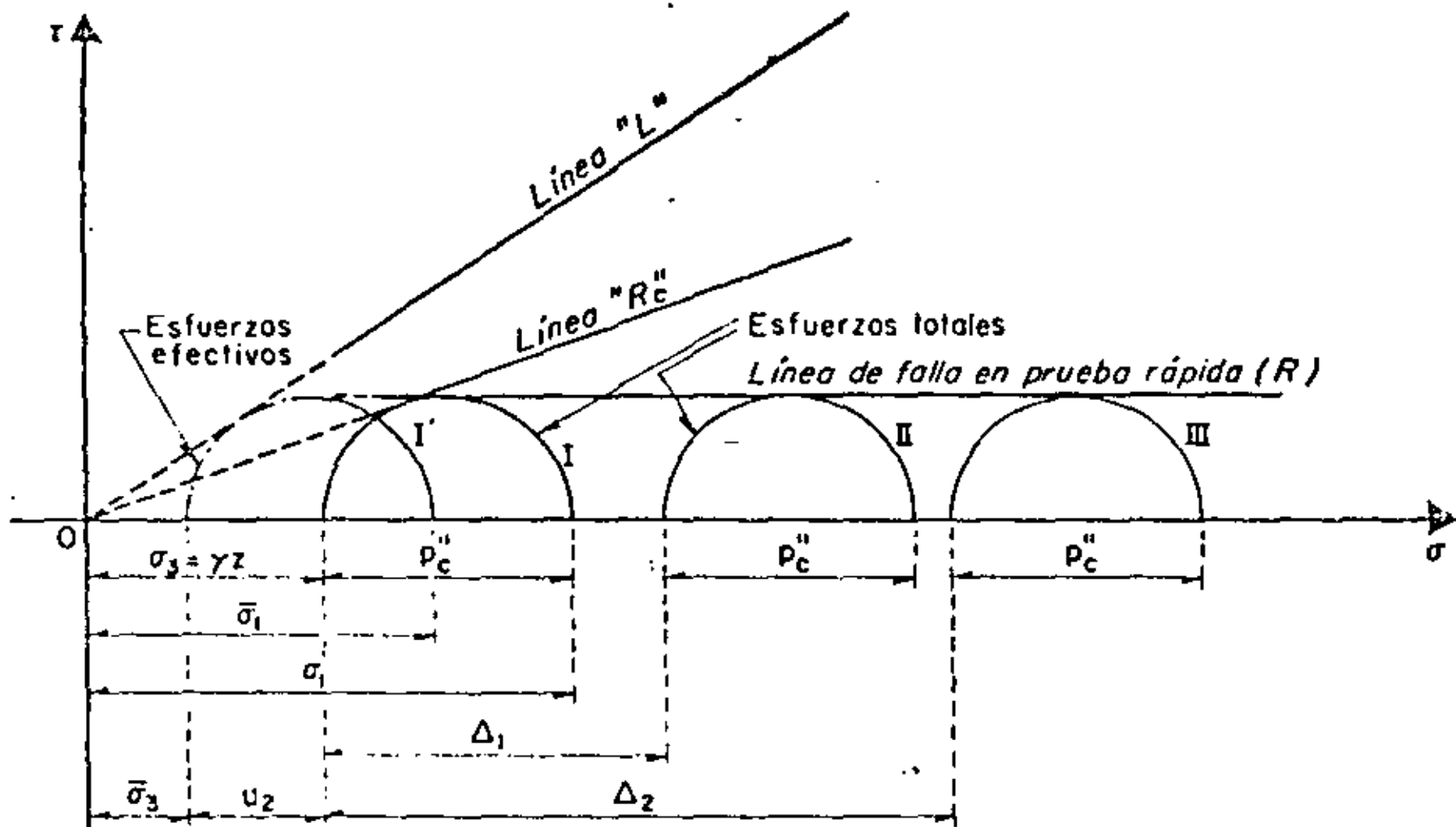


FIG. XII-20. LÍNEA DE FALLA EN PRUEBA TRIAXIAL RÁPIDA

Fig. 15 Ref. 1

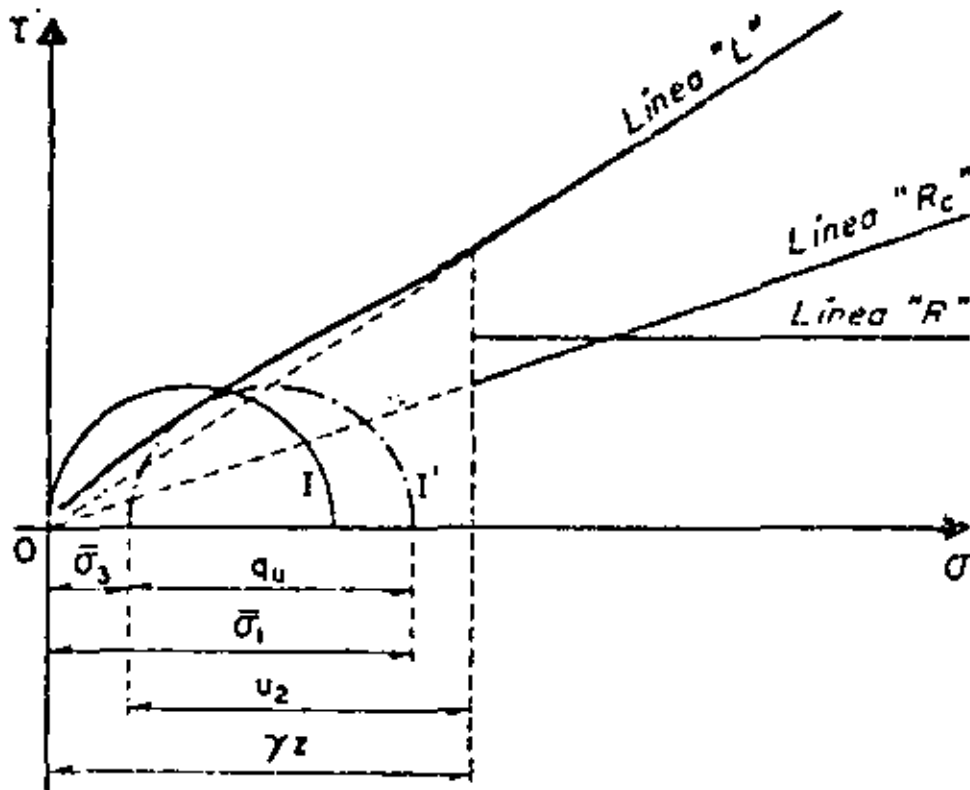


FIG. XII-24. CÍRCULOS DE ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS EN PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISERNO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

EJEMPLOS DE APLICACION

ING. MANUEL JARA LOPEZ

MAYO 1983

Al este colinda con la Av. Lázaro Cárdenas, al sur con una unidad habitacional y al oeste con la plaza del Centro SCOP.

El edificio en proyecto será destinado a oficinas y estará constituido por dos sótanos, planta baja, tres niveles tipo y un cuarto nivel que se utilizará parcialmente como auditorio y como oficinas.

La estructura estará formada a base de losas y trabes de concreto reforzado con claros de 8.25 m y 5.75 m, apoyadas en columnas también de concreto. El peso total del edificio sin considerar la cimentación pero incluyendo la carga viva es de 6 532 Ton., lo que da una carga uniformemente distribuida de 4.5 T/m^2 . El peso de la cimentación se estimó que produciría una presión de 2.5 T/m^2 , lo que da una presión total de 7 T/m^2 .

La localización del predio lo ubica en la "Zona del Lago", en la que la estratigrafía en general tiene la siguiente secuencia.

- a) Un manto superficial (suelos arcillosos, limosos, rellenos artificiales).
- b) La formación arcillosa superior (arcilla de alta compresibilidad con intercalaciones de arena).
- c) La primera capa dura (arenas limosas, arenas arcillosas compactas).
- d) La formación arcillosa inferior (arcilla de origen volcánico con lentes de vidrio volcánico).

EJEMPLOS DE APLICACION

EJEMPLO I

Descripción del Proyecto.

El predio donde se construirá el edificio se localiza sobre la Av. Lázaro Cárdenas, dentro de la manzana donde se ubica el Centro "SCOP". Su superficie es de forma rectangular con dimensiones de 34.10 x 42.45 m., con un área total de 1 447 m² (ver fig. 17).

El predio colinda al norte con la Torre de Telecomunicaciones de 18 pisos de altura alojados en un predio de 1 320 m² de superficie. Su cimentación es del tipo parcialmente compensada, formada por un cajón con cascarones invertidos desplantado a 7 m. de profundidad. El resto de la carga se transmite a pilotes penetrantes apoyados en la primera capa dura. Su estudio de cimentación se hizo a base de dos sondeos continuos de 35 y 53 m. de profundidad, con recuperación de muestras alteradas e inalteradas (ver fig. 18). La estructura de la Torre presenta un desplome de 0.5 m hacia el noroeste. Al elegir el tipo de cimentación del edificio en estudio deberá considerarse la presencia de la Torre y su tipo de cimentación, ya que no se pueden permitir movimientos diferenciales que afecten su estabilidad.

e) Los depósitos profundos. (arenas, limos y gravas compactas)

El hundimiento regional a causa del bombeo que se realiza en los acuíferos profundos tiene una velocidad de 8 cm/año. Una estación piezométrica cercana indica que el abatimiento de la presión de poro es de 7 T/m² a 22 m. de profundidad y de 8.5 T/m² a 46.4 m.

Exploración de campo .

Para fijar el número, profundidad y tipo de sondeos deben considerarse las características del proyecto, las condiciones del suelo y los estudios realizados en los predios vecinos y su contaminación. La cimentación propuesta con base en el estudio de los factores antes mencionados fue del tipo parcial o totalmente compensado.

Se programaron un total de 5 sondeos de tipo mixto (penetración estandar y muestreo en tubo tipo shelby). Cuatro de los sondeos se hicieron a 10 m de profundidad para conocer con más seguridad las propiedades del suelo en los primeros estratos. El quinto sondeo se llevó hasta 33.25 m de profundidad para verificar la potencia de los estratos compresibles -- (Figs.19, 20 y 21)

Durante la ejecución de los pozos se estuvo midiendo la posición del nivel de aguas freáticas, habiéndose concluido

que se localiza a 2.70 m. de profundidad.

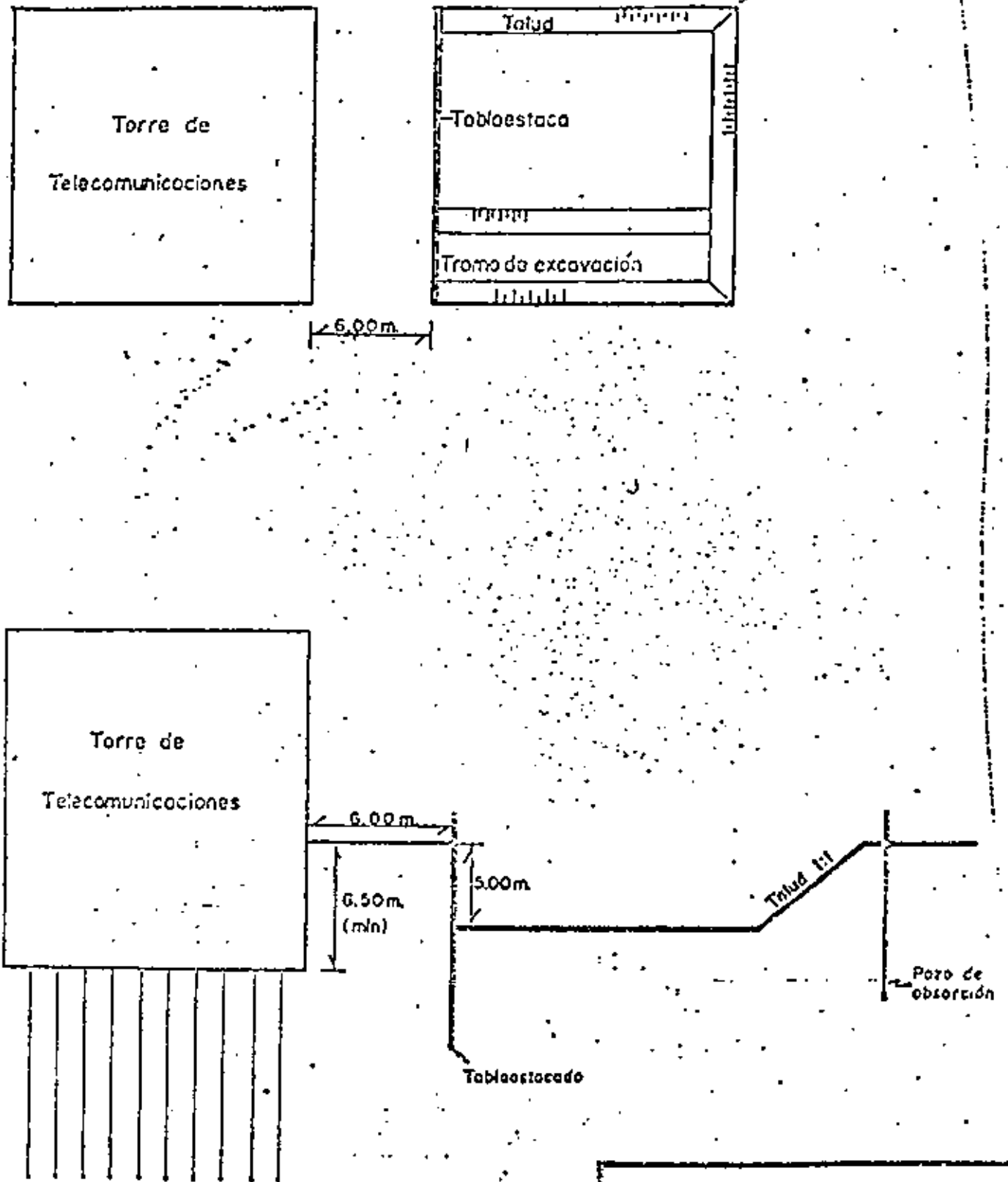
pruebas de laboratorio.

Todas las muestras fueron clasificadas en campo siguiendo los lineamientos del SUCS, dato que fue utilizado para la descripción de campo y que se corrigió con los resultados de laboratorio, donde se realizaron pruebas de contenido natural de agua y límites de plasticidad. (ver fig.22 a 26).

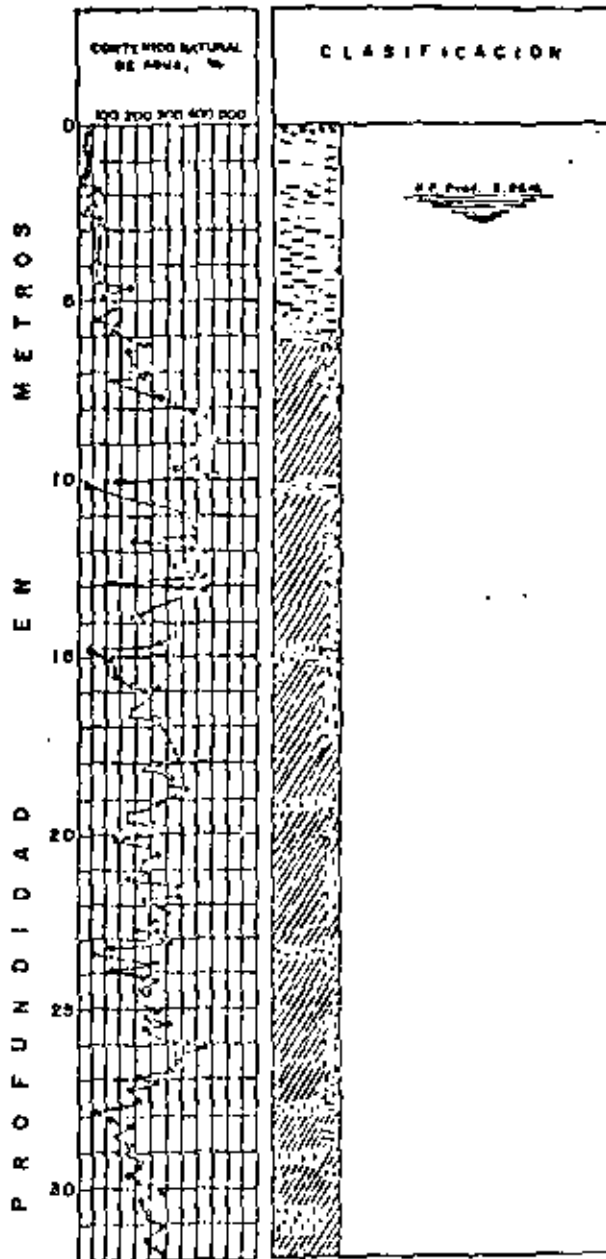
A las muestras inalteradas se les determinó su resistencia al esfuerzo cortante mediante pruebas de compresión simple y triaxiales rápidas. Se probaron cuatro especímenes de las muestras obtenidas en los sondeos S - 1, S - 2 y S - 3, tres del sondeo S - 4 y once del S - 5, todas a diferentes profundidades (figs. 22 a 26).

Para conocer los asentamientos se realizaron también pruebas de consolidación unidimensional, de las que se obtuvieron las curvas deformación-tiempo y relación de vacíos-presión (fig. 27 a 30). También se realizaron pruebas para conocer el peso volumétrico representativo de cada estrato.

Niño Perdido



EDIFICIO ANEXO A LA TORRE DE TELECOMUNICACIONES S. C. T. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

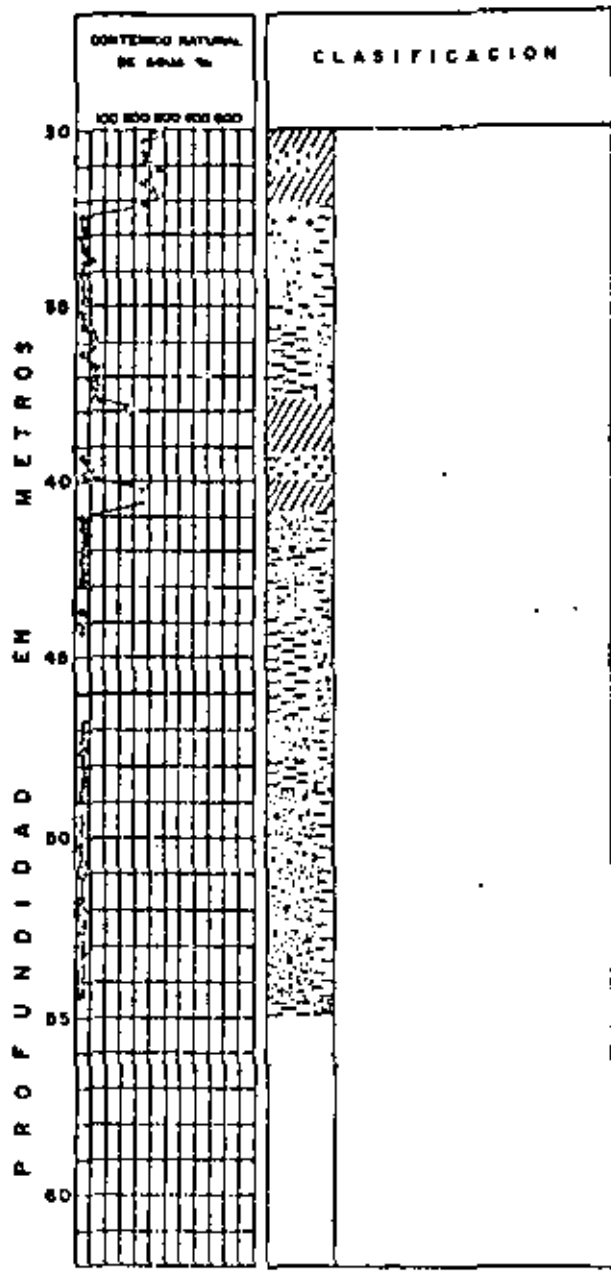


SIEMPRE CONVENCIONALES

- | | | | |
|--|--------|--|------------------|
| | Relano | | Fáculas |
| | Arriba | | Varias moléculas |
| | Liso | | |
| | Arriba | | |
| | Arriba | | |

TORRE DE TELECOMUNICACIONES
SONDEO 1-1

Fig.-18

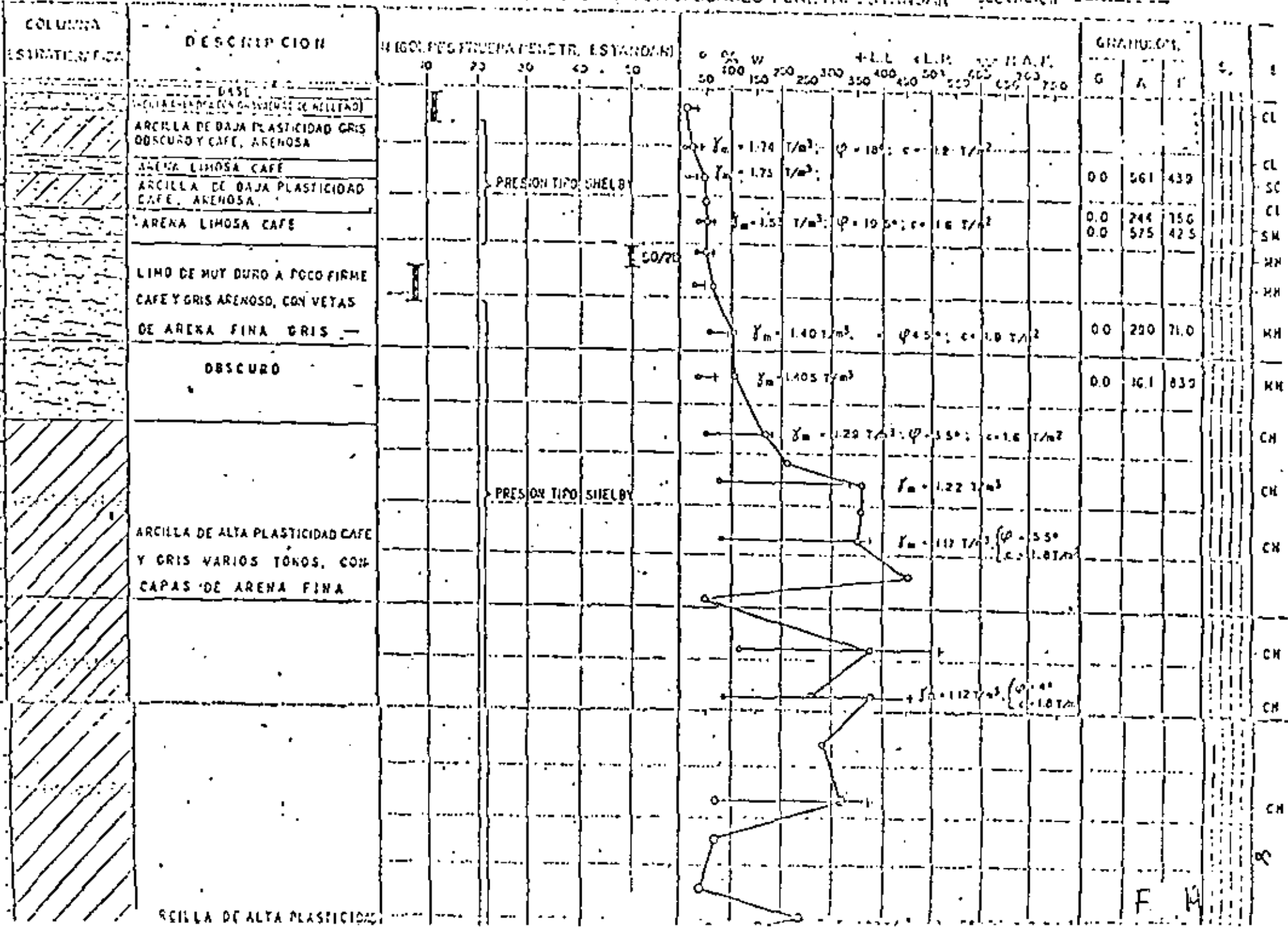


- SEÑALES CONVENCIONALES**
- Gravel
 - Sand
 - Silty soil
 - Silty clay
 - Silty clay with gravel
 - Silty clay with gravel and pebbles
 - Water content

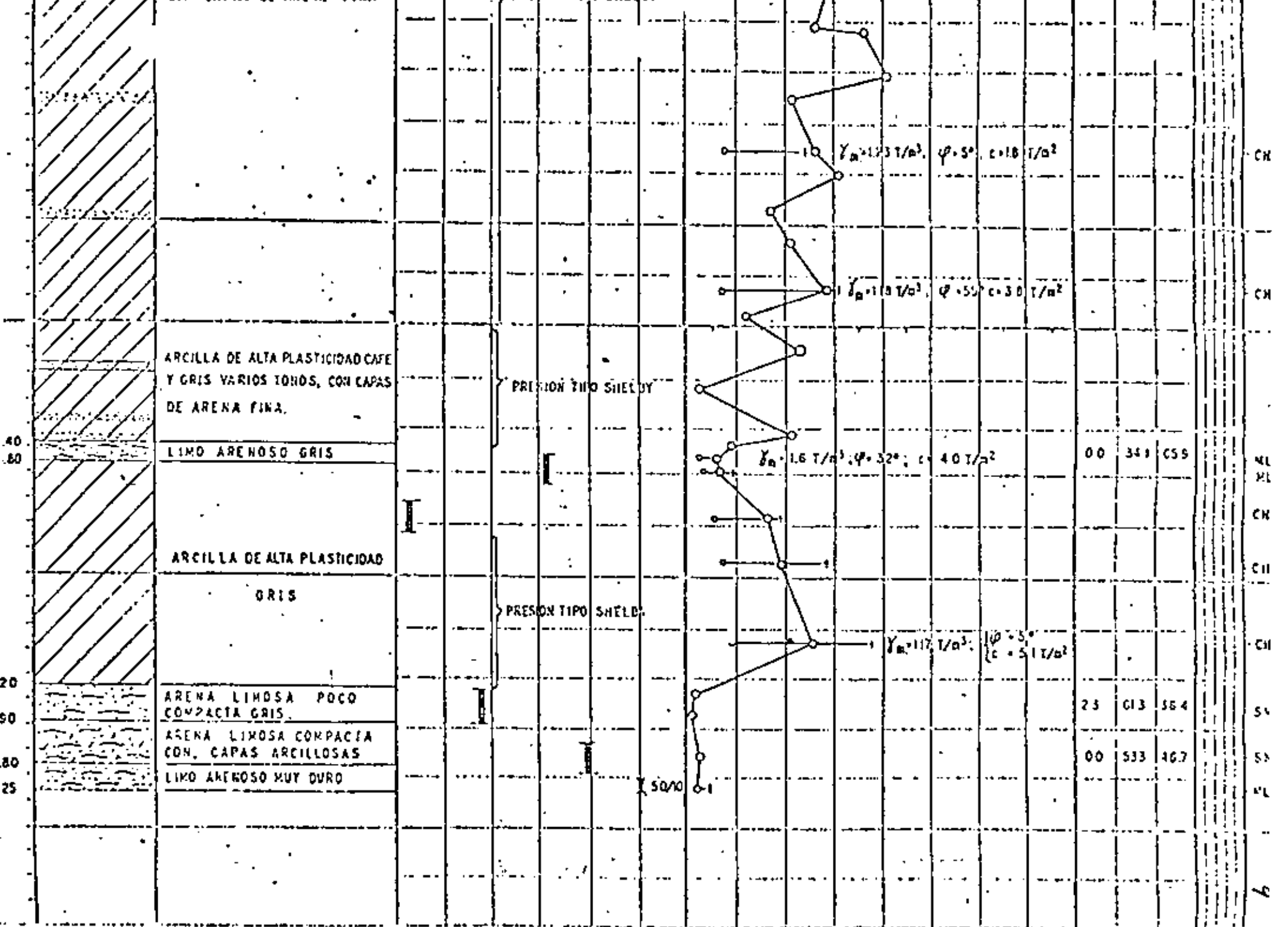
TORRE DE TELECOMUNICACIONES
 SONDEO I-1
 Fig.- 20 18

RESULTADOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO: SONDEO PENETR. ESTANDAR

SECCION 102 5
 LOCALIZACION: CENTRO DEL TERRENO
 ELEVACION: _____



F. H.



CARPETA ASFALTICA

ARCILLA
 ARENA
 MML. ORG.
 COCHA

FIG. 19

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

HOJA N.º

ESTUDIO DE CIMENTACION

EDIFICIO S.D.T.

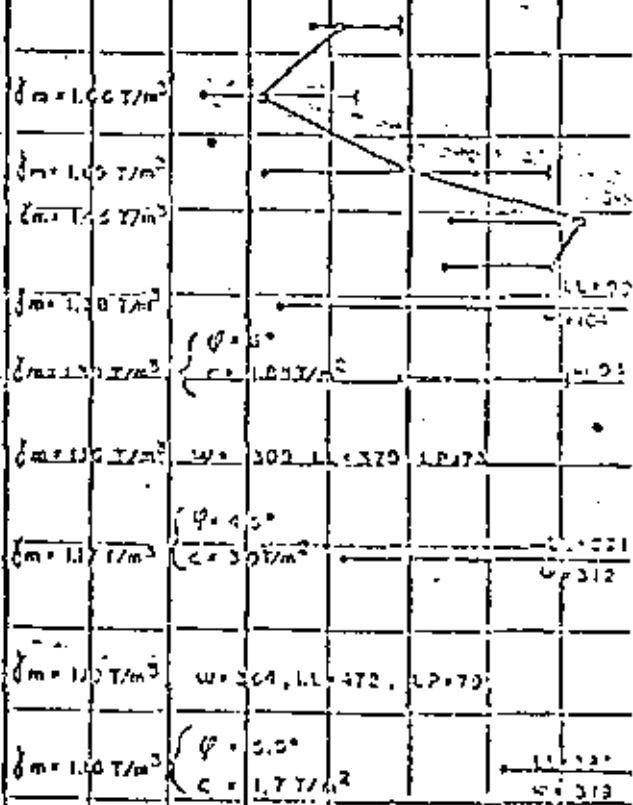
OBRA SONDEO N.º 4 230 (CERRILLO, L.)

LOCALIZACION

ELEVACION

RESULTADOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO: SONDEO PENETR. ESTANDAR

COLUMNA ESTRATIGRAFICA	DESCRIPCION	N (GOLPES PRUEBA PENETR. ESTANDAR)					% W							GRANULOM.			S _u	SOL								
		10	20	30	40	50	10	20	30	40	50	60	70	G	A	F										
	LIMO BLENDO CAFE MATERIAL DE RELLENO																									
	LIMO, ARENOSO, CON GRAVA Y FRAGMENTOS DE ROCA																									
	ARCILLA DE BAJA Y ALTA PLASTICIDAD, GRIS OSCURO																									
	LIMO FIRME CAFE																									
	ARENA LIMOSA GRIS																									
	ARCILLA GRIS DE ALTA PLASTICIDAD																									
	LIMO POCO FIRME GRIS																									
	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD GRIS VERDOSA Y CAFE																									



L. TA. ASPALTICA
 L. DE CONCRETO

SÍMBOLOS

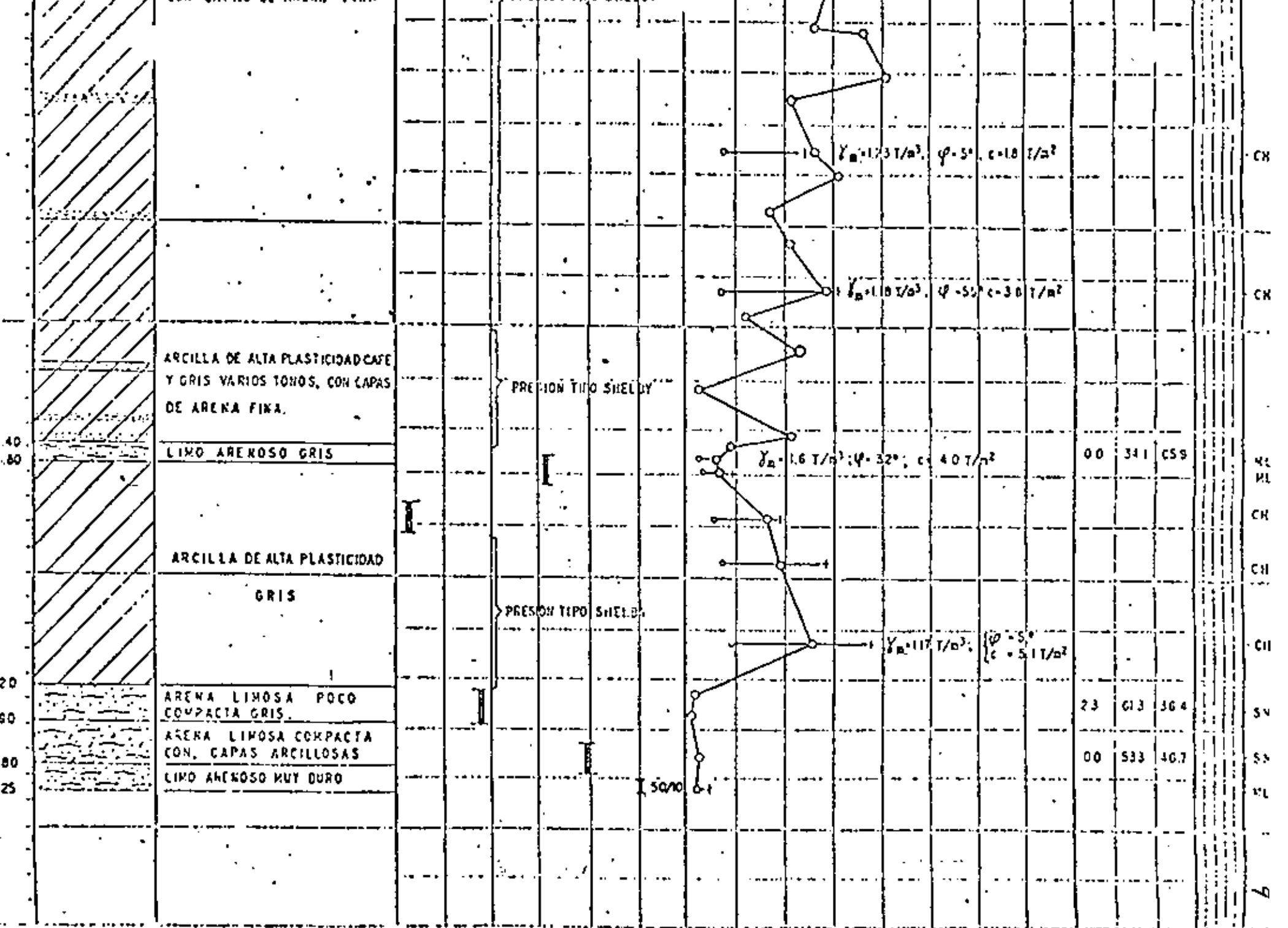
ARCILLA
 ARENA
 LIMO
 GRAVA

MAT. ORG.

FECHA

JEFE OFICINA DE LABORATORIO

FIG. 20

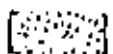


CARPETA ASFALTICA

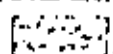
SUPERFICIES



ARCILLA



ARENA



MAY. ORG.

FOFOA

FIG. 14

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

HOJA 1.2

ESTUDIO DE CIMENTACION
EDIFICIO S.C.E.
OBRA _____
SONDEO N° 4 220m (E.M.L.)
LOCALIZACION _____
ELEVACION _____

RESULTADOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO: SONDEO PENETR. ESTANDAR

COLUMNA ESTRATIGRAFICA	DESCRIPCION	N (GOLPES PRUEBA PENETR. ESTANDAR)					e % W							GRANULOM.			S _u	SUC								
		10	20	30	40	50	10	20	30	+LL	+L.P.	N.A.F.		G	A	F										
	LIMO OSCURO CAFE MATERIAL DE RELLEO																									
	LIMO, ARENOSO, CON GRAVA Y FRAGMENTOS DE ROCA																									ML
	ARCILLA DE BAJA Y ALTA PLASTICIDAD, GRIS OSCURO																									CL
	LIMO FIRME CAFE																									CH
	ARENA LIMOSA GRIS																									MH
	ARCILLA GRIS DE ALTA PLASTICIDAD																									CH
	LIMO POCO FIRME GRIS																									CH
	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD GRIS VERDOSA Y CAFE																									CH

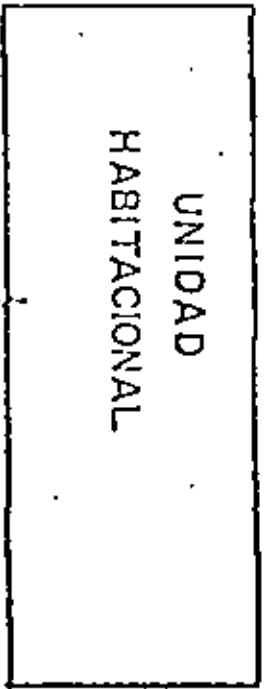
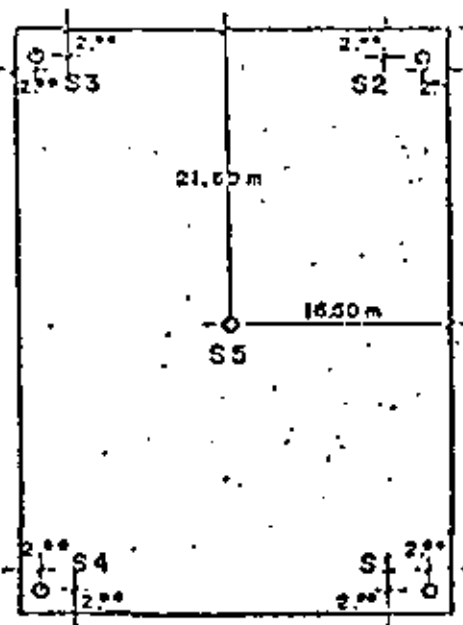
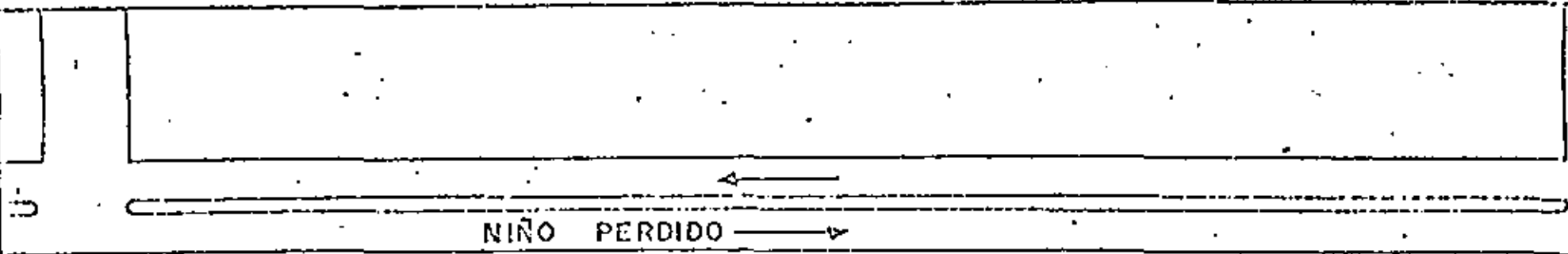
MAT. ASPALTICA
 DE CONCRETO
 SIMbolos

FECHA _____
 JEFE OFICINA DE LABORATORIO _____

FIG. 20

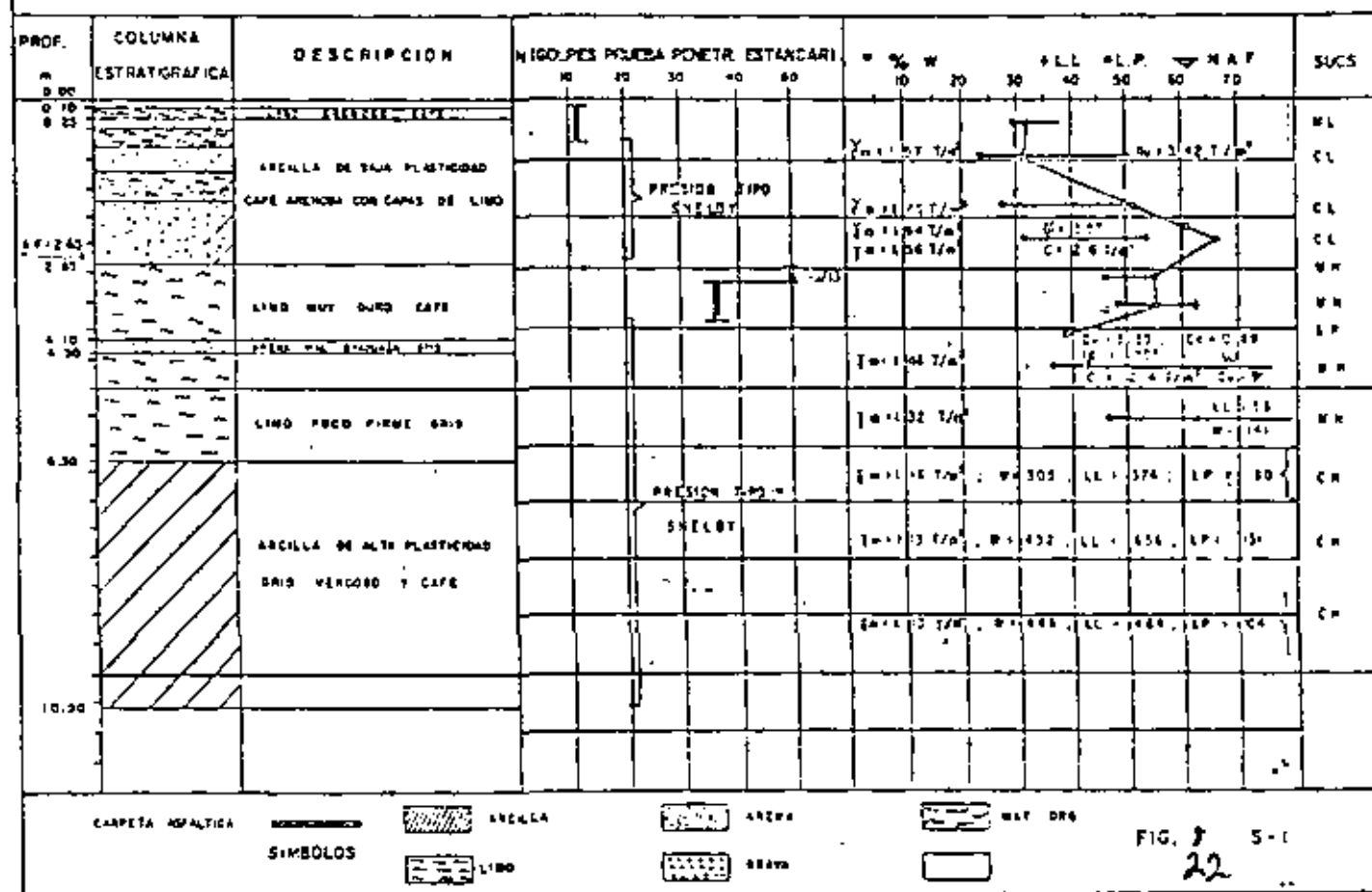
CONSEJERIA

CUNIBRES DE AVULIANDU



EDIFICIO ANEXO A LA TORRE DE TELECOMUNICACIONES S. C. T.
CROQUIS DE LOCALIZACION DE SONDEOS

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO



RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

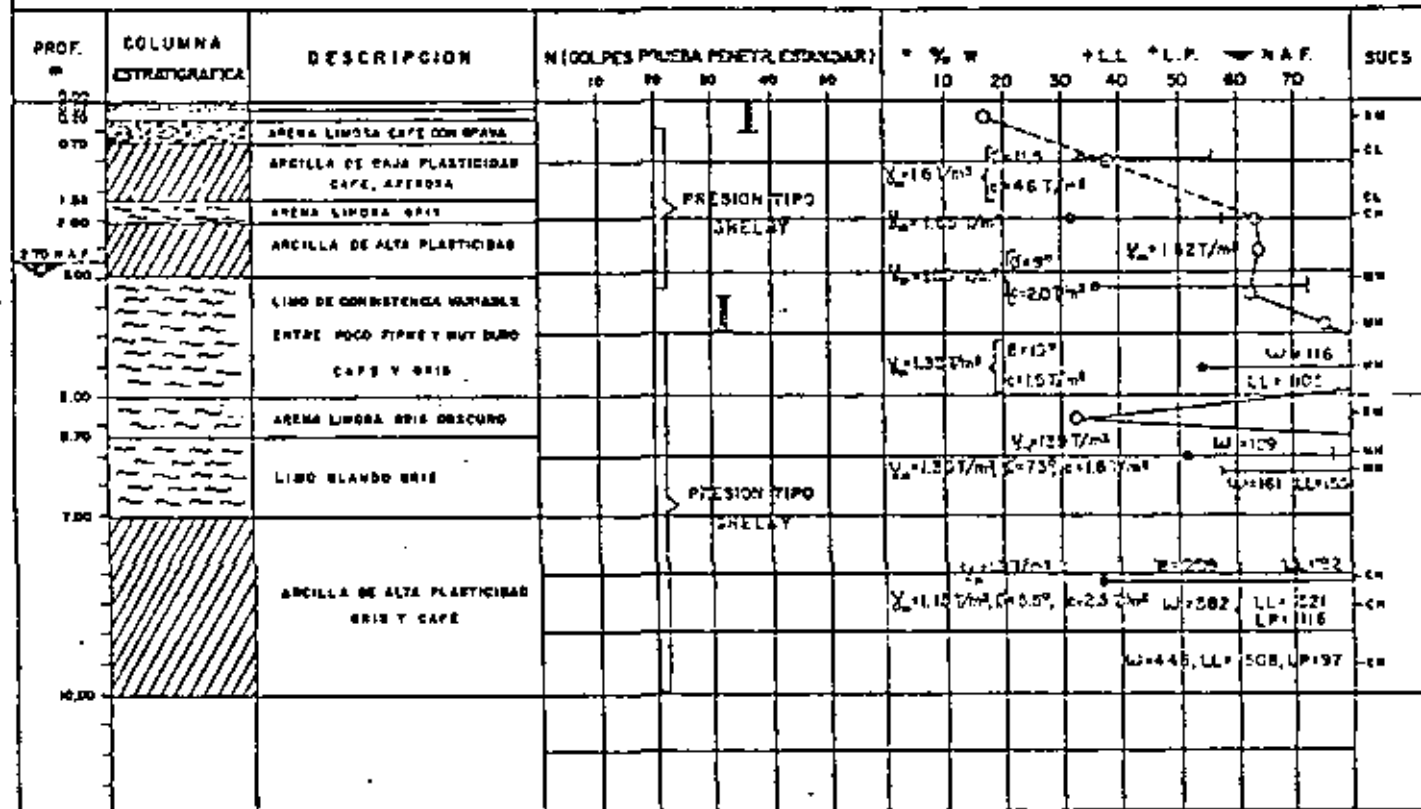
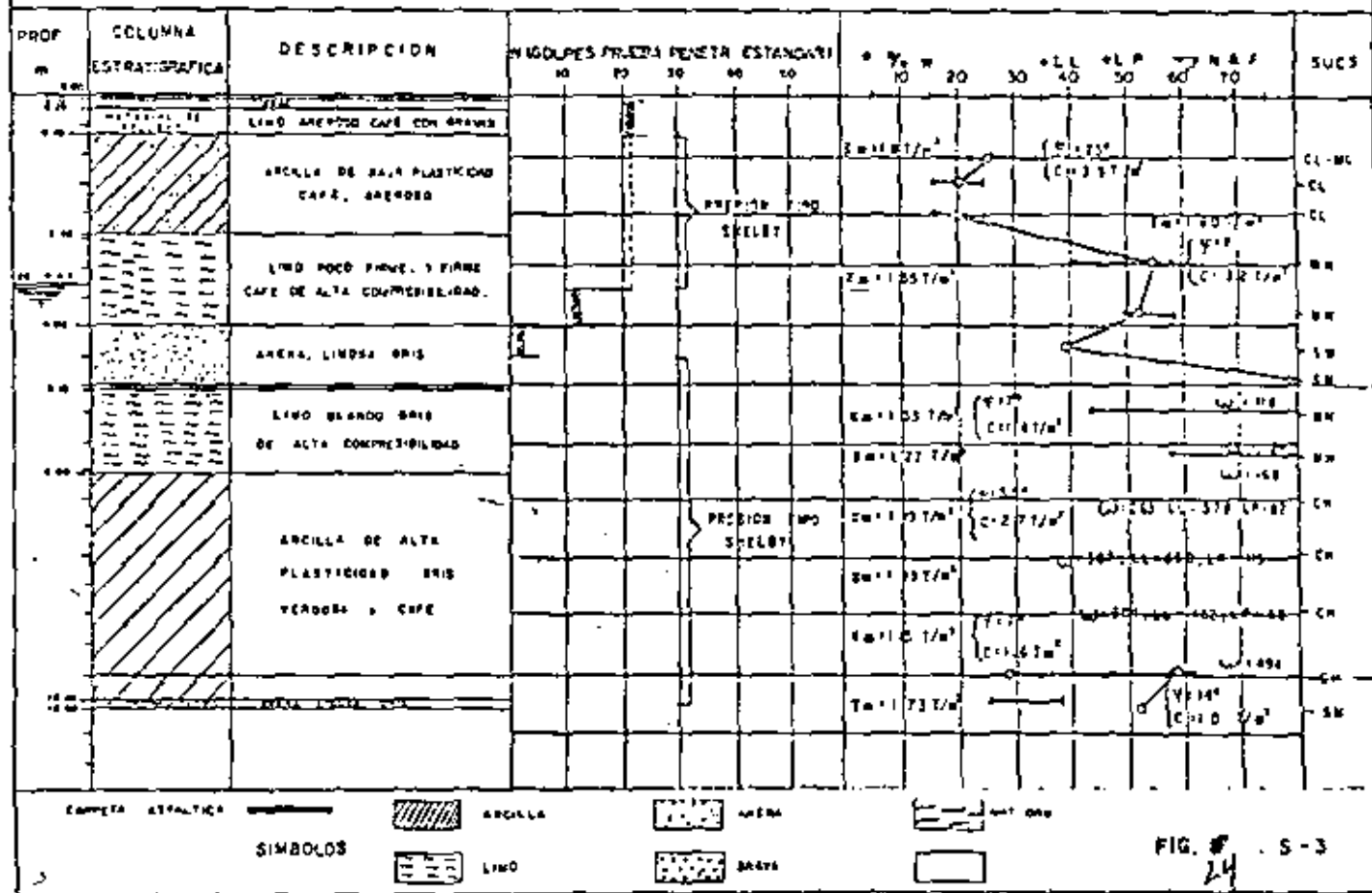


FIG. # S-2
23

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO



RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

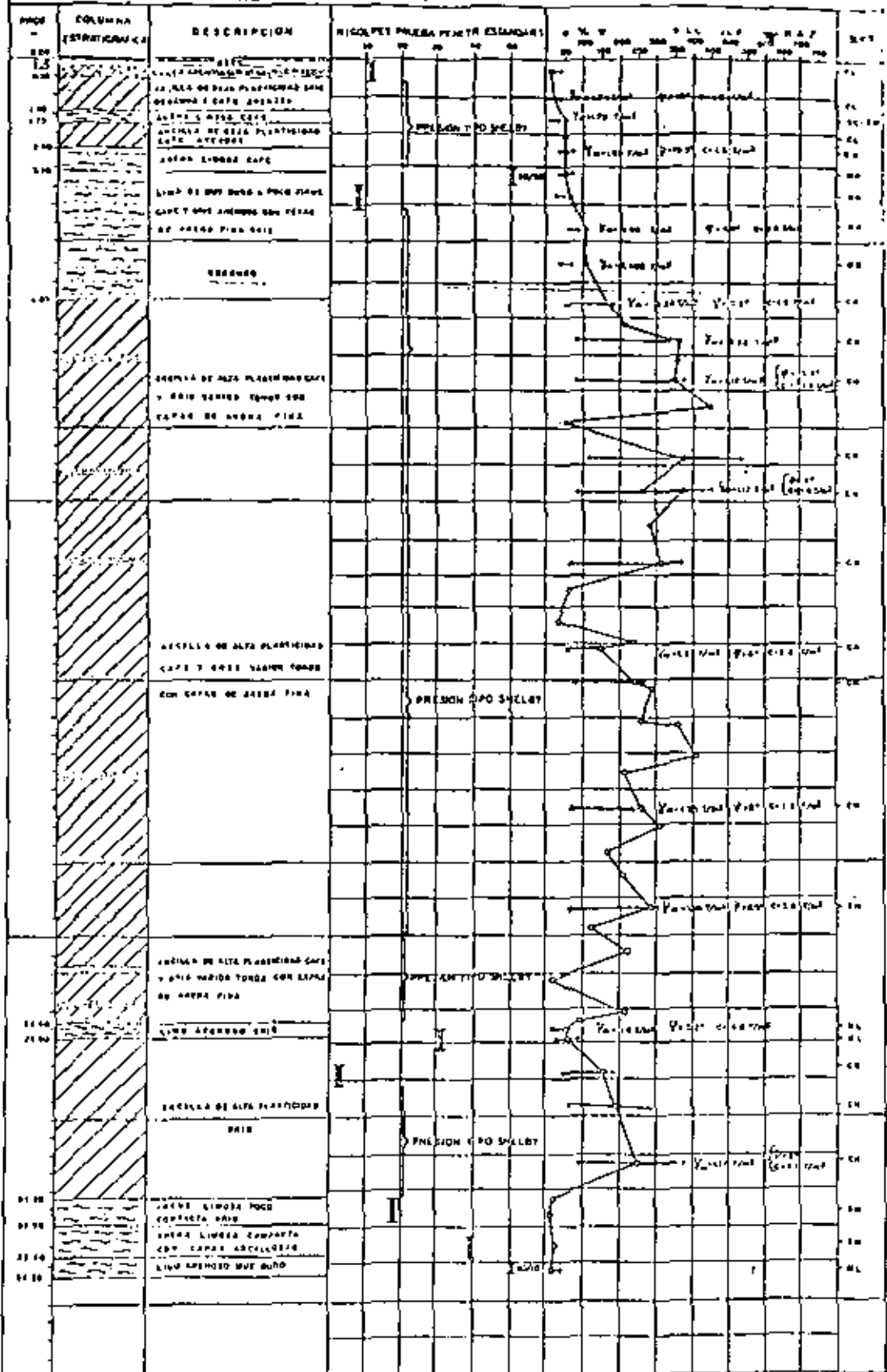
PROF. M.	COLUMNA ESTRATIGRAFICA	DESCRIPCION	NÚMOS PRUEBA PONETE (ESTANDAR)					e % M					+LL	+LR	N.A.F.	SUCS	
			10	20	30	40	50	10	20	30	40	50					60
0.00																	
0.45		LIMO ARENOSO CON GRAVA Y FRAGMENTOS DE ROCA	I														ML
1.70		ARCILLA DE BAJA Y ALTA PLASTICIDAD GRIS OSCURO															CL
2.40		LIMO FINO CAFE															ML
2.70		ARENA LINDA GRIS															SM
3.40		ARCILLA GRIS DE ALTA PLASTICIDAD															CH
4.00		LIMO POCO FINO GRIS															ML
5.40		ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD GRIS VERDEA Y CAFE															CH
																	CH
																	CH
																	CH

SÍMBOLOS

	CARPETA ASFALTICA		ARCILLA		ARENA		MATERIAL ORGANICO
	GRAVA		LIMO		GRAVA		LIMO ARENOSO CON GRAVA
	LOSA DE CONCRETO						

FIG. 5-4
25

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO



CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

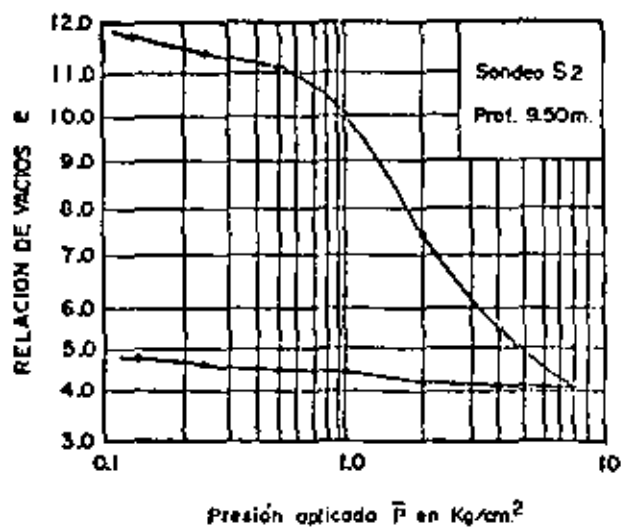
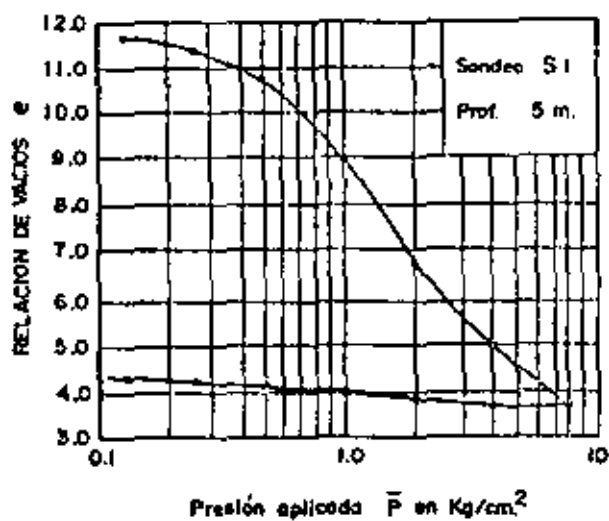
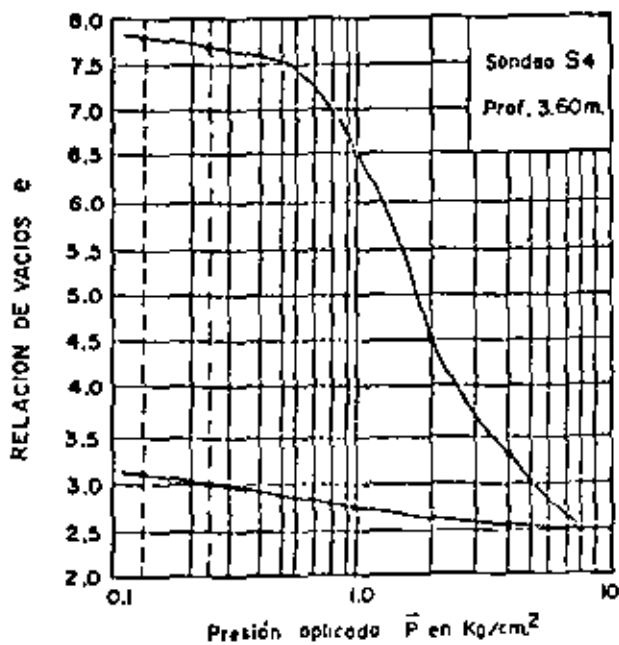
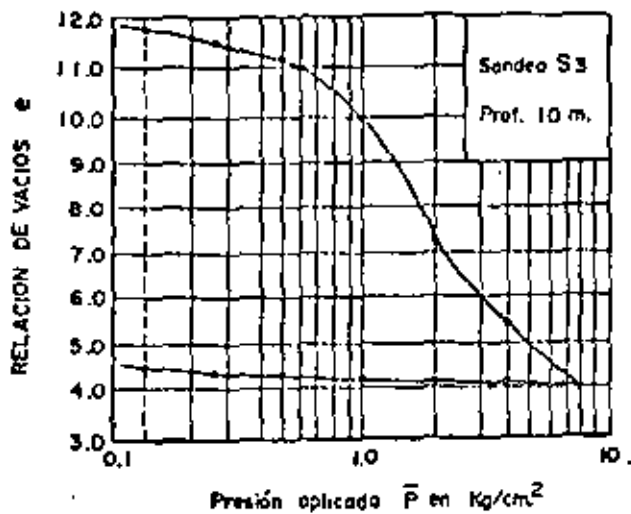


Fig.-B

CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

Fig. 15
28

CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

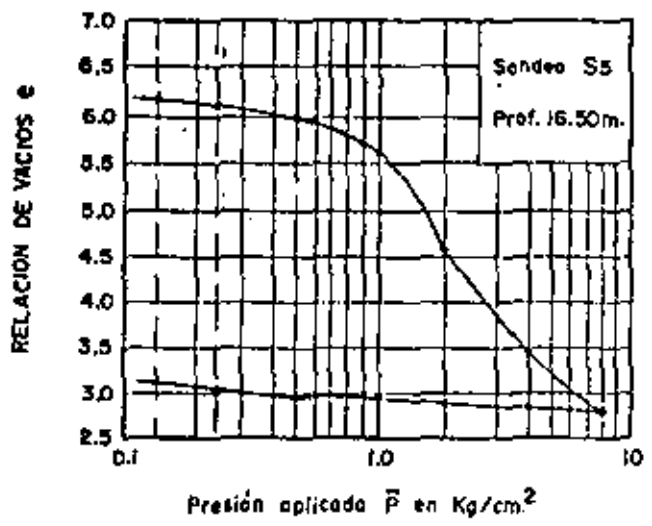
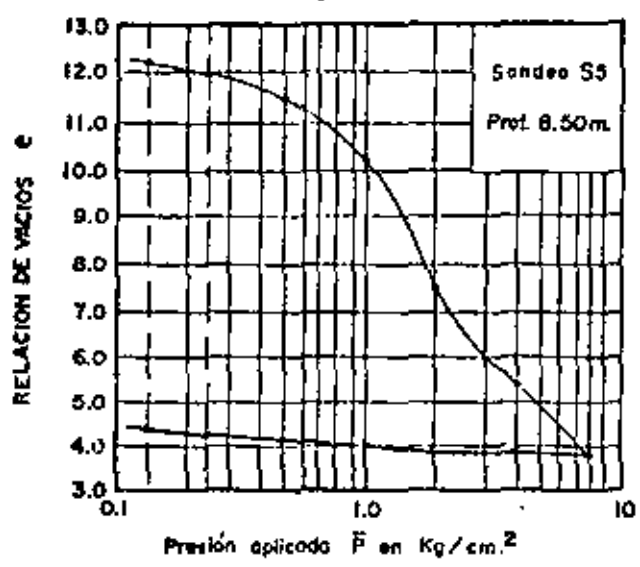


Fig-12
29

CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

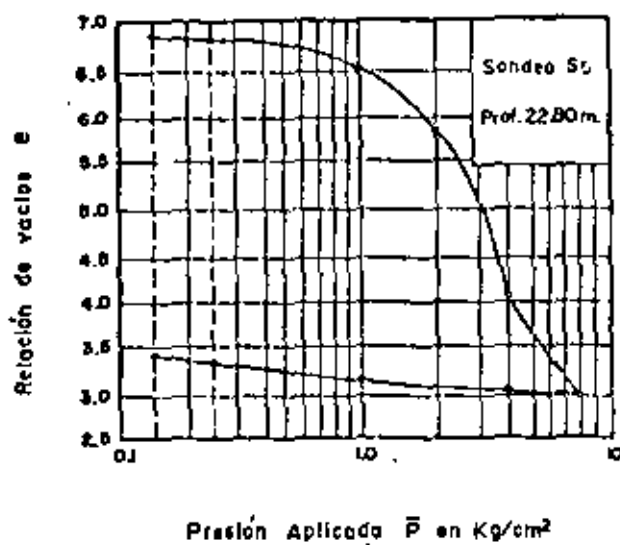


Fig.-15
30

INFORME GENERAL

CRUCE: "PUENTE HUAJINTLÁN".

2/

El cruce en estudio se encuentra ubicado sobre el río Amacuzac, en el poblado de Huajintlán, Mor., sobre la carretera Cuernavaca-Taxco, con una sección promedio de 60.0 por 7.0 m. de claro y altura respectivamente.

En el momento de la inspección se observó que el puente utilizado para cruzar el río se encontraba fallado, interrumpiéndose el tránsito de vehículos por tiempo indefinido; actualmente se emplea un puente colgante para uso de peatones. Se estima que la falla del puente se produjo por lo superficial de su cimentación y por la insuficiencia hidráulica del puente causada por la obstrucción parcial del mismo debido a la presencia de cuerpos flotantes con longitudes del orden de 25.0 m., algunos que arrastró el río al presentarse la creciente extraordinaria que provocó el colapso de la estructura y erosionó el terraplén de acceso de la margen derecha. Aguas abajo del sitio del cruce, a 150.0 m. aproximadamente, se une un afluente al río Amacuzac, el arroyo Salado, que no presenta problema alguno. En el sitio de cruce el río arrastra bolsones hasta de 60 cm.

El trabajo de campo realizado consistió en un estudio topohidráulico, por el método de sección y pendiente, del cruce del río Amacuzac y un estudio hidráulico, por el mismo método, del arroyo Salado; como resultado se obtuvo un gasto máximo calculado de $1\ 295\ m^3/seg$ que corresponde a un período de retorno de 100 años. El tirante correspondiente al gasto calculado fué de 5.83 m y se refiere a la creciente ocurrida el 8 de octubre de 1976 que es la mayor de que se tiene noticia, y que provocó la falla del puente. La velocidad máxima calculada fué de 4.25 m/seg.

El estudio hidrológico realizado se elaboró con base en la información hidrométrica de la estación de aforos Amacuzac localizada a 6.0 km aguas abajo del cruce en estudio. La estación de aforos, con 22 años de registros, se encuentra ubicada sobre un puente, que cruza al río Amacuzac y posee una sección promedio de 60.0 por 11.0 m de claro y altura respectivamente, el cual ha funcionado eficientemente durante el tiempo que tiene de construido, que es de 24 años. Los gastos aforados se anotan a continuación:

Año	Gasto mínimo (m ³ /seg.)	22
1955	836	
56	505	
57	275	
58	627	
59	520	
60	436	
61	759	
62	386	
63	220	
64	254	
65	286	
66	162	
67	750	
68	152	
69	316	
70	306	
71	537	
72	256.4	
73	698	
74	296.5	
75	200	
76	838	

Con el propósito de obtener los valores de los gastos máximos para diferentes períodos de retorno, se realizaron los análisis de frecuencias correspondientes, cuyos resultados se muestran a continuación:

Período de retorno (años)	Avenida (m ³ /seg)
10	800.0
20	951.6
25	999.7
50	1147.8
100	1294.8
200	1441.3

23

En lo que se refiere a la profundidad de socavación, esta se calculó con los criterios establecidos en la Secretaría, encontrándose que la so cavación general es del orden de 1.00 m; sin embargo la socavación lo cal, que se estima es importante, no pudo calcularse porque los crit rios existentes no son válidos para cauces con bolcos tan grandes como los que existen en el que se estudia. No obstante lo anterior se realizó una estimación del límite máximo de la socavación local, eliminando del análisis a los bolcos, resultando un valor del orden de 9.0 m. Obviamente la socavación real será menor; sin embargo no se consideró conveniente profundizar más en este asunto, ya que por condiciones geológicas de la zona la profundidad de desplante de los apoyos de la estructura estará a una profundidad del orden de los 13 m, según se indica en el estudio correspondiente.

También se observó que a 120.0 m de la margen izquierda se localiza una obra de drenaje, la cual consta de 3 tubos de 70 cm de diámetro cada uno, misma que drena hacia el río los escurrimientos de una cuenca muy pequeña y que frecuentemente se ve afectada por la presencia de cuerpos flotantes, los cuales reducen su área hidráulica. Además, existe un canal de riego que parte del río y pasa casi paralelo a la carretera, a unos 10.0 m de la obra, el cual debido a la creciente ya mencionada, sufrió 2 roturas, una a la altura de la obra y otra a 60 metros de la misma, lo que provocó que el caudal excedente se dirigiera hacia la carretera, desbordándola en ambos casos; se puede agregar también, que los muros que en la planta aparecen fueron contruidos para proteger los caballetes y el derrame del puente, el muro de la margen derecha falló debido a las altas velocidades que se presentaron.

Por lo anteriormente mencionado y dado que el sitio de cruce se localiza en una zona donde los datos recabados de los niveles alcanzados por el agua en las crecientes son muy confiables, se propone efectuar el proyecto de un nuevo puente con base en los cálculos realizados, tomando en consideración las recomendaciones que se anotan a continuación:

Espacio libre vertical 1.50 m. Separación mínima entre pilas 25.0 m.
Colocar una compuerta a la entrada del canal para controlar el caudal

del mismo en época de crecientes, con el propósito de que la obra de drenaje localizada a 120.0 m de la margen izquierda del río drene sólo los escurrimientos normales; además, se propone sean sustituidos los 3 tubos por uno de 1.50 m de diámetro, o bien, conservar adecuadamente la obra para mejorar su actual funcionamiento.

I.- GENERALIDADES.

El cruce en estudio se localiza en el camino México-Acapulco, tramo Cuernavaca-Jaxco (vía libre), sobre el río Amacuzac, en el Km 53 + 000 aproximadamente, origen Cuernavaca, Mor.

En este sitio se construyó un puente de concreto armado, cuya longitud fue de 75.0 m, de cinco claros iguales y ancho de calzada de 6.0 m; los apoyos intermedios fueron pilas de concreto armado, los extremos se resolvieron con caballetes. Con el objeto de proteger las márgenes, en la zona del puente, se construyeron muros de mampostería hasta la mitad de la altura del mismo y en una longitud aproximada de 20 m, parte de los muros retienen también el derrame, hacia el cauce, de los terraplenes de acceso, que por otra parte se encuentran recubiertos con un zampeado.

De acuerdo con la placa de inauguración del puente, éste se puso en servicio en el año de 1926, de manera que actualmente no se cuenta ya con los planos de proyecto correspondientes.

El día 8 de octubre de 1976 ocurrió una avenida extraordinaria que provocó la destrucción parcial del puente.

II.- ESTADO ACTUAL DEL PUENTE.

En la fig. N2 1 que se anexa a este informe se indica el orden que se asignó a los apoyos del puente para hacer la descripción del estado actual.

Los apoyos 1, 2 y 6 no sufrieron movimiento y por lo tanto tampoco daños estructurales, mientras que los apoyos 3 y 4 se desplomaron hacia aguas abajo, aparte de tener corrimientos también hacia aguas abajo. Los desplomes máximos fueron del orden de 0.50 m y los corrimientos de 0.50 m en el apoyo 3 y de 1.0 m en el 4. El apoyo 5 fue arrastrado por la corriente y en la inspección que se hizo no se observaron vestigios de él, probablemente porque quedó cubierto con el material de arrastre del río o por una losa que también fue arrastrada.

El apoyo 6, de la margen derecha (hacia Taxco) está descubierto parcialmente debido a que esa margen y 20.0 m del terraplón de acceso fueron arrastrados por la corriente de agua.

Los dos tramos de losas más próximos a la margen derecha (entre los apoyos 4 y 6) cayeron al cauce e inclusive la inmediata al apoyo 6 fue arrastrada 30.0 m, la otra, al caer, giró unos 90° quedando su eje longitudinal en la dirección de la corriente. Las otras losas no cayeron, pero con excepción de la más próxima a la margen izquierda, todas las demás sufrieron movimientos importantes. Es conveniente mencionar que sólo en la margen izquierda y aguas arriba del cauce, existen árboles de relativamente grandes dimensiones que parece ser actuaron como elemento deflector de las aguas, evitando la erosión de la margen izquierda pero propiciando la de la margen derecha en la zona del cruce.

III.- EXPLORACION Y MUESTREO.

Con el objeto de conocer las características contrastigráficas y mecánicas de los suelos existentes en el cruce se programaron y ejecutaron cuatro sondeos profundos distribuidos tal y como se muestra en la fig. N° 2. Se realizaron si-

guiendo procedimientos de perforación mixta, consistentes en penetración estándar, rotación y lavado, alcanzando profundidades que variaron de 10.50 m a 20.30 m.

De los sondeos se extrajeron muestras alteradas de los diferentes estratos atravesados, para realizarlos pruebas de laboratorio para la determinación de sus propiedades físicas.

El nivel de aguas freáticas fue localizado a 4.50 m en la margen izquierda y 4.10 m en la margen derecha en los puntos donde se realizaron los sondeos 1 y 4. En el resto del cruce existe en forma permanente un tirante de agua, que en el período en que se efectuó la exploración (noviembre de 1976) alcanzó un valor máximo de 2.0 m.

IV.- PRUEBAS DE LABORATORIO.

Las muestras alteradas obtenidas de los sondeos realizados se enviaron al Laboratorio Central del Depto. de Geotecnia de esta Dirección, donde se les realizaron las siguientes pruebas.

- a) Límites de Atterberg.
- b) Granulometrías.
- c) Humedad Natural.
- d) Identificación Visual y al Tacto para Clasificación.

V.- ESTRATIGRAFIA.

De acuerdo con la información obtenida de la exploración de campo y de las pruebas de laboratorio, puede decirse

que el subsuelo en el sitio del cruce en estudio está formado de la siguiente manera: en las márgenes derecha e izquierda los terraplenes de acceso tienen espesores de 2.20 m y 1.80 m respectivamente, y están constituidos por una arena limosa suelta; bajo dichos terraplenes existe un estrato de 1.80 m de espesor en la margen derecha y de 2.20 m de espesor en la izquierda constituido por una arena limosa suelta, inmediatamente después aparece un estrato formado por una arena limosa con gravas y boulders aflorando en los taludes de las márgenes y en el fondo del lecho del cauce, muy compacto, con espesores de 9.0 m como mínimo dentro del cauce y mayores en las márgenes; subyaciendo a éste existe una arena limosa con pocas gravas, de compacta a muy compacta, cuyo espesor no fue determinado.

VI.- CALCULOS REALIZADOS.

Se efectuó un análisis de capacidad de carga para el caso de emplear una cimentación de tipo profundo a base de cilindros, utilizando el criterio establecido por K. Terzagui y suponiendo como profundidad mínima de desplante 13.00 m a partir del fondo del cauce actual, y un factor de seguridad igual a 3, obteniéndose una capacidad de carga de 100 ton/m².

VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Tomando en consideración las características geológicas y toponidráulicas del cruce, la cimentación para el nuevo puente deberá sujetarse a las siguientes recomendaciones.

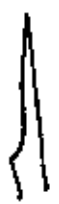
- a) Tomando en cuenta la probable escavación en el cauce, la cual se menciona en el estudio toponidráulico que será enviado a esta Dirección por separado, la cimentación será de tipo profundo empleando cilindros desplantados en

el estrato constituido por la arena limosa con gravas, de compacta a muy compacta, que aparece a una profundidad del orden de 9.0 m dentro del lecho del cauce.

- b) La profundidad minima de desplante será tal que se penetre el valor de un diámetro del cilindro empleado en el estrato de arena limosa con gravas compacta a muy compacta.
- c) La capacidad de carga de trabajo a la profundidad de desplante mencionada en el inciso anterior, y para distintos diámetros de cilindro son como sigue:

Diámetro del cilindro (m)	Capacidad de carga (Ton)
4.00	1250
4.50	1590
5.00	1960
5.50	2370
6.00	2830

- d) El procedimiento de construcción será el de pozo indio.
- e) Para proteger las márgenes contra la erosión deberán construirse muros de mampostería desplantados a una profundidad mínima de 2.0 m y de una altura tal que se levanten hasta la Elev. 99.00 m que se muestra en el perfil de suelos anexo, quedando el paramento interno del mismo en contacto con el terreno natural.



- f) A fin de evitar la erosión de los derrames de los terraplenes de acceso, éstos no deberán invadir la zona del cauce, para lo cual se recomienda confinarlos con el muro mencionado en el inciso e) y mediante un zampado.
- g) El muro mencionado podrá calcularse suponiendo un diagrama de empuje triangular y considerando la siguiente expresión para su valuación.

$$E = \frac{1}{2} \times K_h \times H^2$$

en donde

$$K_h = 1150 \text{ Kg/m}^2/\text{m}$$

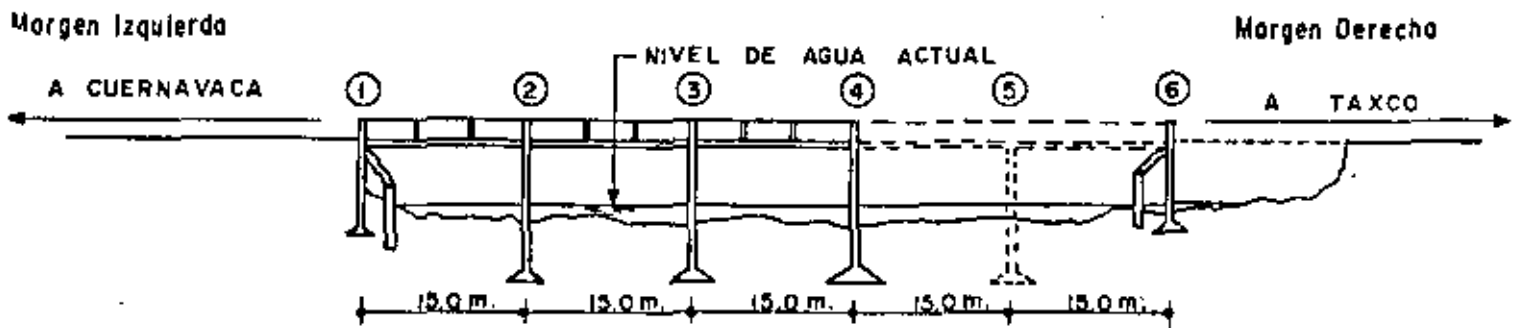
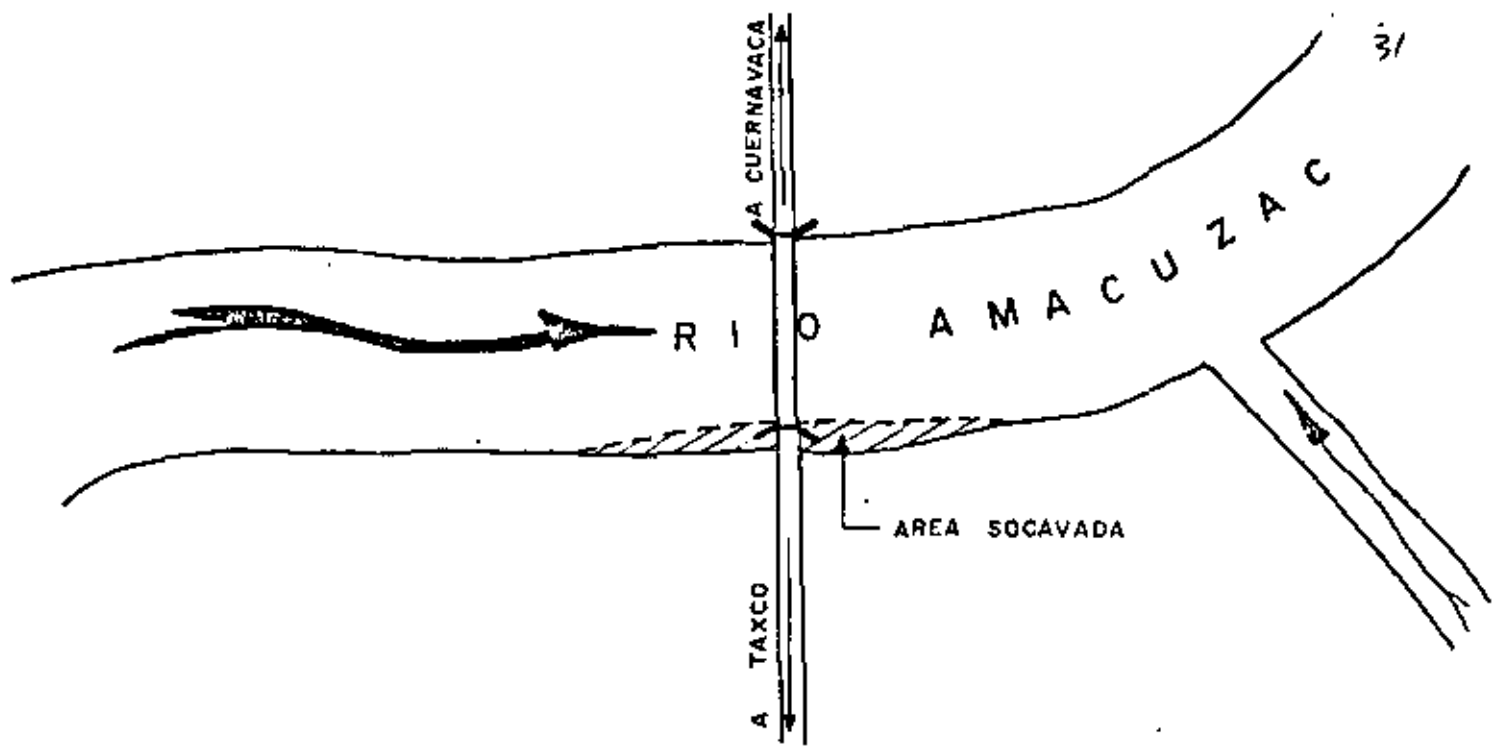
H = Altura del muro en metros.

E = Empuje en Kg/m.

Considerando que el material de relleno estará constituido por suelos granulares gruesos con finos limosos.

El punto de aplicación del empuje se considerará a un tercio de H, medido a partir de la base.

Enero de 1977.



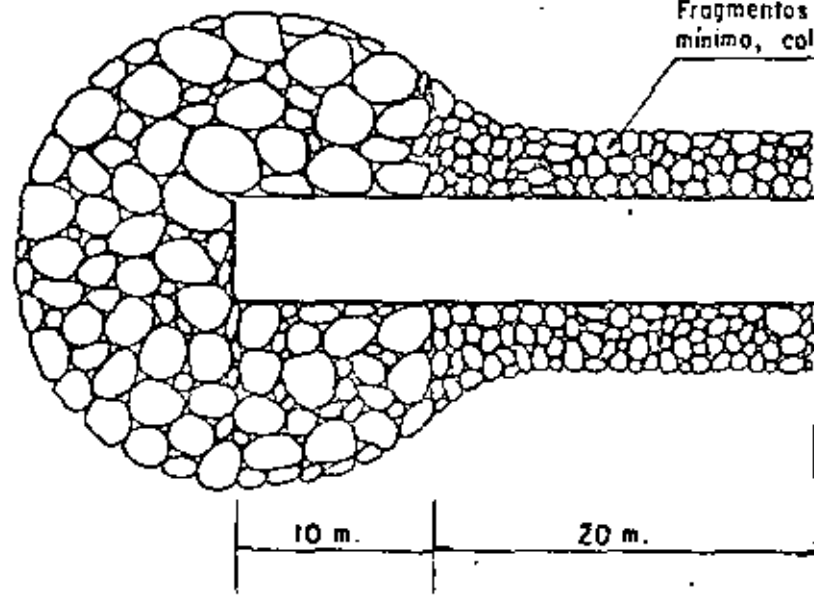
NOTA:

LOS APOYOS (1) Y (2) NO SUFRIERON DESPLOMES NI CORRIMIENTOS
 LOS APOYOS (3) Y (4) SUFRIERON DESPLOMES Y CORRIMIENTOS HACIA AGUAS ABAJO.
 EL APOYO (5), CON LAS LOSAS ADYACENTES, FUE ARRASTRADO AGUAS ABAJO
 EL APOYO (6) SE ENCUENTRA DESCUBIERTO Y APARENTEMENTE SIN NINGUN
 CORRIMIENTO NI DESPLOME.

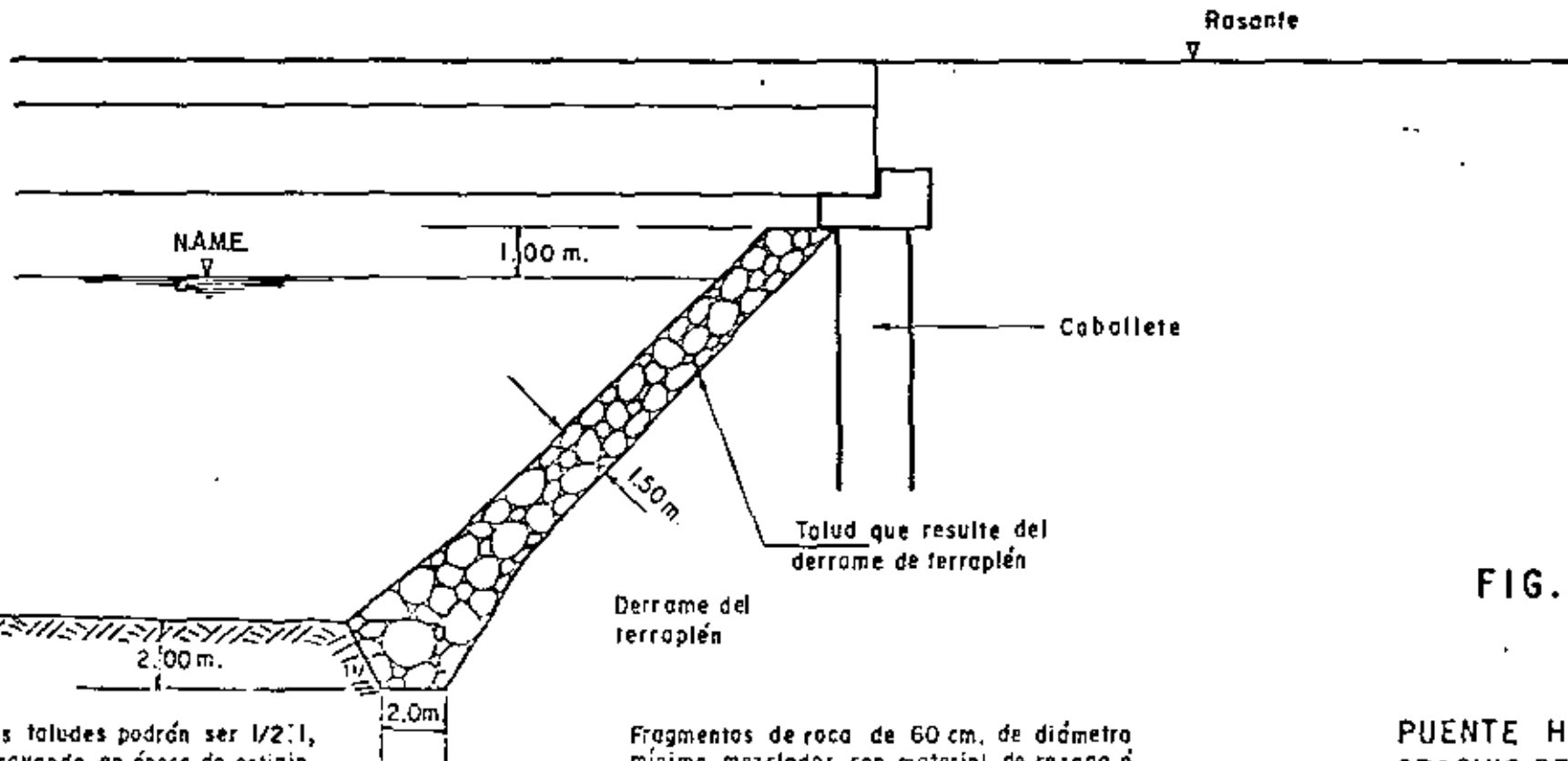
EL TERRAPLEN DE ACCESO DE LA MARGEN DERECHA FUE DESTRUIDO EN
 UNA LONGITUD APROXIMADA DE 20.0 m.

CROQUIS DEL PUENTE HUAJINTLAN UBICADO SOBRE EL RIO AMA-
 CUZAC DESTRUIDO POR LAS RECIENTES AVENIDAS, OCTUBRE DE 76.

Fragmentos de roca de 20 cm. de diámetro mínimo, colocados en tres capas.



FUERA DE ESCALA



Los taludes podrán ser 1/2:1, excavando en época de estiaje y por tramos de 4.00 m.

Fragmentos de roca de 60 cm. de diámetro mínimo mezclados con material de rezoaga ó puzosa de 10 cm de diámetro mínimo (en proporción 4.1)

FIG. 1

PUENTE HUAJINTLAN
CROQUIS DE PROTECCION
DE AMBOS A ESOS

32
13



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

CLASIFICACION DE CIMENTACIONES

**ING. JUAN JACOBO SHIMITTER
MARTIN DEL CAMPO**

MAYO 1983

CLASIFICACION DE CIMENTACIONES

CONTENIDO

I.	INTRODUCCION	2
II.	CIMENTACIONES EN GENERAL	3
III.	CIMENTACIONES PROFUNDAS	4
IV.	HUNDIMIENTO GENERAL DEL VALLE DE MEXICO	11
V.	CIMENTACIONES PARCIALMENTE COMPENSADAS Y CON PILOTES	12
	BIBLIOGRAFIA	

I. INTRODUCCION.

El Ingeniero de Cimentaciones durante su práctica profesional, tiene como meta principal planear, diseñar y construir "conexiones" entre las Obras Civiles y el sistema Tierra.

Tales "conexiones" deben cumplir en todo momento con dos condiciones básicas:

- a) Que no se rompan.
- b) Que no se deformen excesivamente.

Si las "conexiones" se realizan practicamente en la superficie del terreno, se acostumbra llamar "Cimentaciones Superficiales" por el contrario si los estratos superficiales no tienen suficiente calidad o bien son susceptibles de ser socavados por el agua, y es necesario apoyarse mas abajo, se denominarán "Cimentaciones Profundas"

No existe un criterio único para separar las Cimentaciones Superficiales ó Someras, de las profundas, sinembargo es aceptado generalmente que cuando la relación entre la profundidad y el ancho del cimiento es mayor de 4 se tienen cimientos profundos.

Es indudable que en la elección de la mejor alternativa de cimentación para una obra dada, juegan papeles importantes el tipo de estructuración, las dimensiones y el peso de la propia obra.

En ocasiones el mismo tipo de suelo pueda ser aceptado o rechazado como apoyo dependiendo del tipo de Obra que sobre de él se construya.

En la ciudad de México por ejemplo, es factible cimentar pequeñas - estructuras sobre cimentaciones superficiales del tipo zapatas, de 1- a 2 metros de ancho diseñadas para una presión de trabajo de 3 ton/m²; sin embargo al pretender emplear losas de cimentación apoyadas superficialmente en grandes extensiones, 50 x 100 metros, con presiones de trabajo iguales a 3 ton/m², se engendran asentamientos totales y diferenciales inadmisibles que causan daños a las estructuras.

II. CIMENTACIONES EN GENERAL.

Con criterio simplista puede decirse que las cimentaciones se clasifican en Superficiales y Profundas.

Al primer grupo pertenecen las zapatas aisladas y corridas, y las losas planas ó rigidizadas con contratraveses.

Las cimentaciones profundas por su parte pueden subdividirse a su vez en las que son piloteadas y las que no son piloteadas.

Las cimentaciones que denominaremos cajones flotantes, pertenecen a los dos grupos, ya que son "Superficiales" atendiendo a su relación Profundidad/Ancho y al método de cálculo para valuar su capa -

idad de carga, pero son "Profundas" desde el punto de vista de pro
cedimiento constructivo.

Existen también combinaciones de cimentación para una misma estructura
como la de cajón flotante parcialmente compensado y pilotes de-
fricción.

En lo que sigue describiremos en detalle las cimentaciones profundas,
incluyendo las del tipo cajón flotante.

III. CIMENTACIONES PROFUNDAS.

De acuerdo con el Criterio de A. LITTLE (1), las cimentaciones pro
fundas son aquellas que pueden construirse:

1. En excavaciones abiertas no adamadas.
2. Dentro de ataguías.
3. Con pilotes.
4. Con pilas.
5. Con cilindros.
6. Con cajones profundos.

De la lista anterior, el inciso 3 corresponde a las cimentaciones Pi-
loteadas y el resto a las no piloteadas.

1. En excavaciones Abiertas.

Es el caso típico de los cajones flotantes, que se construyen en

áreas abiertas, donde no existen restricciones de espacio en el perímetro de la obra y los taludes de la excavación pueden tenderse tanto como lo requiera la estabilidad del suelo.

Debe llevarse en mente en todo momento los problemas constructivos relacionados con el suelo y el agua freática, tales como Estabilidad de Taludes, Bufamientos del fondo de la excavación y abatimiento del nivel freático principalmente.

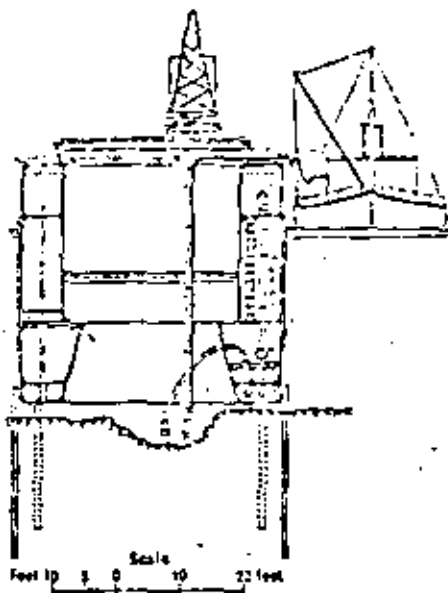
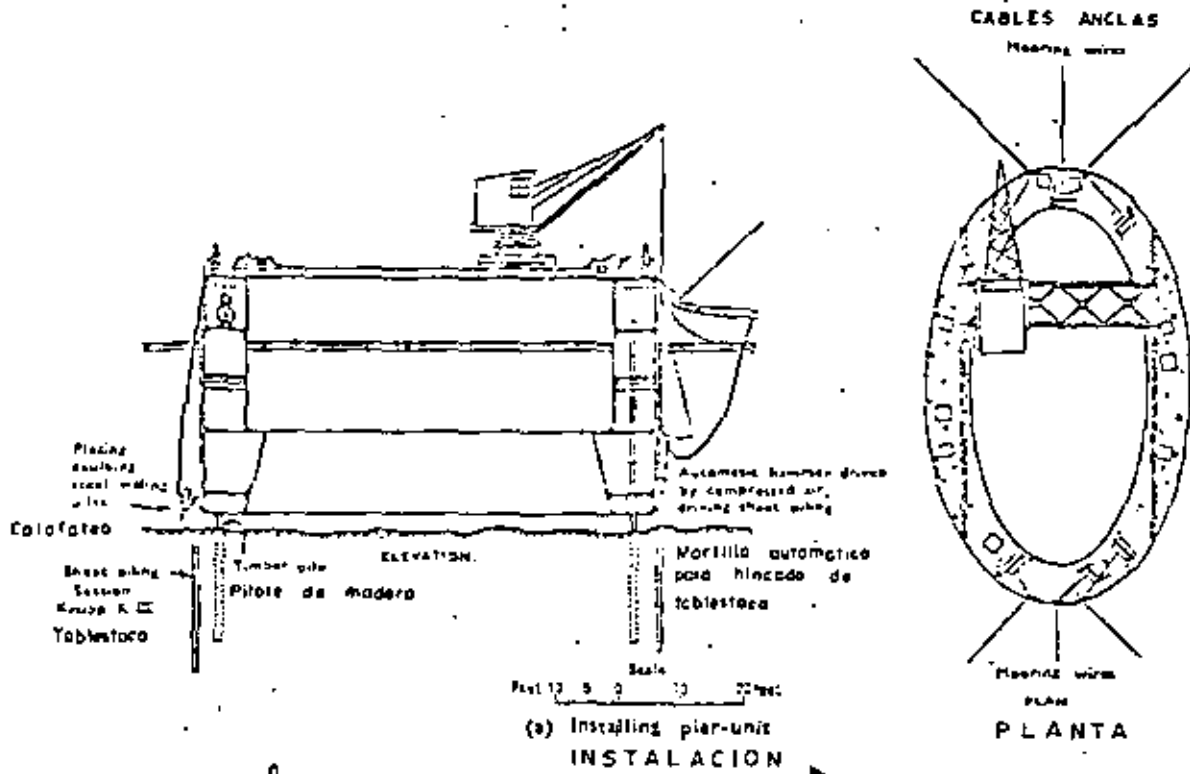
2. Dentro de Ataguías.

Cuando no existe amplitud suficiente para tender taludes, se emplean Ataguías las cuales son estructuras temporales fabricadas ya sea con madera, concreto, acero, ó inclusive tierra. Se instalan alrededor del área por excavar con la finalidad específica de excluir el suelo y/o el agua de la excavación.

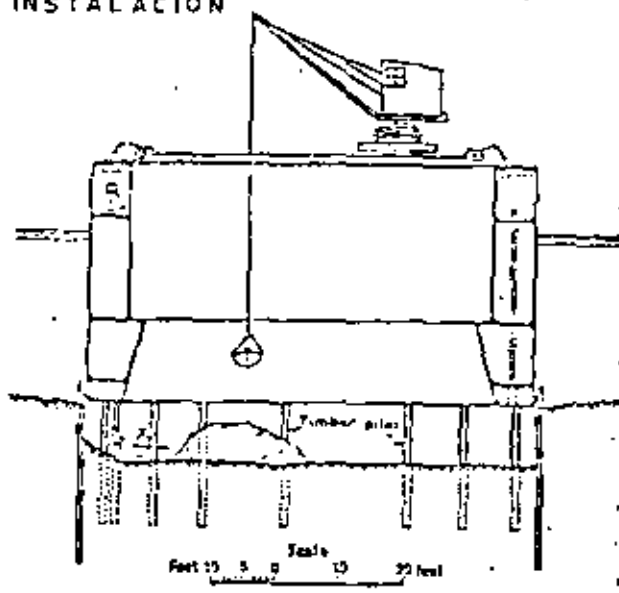
Cada ataguía tiene su propia fisonomía y se califica su efectividad en la medida que mantiene la excavación libre de desprendimientos de suelo y/o agua . (Ver Figura 1)

En cimentaciones urbanas las ataguías más conocidas son las tablas-tacas, de madera, de concreto y de acero.

En este proceso constructivo deben cuidarse los problemas de falla de fondo, de empuje de tierras sobre las ataguías, de troquelamiento de abatimiento del nivel freático y bufamientos del fondo, principal--



(b) Pumping
BOMBEO

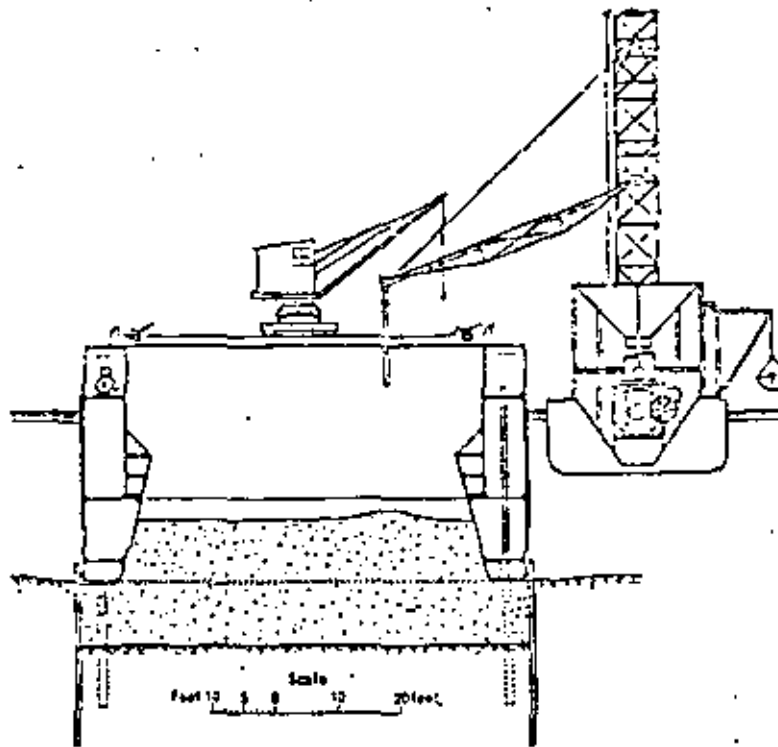


(c) Excavating
EXCAVACION

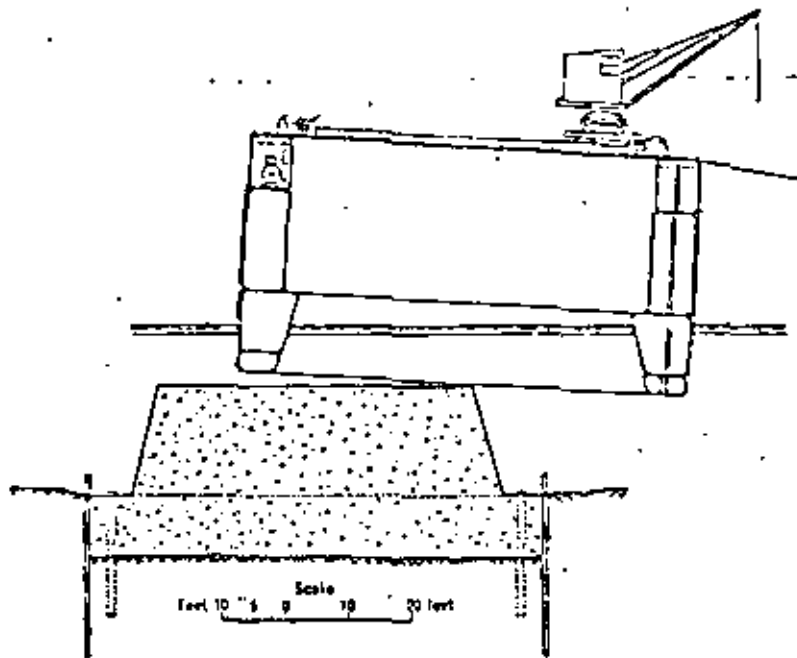
Fig. 1

ATAGUIA

FLOTANTE



(d) Concreting
COLADO.



(e) Pier-unit casing off completed foundation
RETIRO DE LA ATAGUIA

FIG. 219. Storstrom Bridge, Denmark: floating cofferdam (' pier unit ') constructing pier foundations.

(Mounsell and Pain, 1939)

R

ATAGUIA FLOTANTE

Fig. 1

mente.

Tanto el caso 1 como el 2 permiten construir cajones flotantes como cimentación de Edificios.

Un cajón flotante de cimentación compensa una porción importante del peso de la estructura, mediante extracción correspondiente de suelo.

Cuando el peso de la estructura incluyendo su cimentación es igual al peso del suelo desalojado se dice que el cajón flotante tiene COMPEN
SACION TOTAL.

Si el peso del suelo desalojado es menor que el del edificio se tiene COMPENSACION PARCIAL y finalmente la inversa provoca SOBRE -
COMPENSACION.

La profundidad de excavación para alcanzar una cierta compensación, suele calcularse tomando en cuenta exclusivamente el peso volumétrico natural del suelo, y la presión de contacto transmitida por el inmueble. Sin embargo conviene distinguir la compensación que proviene del suelo en sí, y la del agua que comúnmente se denomina flotación.

Como ejemplo de cálculo consideremos un edificio de planta rectangular de 20 x 40 m que transmite al subsuelo una presión total de 10-ton/m².

Por su parte supongase que el suelo tiene un peso volumétrico natural γ de 1.5 ton/m³ y el nivel freático aparece a 2 m de profundidad.

Según lo anterior la profundidad de excavación necesaria para compensación total sería:

Peso del Edificio = Peso del suelo excavado (Incluyendo el agua)

$$10 \text{ ton/m}^2 \times \text{Area de Apoyo} = \text{Area de Apoyo} \times \text{Prof. excavación} \times 1.5 \text{ ton/m}^3$$

Simplificando términos y despejando:

$$\text{Prof. excavación} = 10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \frac{1 \text{ m}^3}{1.5 \text{ ton}}$$

$$\underline{\text{Prof. exc.} = 6.67 \text{ m}}$$

Obviamente para que lo anterior se cumpla debemos desalojar completamente el agua del interior del cajón.

Otra forma de analizar el problema, es separar la componente de compensación debida al suelo y la flotación debida al agua.

De esta manera considerando que el peso volumétrico sumergido del suelo sea 0.5 ton/m^3 la compensación debida al suelo será:

$$2 \text{ m} \times 1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 3 \text{ ton/m}^2$$

$$4.67 \text{ m} \times 0.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = \frac{2.33 \text{ ton/m}^2}{5.33 \text{ ton/m}^2}$$

Y la flotación debida al agua.

$$4.67 \text{ m} \times 1.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = \underline{4.67 \text{ ton/m}^2}$$

<i>Precast concrete (including prestressed)</i>	<i>Cast-in-place concrete (thin shell driven with mandrel)</i>	<i>Pile type</i>
100 ft for precast 30 m 200 ft for prestressed 61 m 40-50 ft for precast 12 - 15 m 60-100 ft for prestressed 18 - 30 m ASTM-A13 reinforcing steel ASTM-A82 cold-drawn wire ACI Code 318 for concrete	100 ft for straight sections 30 m 40 ft for tapered sections 12 m 40-60 ft for straight 12 - 18 m 15-35 ft for tapered 4.5 - 10.5 m ACI Code 318 for concrete	Maximum length Optimum length Applicable material specifications
See applicable building code	0.225-0.25f' _c	Recommended maximum stresses
200 tons for prestressed 100 tons for precast 40-60 tons	75 tons 30-60 tons	Maximum load for usual conditions Optimum-load range
Difficult to handle unless prestressed High initial cost Considerable displacement Prestressed difficult to splice	Difficult to splice after concreting Redriving not recommended Thin shell vulnerable during driving Considerable displacement	Disadvantages
High load capacities Corrosion resistance can be attained Hard driving possible	Initial economy Tapered sections provide higher bearing resistance in granular stratum	Advantages
Cylinder piles in particular are suited for bonding resistance	Best suited for medium-load friction piles in granular materials	Remarks

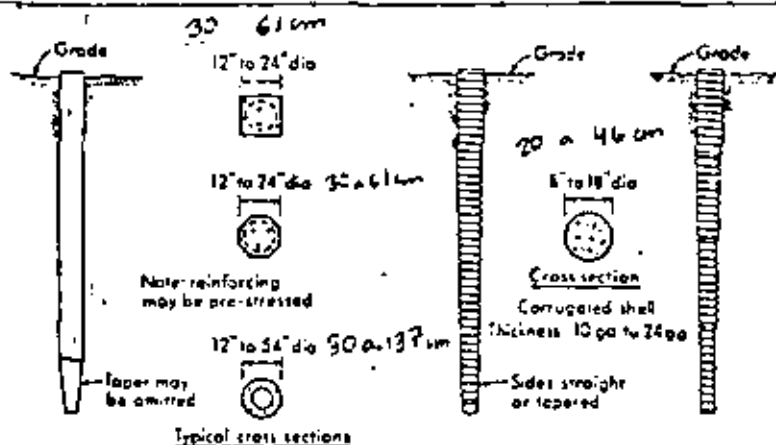
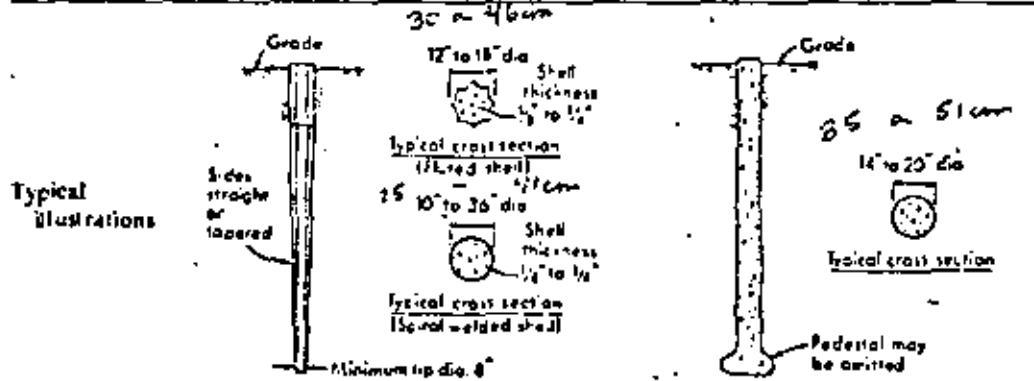


Fig. 3

Table 9-1 (Continued)

File type	Cast-in-place concrete piles (shells driven without mandrel)	Cast-in-place concrete piles (shells withdrawn)
Maximum length	150 ft 46 m	120 ft 37 m
Optimum length	30-80 ft 9-24 m	25-40 ft 8 m-12 m
Applicable material specifications	ACI Code 318	ACI Code 318
Recommended maximum stresses	25% of 28-day strength of concrete with maximum of 1,000 psi measured at midpoint of length in bearing stratum. 9,000 psi in shell 633	25% of 28-day strength of concrete with a maximum of 600 psi at minimum cross section 42
Maximum load for usual conditions	100 tons	150 tons
Optimum-load range	50-70 tons	40-100 tons
Disadvantages	Hard to splice after concreting Considerable displacement	Concrete should be placed in dry More than average dependence on quality of workmanship
Advantages	Can be redriven Shell not easily damaged	Initial economy
Remarks	Best suited for friction piles of medium length	Allowable load on pedestal pile is controlled by bearing capacity of stratum immediately below pile



Notes: Stresses given for steel piles and shells are for noncorrosive locations. For corrosive locations estimate possible reduction in steel cross section or provide protection from corrosion.

En uno y otro caso las construcciones vecinas a cuerpos que se hundien o emergen, se fracturan por efecto de asentamientos diferenciales y en muchos casos se tienen que demoler.

Esta situación prevaleciente en la ciudad aguza el ingenio de los constructores, para diseñar y construir cimentaciones que cumplan con el doble requisito de reducir a valores aceptables el hundimiento de las estructuras y evitar su emergimiento en relación al terreno vecino inmediato.

Es así como se desarrollan los Pilotes de Control, los pilotes de punta telescopiada, los pilotes entrelazados, las cimentaciones parcialmente compensadas y con pilotes fricción, etc., algunas de las cuales han dado excelente resultados.

V. CIMENTACIONES PARCIALMENTE COMPENSADAS Y CON PILOTES.

Usualmente en la Ciudad de México los edificios mayores de 5 niveles deben diseñarse con cimientos profundos a base de cajón de flotación compensado o bien con pilotes, para evitar asentamientos.

1. Compensación Parcial - Pilotes de Fricción.

Con el advenimiento de las "Torres" en México, D. F., se puso en práctica la solución combinada de compensación parcial y pilotes de fricción, la cual tiene por objeto reducir asentamientos y evitar emergimiento del conjunto.

La compatibilidad de funcionamiento entre ambas soluciones de cimentación proviene de que los pilotes trabajan por fricción casi al límite ó sea que siempre deslizan hacia abajo ligeramente permitiendo que el cajón parcialmente compensado funcione como tal, redistribuyendo las presiones en el subsuelo con miras a reducir asentamientos.

2. Compensación Parcial - Pilotes de Punta.

Cuando una cimentación basada en pilotes de punta, se combina con un cajón, no existe compatibilidad de movimientos y el suelo tiende a despegarse del cajón, por lo cual todo el peso de la estructura recae sobre los pilotes de punta que aparecen como "indeformables" en relación al suelo.

Si existe nivel freático perene, por encima del cajón, entonces es posible tomarse en cuenta en la capacidad de carga del conjunto el efecto de la flotación debida exclusivamente al agua.

Se han dado casos sin embargo que tal nivel freático aparentemente perene, se pierde por comunicación con centros de baja presión hidráulica a través de las perforaciones previas de los pilotes hincados. Es pues necesario confirmar la permanencia del NF, ya que de otra suerte, la responsabilidad de carga recaerá en los pilotes de punta.

BIBLIOGRAFIA

1. LITTLE A.L. 1961 Foundations, Edward Arnold (Publishers) Ltd London.
2. BOWLES J.E. 1968 Foundations analysts and design, Mc Graw Hill Inc. New York.
- CHELLIS R.D. 1961 Pile Foundations, Mac Graw-Hill Inc. New York.
- LEONARDS G.A. 1962 Foundation Engineering, Mac Graw-Hill Inc. New York.
- MORETTO O. 1971 Cimientos profundos Síntesis escogida del estado actual del conocimiento sobre la Interacción con el Suelo. Revista Latinoamericana de Geotecnia Jul-Sept. 1971, Venezuela.
- TENG W.C. 1962 Foundation design, Prentice-Hall Inc. - N.J. USA.
- TOMLINSON M.S. 1963 Diseño y construcción de cimientos, Ediciones Urmo. Bilbao, España.
- ZEEVAERT 1972 Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold Co. New York.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

CIMENTOS PROFUNDOS

MAYO 1983

Cimientos Profundos

Síntesis Escogida del Estado Actual del Conocimiento sobre la Interacción con el Suelo

ORESTE MOJETTO

*Ingeniero de la prima categoría A. I. I. Bolognesi. Maestro. Ingeniero Civil.
 Profesor de Mecánica de Suelos y Fundaciones y de Construcciones de Hormigón Armado, Universidad Nacional de La Plata,
 Argentina.*

RESUMEN

Una síntesis escogida del estado actual del conocimiento supone un análisis del problema siguiendo una selección y ordenamiento efectuados a criterio del autor con un planteo en el que juega papel importante su experiencia y discernimiento. Con esta advertencia, 1) se analiza la interacción suelo-cimiento, poniendo de manifiesto los factores que determinan la resistencia a rotura de fricción y de punta que desarrollan los distintos suelos; 2) se estudia, en particular, la situación que se plantea cuando se desarrolla fricción negativa; 3) se exponen algunos de los procedimientos propuestos para calcular los asentamientos de pilotes individuales y de grupos de pilotes, haciendo referencia a la influencia que pudiera ejercer el método utilizado para instalarlos y su eventual precarga; 4) finalmente, se transcribe la propuesta del Centro Argentino de Ingenieros para reglamentar el proyecto y construcción de pilotes en el código de la edificación de la ciudad de Buenos Aires.

NOTACIÓN

A_b	== sección transversal de un pilote o pilar de hormigón
A_f	== área del fuste de un pilote o fundación profunda.
A_p	== sección transversal de apoyo de la punta de un pilote o fundación profunda
B	== ancho o diámetro de un pilote o pilar de fundación.
\bar{B}	== ancho o diámetro de un grupo de pilotes o pilares de fundación
c	== cohesión.
c_d	== cohesión en la condición o drenada.
c'	== cohesión efectiva no drenada.
c_a	== adherencia entre el suelo y el pilote o pilar de fundación.
C_s	== coeficiente de asentamiento de pilotes en arena.
D	== profundidad.
D_r	== profundidad relativa según fig. 9.
D_r	== densidad relativa.
d_f	== coeficiente de profundidad, según Hansen.
E	== energía de un martillo hincapilotes.
E_p	== módulo de deformación del hormigón.
E_u	== módulo de deformación del suelo no drenado.
E_v	== módulo de deformación vertical del suelo, para la consolidación unidimensional
	$E_v = \frac{1}{m_v}$
G	== peso de un pilote.
H	== altura de un estrato de suelo; fuerza horizontal.
I_s	== coeficiente de asentamiento de un pilote único en arcilla.
K	== $\frac{\delta'_h}{\delta'_v}$ == relación entre tensión horizontal y tensión vertical efectivas en una masa de suelo; relación entre la tensión efectiva principal menor y la mayor.
K_0	== valor de K de una masa de suelo en reposo no solicitada por una carga externa.

- K_r == valor de K como relación entre tensiones efectivas principales en el momento de la rotura del suelo.
- L == longitud del pilote; se considera igual a la profundidad D .
- \bar{L} == longitud de un grupo de pilotes.
- N == resistencia normal a penetración.
- n == número de pilotes por fila.
- N_{10}, N_{20} y N_{30} == factores de capacidad de carga para fundaciones profundas.
- m == número de filas de pilotes.
- m_r == coeficiente de compresibilidad volumétrica.
- M == peso del martillo hincapilotes.
- m_s == $\frac{1}{E_s}$
- q_b == resistencia unitaria a rotura de una base situada a una profundidad D .
- Q_f == resistencia total a rotura por fricción lateral.
- q_f == resistencia lateral específica.
- $q_{f \text{ máx}}$ == fricción lateral específica máxima.
- Q_p == resistencia total a rotura de punta.
- q_p == resistencia específica de punta.
- $Q_r = Q_f + Q_p$ == resistencia total a rotura.
- q_r == resistencia unitaria media al corte del suelo dentro de la profundidad D .
- P == carga de trabajo que actúa sobre un pilote.
- \bar{p} == perimetro de un pilote.
- P_f == carga de trabajo por fricción lateral que actúa sobre un pilote.
- P_{N-1} == fricción negativa total.
- p_f == carga de trabajo unitaria por fricción lateral que actúa sobre un pilote.
- P_p == carga de trabajo de punta que actúa sobre un pilote.
- P_p == carga de trabajo unitaria de punta que actúa sobre un pilote.
- K_g == factor de reducción de grupo de pilotes.
- s == rechazo de un pilote == penetración bajo los últimos 10 golpes; espaciamiento de centro a centro entre pilotes.
- S == asentamiento.
- S_1 == asentamiento de un pilote único.
- S_g == asentamiento de un grupo de pilotes.
- s_r == coeficiente de forma, según Hansen.
- $s_r \cdot d_r$ == producto del coeficiente de forma por el coeficiente de profundidad, según figura 7.
- S_p == asentamiento de la punta.
- S_r == asentamiento de un cabezal rígido.
- $S_{máx}$ == asentamiento máximo de un cabezal flexible.
- z == profundidad, distancia vertical.
- α == arco tangente de B/s .
- γ == peso unitario del suelo.
- γ' == peso unitario efectivo del suelo.
- i_{cs} == coeficiente de rozamiento entre pilote y suelo.
- ϵ == deformación unitaria.
- ϵ_v == deformación unitaria vertical.
- ϕ == ángulo de fricción interna del suelo.
- ϕ' == ángulo efectivo de fricción interna del suelo.
- η == coeficiente de eficiencia.
- δ_h == tensión horizontal principal.
- δ_v == tensión vertical principal.
- δ'_h == tensión efectiva horizontal.
- δ'_v == tensión vertical efectiva.
- $\Delta\delta'_v$ == variación de la tensión de vertical efectiva.

Definición de fundación profunda

Toda cimentación profunda participa de la característica de ser de forma cilíndrica o paralelepípedica y de penetrar sustancialmente en el terreno para transmitir al suelo por fricción lateral parte de la carga que recibe, mientras que la parte restante llega hasta su base y se transfiere a un nivel situado considerablemente por debajo de la superficie del terreno

circundante. No obstante, para concretar una definición que la identifique se pueden seguir dos puntos de vista: el método constructivo utilizado para instalarla o la interacción entre el suelo y el elemento estructural que le transmite los esfuerzos. Según el primer punto de vista, se identificarían como profundas todas aquellas cimentaciones en las que, durante la construcción, el acceso al plano de apoyo de su base, extremo inferior, o punta (Fig. 1) se realizase por:

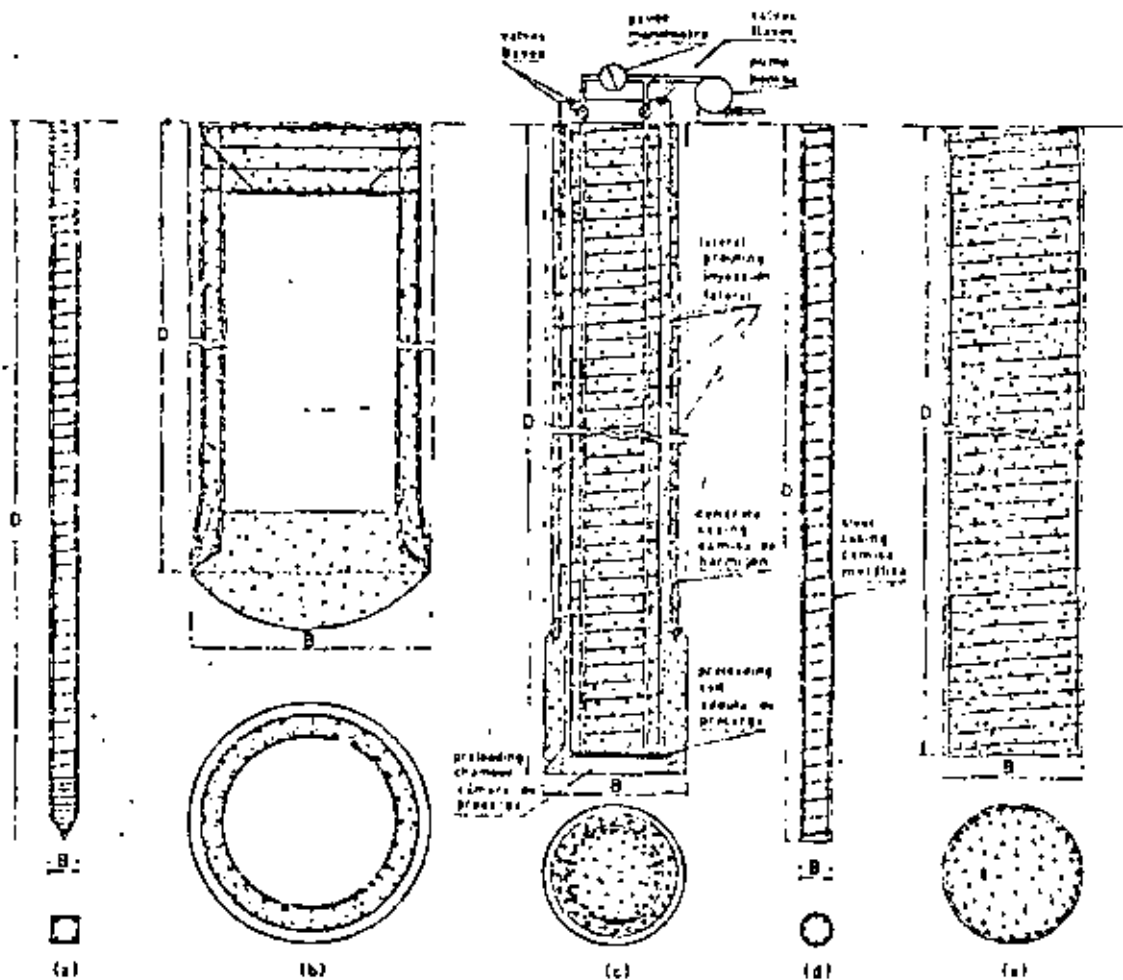


Fig. 1. — Distintos tipos de fundación profunda: a) pilotes premoldados; b) pilar de fundación; c) pilote de gran diámetro; d) pilote modificado in situ; e) pozo de fundación.

1. Hincas con desplazamiento del suelo penetrado.
2. Descenso por excavación, o dentro de una excavación, del elemento estructural a instalar que ha sido prefabricado.
3. Colocación previa de una camisa o molde —por hincas con desplazamiento del suelo penetrado, o por excavación— que se retira cuando se procede a vaciar el material concreto que forma la cimentación permanente.
4. Excavación de un pozo que se llena de hormigón.

El criterio basado en la interacción cimiento-suelo considera que el cimiento es profundo cuando en dicha interacción interviene, como parte significativa, la fricción lateral a lo largo del fuste de la cimentación y, además, la resistencia de punta depende de una manera sustancial del peso y de la resistencia de la cubierta de suelo en la que está embebido el cimiento (Fig. 2).

Para el propósito que se persigue en esta exposición conviene atenderse a la segunda de estas definiciones, pues, se tiene como meta analizar el comportamiento de las fundaciones profundas una vez instaladas. No por ello se pueden, ni se deben, desatender los métodos constructivos, pues éstos suelen ejercer una influencia decisiva en dicho comportamiento. Con estas limitaciones, el elemento de fundación profunda por excelencia es el pilote, de modo que en lo que sigue se hará referencia indistinta a cimentaciones profundas o a pilotajes.

Condiciones límites

General

Como todo problema de ingeniería civil, su análisis estructural supone la determi-

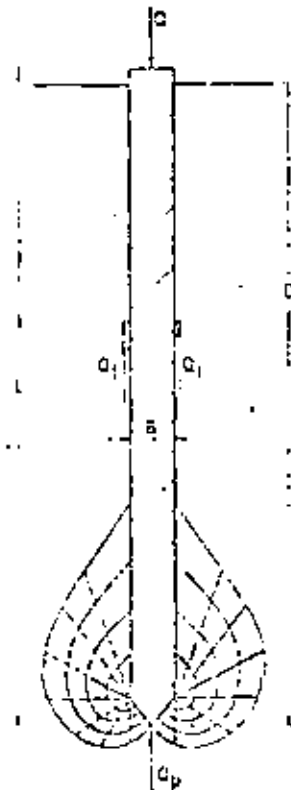


Fig. 2. - Resistencia de una fundación profunda: Suma de la resistencia por fricción lateral Q_l , más la resistencia punta Q_p .

nación de las distintas condiciones límites que definen las diferentes situaciones críticas inherentes al comportamiento de la cimentación. De ellas dos son las fundamentales cuando las solicitaciones tienen carácter predominante estático y no existen acciones químicas o biológicas:

- a) La sollicitación a que se ve sometido el suelo debe ser menor de aquella que provocaría su rotura y el hundimiento continuo del cimiento dentro de su masa. La diferencia entre sollicitación prevista y resistencia estimada debe ser suficientemente grande como para cubrir con amplitud los errores naturales propios del proceso de proyecto, cálculo y construcción.

b) Los asentamientos que provoca la deformación que el suelo experimenta bajo el peso propio, las cargas de servicio y demás acciones externas, deben ser compatibles con un adecuado funcionamiento de la superestructura que el cimiento soporta a fin de no disminuir su eficacia.

De las dos condiciones límites fundamentales, la segunda es la más importante, pues, define la calidad de la solución adoptada^{20*}. No obstante, la mayoría de los procedimientos de cálculo en uso para proyectar se basan principalmente en la primera, pues los métodos de análisis disponibles para enfrentar la segunda condición límite son todavía complejos, imperfectos e imprecisos. No sólo es el cálculo de los asentamientos difícil por la complejidad propia del problema y por la manifiesta deficiencia de soluciones que lo resuelvan adecuada y eficientemente. En la presunta posesión de la respuesta exacta, no siempre se dispone de medidas de patrón que permitan decidir con conocimiento real sobre cuáles son los asentamientos compatibles con los distintos tipos y funciones estructurales de las obras.

Por ello, con frecuencia, en los problemas prácticos relativos al proyecto de los cimientos profundos, sólo se analiza en realidad la primera de las condiciones límites. Se considera que la segunda está adecuadamente cubierta en base a la experiencia pasada, siempre y cuando el tipo de pilote o cilindro, su forma de trabajo y el coeficiente de seguridad usado encaje dentro del rango en que se extiende esa experiencia. Cuando se efectúan estudios de asentamientos, por dificultades de planteo y análisis, se simplifican e idealizan las situaciones reales para encuadrarlas dentro de soluciones elementales

* Los números superiores se refieren a la bibliografía consultada indicada al final.

que, en definitiva, sólo permiten estimar órdenes de valores respecto a su posible magnitud.

Dentro de ese cuadro, se persigue aquí como propósito esencial analizar la parte que le cabe al suelo como factor determinante de las condiciones límites que definen la carga de rotura y de aquellas que condicionan los asientos de las cimentaciones profundas.

Factores que determinan las condiciones límites de los pilotes bajo carga axial

Se define como carga de rotura a la resistencia que el suelo ofrece a la penetración continua de la cimentación dentro del terreno. Se obtiene experimentalmente haciendo ensayos de carga hasta alcanzar dicha situación o, cuando ésta no se produce como un límite preciso, estableciendo su valor de una manera convencional. Para hacerlo se elige en este caso un criterio, como el de la figura 3 u otro similar²¹, que conduzca a fijar una carga a la que le corresponde una deformación que todavía es compatible con el funcionamiento, aún cuando minorado, de la superestructura. Caso contrario, dicho criterio per-

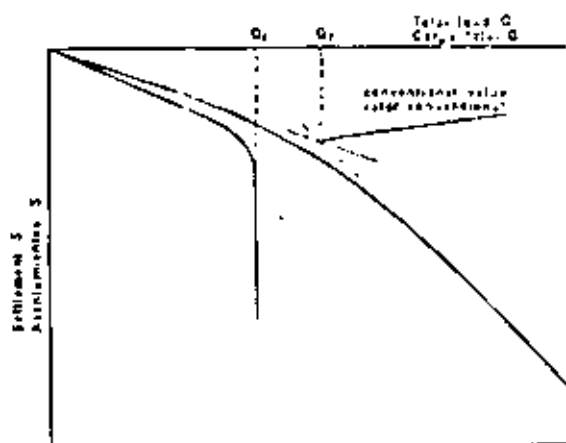


Fig. 3. — Determinación experimental de la carga de rotura de un pilote.

dería sentido ingenieril y dejaría de servir de punto de referencia para establecer la carga admisible.

Por vía de simplificación, la carga de rotura se supone compuesta de dos sumandos independientes, la resistencia por fricción lateral Q_f y la resistencia de punta Q_p , figura 2, de modo que:

$$Q_u = Q_f + Q_p = A_f \cdot q_f_{\text{medio}} + A_p \cdot q_p \quad (1)$$

en la cual A_f es el área del fuste, q_f_{medio} la fricción unitaria promedio a rotura, A_p la sección transversal de apoyo de la punta y q_p la resistencia unitaria de punta a rotura.

En la realidad, la resistencia de punta depende en parte de la fricción lateral que se desarrolla en la zona inferior del fuste de la cimentación, así que, ambas acciones, se influyen mutuamente.

Si una fundación profunda, un pilote, por ejemplo, pudiese instalarse en el terreno sin alterar para nada la distribución y magnitud de las tensiones que corresponden a su estado de reposo, el estado inicial de la interacción vendría dado por la magnitud de las tensiones que caracterizan la llamada condición K_0 , fig. 4. En particular, esta condición determinaría la magnitud de la compresión lateral que aprisionaría al pilote, de modo que la fricción lateral específica a la profundidad z tendría por expresión:

$$q_f = K_0 \cdot \gamma \cdot z \cdot t_r \delta + c_a \quad (2)$$

en la cual K_0 es el coeficiente de empuje de las tierras en reposo; $\gamma \cdot z$ es el peso unitario efectivo de la cubierta a la profundidad z ; $t_r \delta$ el coeficiente de rozamiento entre suelo y pilote y c_a la adherencia entre pilote y suelo, valores estos últimos que dependen de las condiciones de drenaje inherentes al tipo y perfil del suelo y a la

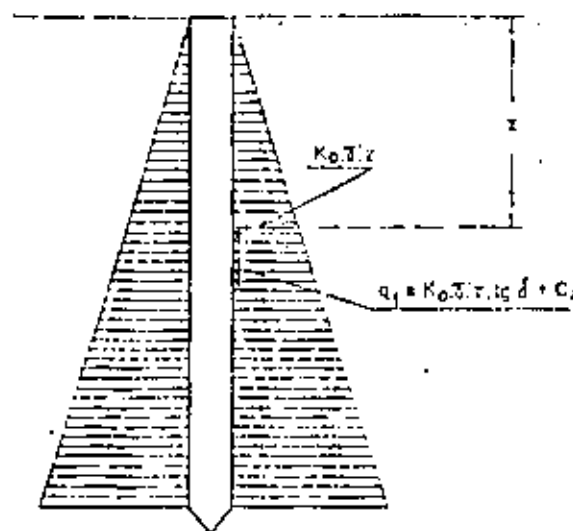


Fig. 3. — Estudio teórico inicial de la interacción suelo-pilote.

velocidad con que se incrementa la carga que solicita al pilotaje.

En cuanto a la resistencia específica de punta, ésta se expresa por medio de la fórmula general:

$$q_p = c \cdot N_{cu} + \gamma' \cdot D \cdot N_{qd} + 1/2 \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \quad (3)$$

en la cual N_{cu} , N_{qd} y N_{γ} son los coeficientes de capacidad de carga aplicables a las fundaciones profundas, c es la cohesión, D la profundidad alcanzada con la punta, que se supone en lo que sigue igual a la longitud L del pilote, B el diámetro o ancho de la fundación y γ' el peso unitario efectivo del suelo.

Varios factores complican este cuadro simple y obligan a un análisis más detallado que, con frecuencia, termina por conducir al recurso de las soluciones empíricas. Entre ellos los más importantes son:

1. La imposibilidad práctica de conocer con certeza el estado de tensiones del terreno en reposo y establecer con precisión las condiciones de drenaje que definen el comportamiento de cada una de las capas

que componen el perfil atravesado por la cimentación y aquél del suelo en que apoya su punta.

2. La dificultad que existe para determinar con exactitud la resistencia al corte de los suelos interesados por la cimentación.

3. La influencia que el método utilizado para instalar la cimentación ejerce sobre el estado de sollicitación y las propiedades del suelo, en particular sobre el estado de reposo y sobre su resistencia en las cercanías inmediatas a la misma.

4. La falta de simultaneidad en el desarrollo proporcional de la resistencia de fricción y la de punta. En general la resistencia de fricción se agota mucho antes que la resistencia de punta llegue a su máximo.

5. La presencia de factores externos o internos que modifican el movimiento relativo entre el suelo y la cimentación e invierten el sentido de la fricción lateral provocando fricción negativa.

Los primeros dos factores son consustanciales de la mecánica de suelos toda, en cambio, los tres últimos son específicos de las fundaciones profundas, en particular de los pilotes. A ellos nos referimos en detalle a medida que se desarrolla la exposición pues determinan los valores que adquieren la fricción lateral q_r y la resistencia de punta q_p e influyen sobre el asentamiento S .

Los asentamientos que experimentan los cimientos profundos dependen de la estratigrafía y deformabilidad específica del terreno y de la distribución con que se realiza la transferencia de esfuerzos al suelo en régimen de servicio. Dentro del cuadro que enmarca el estado del conocimiento en este tema²¹, su planteo no se diferencia

esencialmente del que se realiza para determinar los asentamientos provocados por cualquier otro tipo de sollicitación que requiera el estudio de la deformación y consolidación del suelo provocado por un cambio de tensiones. Se distingue, no obstante, por el hecho de que, si se excluyen las situaciones en que la punta descansa sobre roca, en régimen de servicio, la fricción lateral toma, por lo menos al principio, una proporción mayor de la carga total que en estado de rotura de modo que, en el planteo del esquema a utilizar en el cálculo debe prestarse especial atención al posible efecto de esta circunstancia. Esta distribución de esfuerzos puede, empero, cambiar con el tiempo debido a la deformación por fluencia lenta del material que rodea el fuste hasta desembocar en una situación que tiende a acercarse a una distribución de esfuerzos proporcional a la que corresponde al estado de rotura. Por ello, el análisis debe efectuarse considerando todas las situaciones probables respecto a la transferencia y distribución de esfuerzos en la masa del suelo en relación con su estratigrafía.

El asiento puede ser también afectado por las modificaciones que la instalación de la cimentación produce en el suelo, como ocurre en los suelos arenosos, con efecto contradictorio según se use hincado o excavación, o cuando se hincan pilotes flotantes en suelos blandos muy sensitivos en los cuales el amasado provocado por la hincado puede llegar a disminuir sustancialmente la deformabilidad específica de la masa de suelo que sostiene el pilotaje.

En el desarrollo de esta exposición escrita en el curso del año 1970, se consideran primero los valores que adquieren para los distintos suelos y los parámetros que definen en rotura la resistencia de fricción lateral q_r y la de punta q_p , para actualizar luego el estado del conocimiento en lo que se refiere al cálculo de los asentamientos.

Fricción lateral

Su valor depende de las propiedades del suelo y del aprisionamiento lateral que sobre el pilote ejerce su masa. Como ya se ha dicho, si la hincada no produjese alteración alguna en el estado de tensiones del suelo, el aprisionamiento lateral vendría dado por el empuje en reposo: K_0 y γz . La hincada, empero, modifica el estado de reposo. Realizada por desplazamiento, como en la Fig. 1 a), aumenta las tensiones horizontales y mejora el aprisionamiento. Por excavación, relaja las tensiones horizontales y lo disminuye. Para un suelo dado, el grado de mejora o de deterioro depende de las particularidades del método constructivo. Así, por ejemplo, en arena poco densa, el grado de mejora es mayor cuanto más intensa es la vibración que produce el procedimiento de hincada utilizada. A su vez, el deterioro es menor en el caso de la Fig. 1 d) que en los de las Figs. 1 b) y c). Más aún, en arenas puede darse que en estas dos últimas instancias el aprisionamiento se deteriore tanto que, para obtener una fricción adecuada, sea necesario reconstruirlo por medio de inyecciones perimetrales a presión que aseguren una magnitud definida y controlada a la presión lateral. Todavía, en arcillas el amasado que produce la hincada juega un papel adicional que aumenta la complejidad.

Por las circunstancias expuestas, el conocimiento de la fricción lateral desarrollada en el terreno por los distintos tipos de suelo constituye un problema que sólo puede resolverse acotando el análisis con resultados experimentales obtenidos ensayando a rotura, en el propio terreno, pilotes instrumentados, o utilizando un procedimiento que permita, como mínimo, separar la resistencia de fricción de la de punta.

Aun cuando este concepto es de una simpleza cristalina, la toma de conciencia respecto de su importancia ha sido muy lenta, de modo que, de los muchos miles de ensayos de carga de pilotes realizados en la historia de la ingeniería, muy pocos se han planeado y conducido para separar siquiera la resistencia a fricción de la de punta. Más aún, son contados los casos en que los ensayos se llevan hasta definir la carga de rotura, de modo que los datos obtenidos de su realización apenas si sirven para indicar que la sollicitación de ensayo fue menor que la de rotura y el asiento experimentado por el pilote en cuestión tolerable según cierta regla empírica, en general bastante arbitraria, que raramente tiene en cuenta la influencia de la acción del pilotaje en su conjunto.

La realización de ensayos con pilotes instrumentados, hincados en grandes masas artificiales construidas en laboratorio o en estratos naturales homogéneos simples, que permitan un análisis no empañado por complejidades propias de variaciones en las propiedades del suelo, es un hecho muy reciente que sólo ha permitido analizar algunas pocas situaciones típicas. Lo mismo ocurre con la ejecución de ensayos de carga planeados para poner de manifiesto la resistencia de punta y la de fricción. Por ello, el conocimiento cierto es todavía escaso y en muchos aspectos en apariencia contradictorio.

Hay un aspecto importante surgido de esas experiencias que conviene exponer desde un principio, antes de entrar al análisis de cada caso particular. El desplazamiento relativo suelo-pilote necesario para desarrollar la fricción lateral, cualquiera sea el suelo o el diámetro del pilote es muy pequeño; del orden de 1 a 1,5 cm. para alcanzar su valor máximo de rotura. En cambio, el asentamiento necesario para movilizar un cierto porcentaje de la

carga de punta depende de la naturaleza y de las características de deformación del suelo y aumenta con el diámetro del pilote.

Arcillas blandas a medias

La parte más discutida de este conocimiento se refiere a las arcillas saturadas de consistencia blanda a mediana ($c_u < 0,5 \text{ kg/cm}^2$).

En estos tipos de suelos la hincada por desplazamiento altera por amasado el suelo que queda en contacto con el pilote y disminuye su resistencia original^{2, 4, 5, 11, 12, 13, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 329, 330, 331, 332, 333, 334, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342, 343, 344, 345, 346, 347, 348, 349, 350, 351, 352, 353, 354, 355, 356, 357, 358, 359, 360, 361, 362, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369, 370, 371, 372, 373, 374, 375, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 382, 383, 384, 385, 386, 387, 388, 389, 390, 391, 392, 393, 394, 395, 396, 397, 398, 399, 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 421, 422, 423, 424, 425, 426, 427, 428, 429, 430, 431, 432, 433, 434, 435, 436, 437, 438, 439, 440, 441, 442, 443, 444, 445, 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454, 455, 456, 457, 458, 459, 460, 461, 462, 463, 464, 465, 466, 467, 468, 469, 470, 471, 472, 473, 474, 475, 476, 477, 478, 479, 480, 481, 482, 483, 484, 485, 486, 487, 488, 489, 490, 491, 492, 493, 494, 495, 496, 497, 498, 499, 500, 501, 502, 503, 504, 505, 506, 507, 508, 509, 510, 511, 512, 513, 514, 515, 516, 517, 518, 519, 520, 521, 522, 523, 524, 525, 526, 527, 528, 529, 530, 531, 532, 533, 534, 535, 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542, 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549, 550, 551, 552, 553, 554, 555, 556, 557, 558, 559, 560, 561, 562, 563, 564, 565, 566, 567, 568, 569, 570, 571, 572, 573, 574, 575, 576, 577, 578, 579, 580, 581, 582, 583, 584, 585, 586, 587, 588, 589, 590, 591, 592, 593, 594, 595, 596, 597, 598, 599, 600, 601, 602, 603, 604, 605, 606, 607, 608, 609, 610, 611, 612, 613, 614, 615, 616, 617, 618, 619, 620, 621, 622, 623, 624, 625, 626, 627, 628, 629, 630, 631, 632, 633, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 643, 644, 645, 646, 647, 648, 649, 650, 651, 652, 653, 654, 655, 656, 657, 658, 659, 660, 661, 662, 663, 664, 665, 666, 667, 668, 669, 670, 671, 672, 673, 674, 675, 676, 677, 678, 679, 680, 681, 682, 683, 684, 685, 686, 687, 688, 689, 690, 691, 692, 693, 694, 695, 696, 697, 698, 699, 700, 701, 702, 703, 704, 705, 706, 707, 708, 709, 710, 711, 712, 713, 714, 715, 716, 717, 718, 719, 720, 721, 722, 723, 724, 725, 726, 727, 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735, 736, 737, 738, 739, 740, 741, 742, 743, 744, 745, 746, 747, 748, 749, 750, 751, 752, 753, 754, 755, 756, 757, 758, 759, 760, 761, 762, 763, 764, 765, 766, 767, 768, 769, 770, 771, 772, 773, 774, 775, 776, 777, 778, 779, 780, 781, 782, 783, 784, 785, 786, 787, 788, 789, 790, 791, 792, 793, 794, 795, 796, 797, 798, 799, 800, 801, 802, 803, 804, 805, 806, 807, 808, 809, 810, 811, 812, 813, 814, 815, 816, 817, 818, 819, 820, 821, 822, 823, 824, 825, 826, 827, 828, 829, 830, 831, 832, 833, 834, 835, 836, 837, 838, 839, 840, 841, 842, 843, 844, 845, 846, 847, 848, 849, 850, 851, 852, 853, 854, 855, 856, 857, 858, 859, 860, 861, 862, 863, 864, 865, 866, 867, 868, 869, 870, 871, 872, 873, 874, 875, 876, 877, 878, 879, 880, 881, 882, 883, 884, 885, 886, 887, 888, 889, 890, 891, 892, 893, 894, 895, 896, 897, 898, 899, 900, 901, 902, 903, 904, 905, 906, 907, 908, 909, 910, 911, 912, 913, 914, 915, 916, 917, 918, 919, 920, 921, 922, 923, 924, 925, 926, 927, 928, 929, 930, 931, 932, 933, 934, 935, 936, 937, 938, 939, 940, 941, 942, 943, 944, 945, 946, 947, 948, 949, 950, 951, 952, 953, 954, 955, 956, 957, 958, 959, 960, 961, 962, 963, 964, 965, 966, 967, 968, 969, 970, 971, 972, 973, 974, 975, 976, 977, 978, 979, 980, 981, 982, 983, 984, 985, 986, 987, 988, 989, 990, 991, 992, 993, 994, 995, 996, 997, 998, 999, 1000}. Mucho se ha escrito sobre la importancia, extensión y consecuencias de este amasado. Se sabe hoy que la máxima intensidad de la alteración es mucho menor de la que produce el amasado total a contenido de humedad constante que se practica en el laboratorio para determinar la sensibilidad de las arcillas y que su influencia, fuertemente decreciente con la distancia, no se extiende con efectos sensibles a más de una vez y media el diámetro o lado del pilote^{11, 12, 13, 17, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 329, 330, 331, 332, 333, 334, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342, 343, 344, 345, 346, 347, 348, 349, 350, 351, 352, 353, 354, 355, 356, 357, 358, 359, 360, 361, 362, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369, 370, 371, 372, 373, 374, 375, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 382, 383, 384, 385, 386, 387, 388, 389, 390, 391, 392, 393, 394, 395, 396, 397, 398, 399, 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 421, 422, 423, 424, 425, 426, 427, 428, 429, 430, 431, 432, 433, 434, 435, 436, 437, 438, 439, 440, 441, 442, 443, 444, 445, 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454, 455, 456, 457, 458, 459, 460, 461, 462, 463, 464, 465, 466, 467, 468, 469, 470, 471, 472, 473, 474, 475, 476, 477, 478, 479, 480, 481, 482, 483, 484, 485, 486, 487, 488, 489, 490, 491, 492, 493, 494, 495, 496, 497, 498, 499, 500, 501, 502, 503, 504, 505, 506, 507, 508, 509, 510, 511, 512, 513, 514, 515, 516, 517, 518, 519, 520, 521, 522, 523, 524, 525, 526, 527, 528, 529, 530, 531, 532, 533, 534, 535, 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542, 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549, 550, 551, 552, 553, 554, 555, 556, 557, 558, 559, 560, 561, 562, 563, 564, 565, 566, 567, 568, 569, 570, 571, 572, 573, 574, 575, 576, 577, 578, 579, 580, 581, 582, 583, 584, 585, 586, 587, 588, 589, 590, 591, 592, 593, 594, 595, 596, 597, 598, 599, 600, 601, 602, 603, 604, 605, 606, 607, 608, 609, 610, 611, 612, 613, 614, 615, 616, 617, 618, 619, 620, 621, 622, 623, 624, 625, 626, 627, 628, 629, 630, 631, 632, 633, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 643, 644, 645, 646, 647, 648, 649, 650, 651, 652, 653, 654, 655, 656, 657, 658, 659, 660, 661, 662, 663, 664, 665, 666, 667, 668, 669, 670, 671, 672, 673, 674, 675, 676, 677, 678, 679, 680, 681, 682, 683, 684, 685, 686, 687, 688, 689, 690, 691, 692, 693, 694, 695, 696, 697, 698, 699, 700, 701, 702, 703, 704, 705, 706, 707, 708, 709, 710, 711, 712, 713, 714, 715, 716, 717, 718, 719, 720, 721, 722, 723, 724, 725, 726, 727, 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735, 736, 737, 738, 739, 740, 741, 742, 743, 744, 745, 746, 747, 748, 749, 750, 751, 752, 753, 754, 755, 756, 757, 758, 759, 760, 761, 762, 763, 764, 765, 766, 767, 768, 769, 770, 771, 772, 773, 774, 775, 776, 777, 778, 779, 780, 781, 782, 783, 784, 785, 786, 787, 788, 789, 790, 791, 792, 793, 794, 795, 796, 797, 798, 799, 800, 801, 802, 803, 804, 805, 806, 807, 808, 809, 810, 811, 812, 813, 814, 815, 816, 817, 818, 819, 820, 821, 822, 823, 824, 825, 826, 827, 828, 829, 830, 831, 832, 833, 834, 835, 836, 837, 838, 839, 840, 841, 842, 843, 844, 845, 846, 847, 848, 849, 850, 851, 852, 853, 854, 855, 856, 857, 858, 859, 860, 861, 862, 863, 864, 865, 866, 867, 868, 869, 870, 871, 872, 873, 874, 875, 876, 877, 878, 879, 880, 881, 882, 883, 884, 885, 886, 887, 888, 889, 890, 891, 892, 893, 894, 895, 896, 897, 898, 899, 900, 901, 902, 903, 904, 905, 906, 907, 908, 909, 910, 911, 912, 913, 914, 915, 916, 917, 918, 919, 920, 921, 922, 923, 924, 925, 926, 927, 928, 929, 930, 931, 932, 933, 934, 935, 936, 937, 938, 939, 940, 941, 942, 943, 944, 945, 946, 947, 948, 949, 950, 951, 952, 953, 954, 955, 956, 957, 958, 959, 960, 961, 962, 963, 964, 965, 966, 967, 968, 969, 970, 971, 972, 973, 974, 975, 976, 977, 978, 979, 980, 981, 982, 983, 984, 985, 986, 987, 988, 989, 990, 991, 992, 993, 994, 995, 996, 997, 998, 999, 1000}. El proceso es de tipo exponencial y asintótico con el tiempo, con un desarrollo inicial acelerado, de modo que a corto plazo se ha concretado en su mayor parte.

La consecuencia final de este proceso depende del tipo de arcilla. Por lo que se conoce, pareciera ser que en la gran mayoría de las arcillas saturadas blandas a medias al cabo de un mes la resistencia del suelo en inmediato contacto con el pilote es igual o mayor, en general mayor, que la resistencia no drenada de la arcilla

intacta, lo que posibilita el desarrollo de una fricción por adherencia $q_t > c_u$. Así lo atestigua la literatura internacional para pilotes construídos con materiales rugosos como el hormigón, que tiene buena adherencia^{19, 22, 23} y así ocurre, por ejemplo, en Argentina con las arcillas blandas de los valles del río Paraná, La Plata y Riachuelo, en la zona de Buenos Aires y alrededores, como lo han demostrado los ensayos de carga que hemos tenido oportunidad de realizar. Solo parecieran constituir una excepción a esta regla las arcillas blandas de origen marino o lacustre altamente sensitivas, en particular las arcillas laminares, para las cuales la recuperación es más lenta, sin que se llegue a restituir la resistencia inicial, cuando se restituye totalmente; sino después de un tiempo considerablemente mayor^{4, 5, 19, 22, 23}. No existe, empero, conocimiento suficiente para establecer una diferenciación neta de modo que, toda vez que se deban hincar pilotes en un depósito desconocido, para dilucidar el dilema, es necesario recurrir a los ensayos de carga.

Para ejecutarlos resulta muy adecuado y rápido el método propuesto por Whitaker y Cooke²², de utilizar una velocidad de penetración constante hasta alcanzar la rotura, procedimiento que por cargas y descargas sucesivas permite efectuar determinaciones repetidas del valor de la carga de rotura. También se gana tiempo utilizando la forma de carga propuesta por Mohan y otros²³.

Lo expresado vale por igual para pilotes premoldeados y moldeados en sitio pues, en las arcillas donde se recupera la resistencia, la rotura por fricción se produce fuera del contacto inmediato entre hormigón y suelo en una película adyacente que no pone en juego la adherencia c_a sino la resistencia c_u , que es generalmente menor que la primera debido al intenso pro-

ceso de consolidación que se desarrolla en el inmediato contacto entre el suelo y el pilote que le sirve de vía de drenaje. El razonamiento no es necesariamente válido para pilotes de acero o de otro material liso y totalmente impermeable.

En síntesis, para pilotes de hormigón que penetran en arcillas blandas a medianas, la fricción lateral adquiere un valor que puede tomarse igual a la resistencia no drenada del suelo intacto. Hay, no obstante, excepciones en que es menor. Se refieren, en general, a algunas arcillas marinas o lacustres altamente sensitivas, en particular las arcillas laminares, pero la única manera de saber si un depósito es o no del tipo normal consiste en realizar ensayos de carga de compresión y tracción llevados hasta rotura. No existe conocimiento suficiente como para diferenciar la influencia que pudieran ejercer los distintos métodos de construcción de los pilotes, aun cuando es dable suponer que, a medida que aumenta la resistencia de la arcilla interesada, se manifieste alguna ventaja, aunque pequeña, del mayor aprisionamiento que se obtiene con los pilotes premoldados.

*Arcillas compactas saturadas
Pilotes hincados*

El conocimiento que se tiene de la fricción lateral que se desarrolla en las arcillas compactas saturadas ($c_u > 0.5 \text{ kg/cm}^2$) es mucho más fragmentario y contradictorio. Para pilotes hincados por desplazamiento, los estudios de difusión más recientes son los efectuados por Kerisel^{16, 21, 22, 23, 24} con motivo de la experimentación que llevara a cabo para el I.R.A.B.A. en la localidad de Bagnolet en Francia. En cambio, para pozos o pilares de fundación en los que se excava primero exponiendo las paredes del pozo, para llenarlo de hormigón una vez alcanzada la cota de su base, es de destacar la labor realizada en Londres sobre el tema, en particular las experiencias efectuada por Whitaker y Cooke^{20, 21}.

Kerisel, en base a experiencias propias y a determinaciones realizadas por otros^{16, 21, 22, 23, 24, 25, 26}, afirma que la fricción lateral que se desarrolla en arcillas saturadas es una fracción cada vez menor de la resistencia no drenada a medida que dicha resistencia aumenta. La fig. 5 representa los resultados de los es-

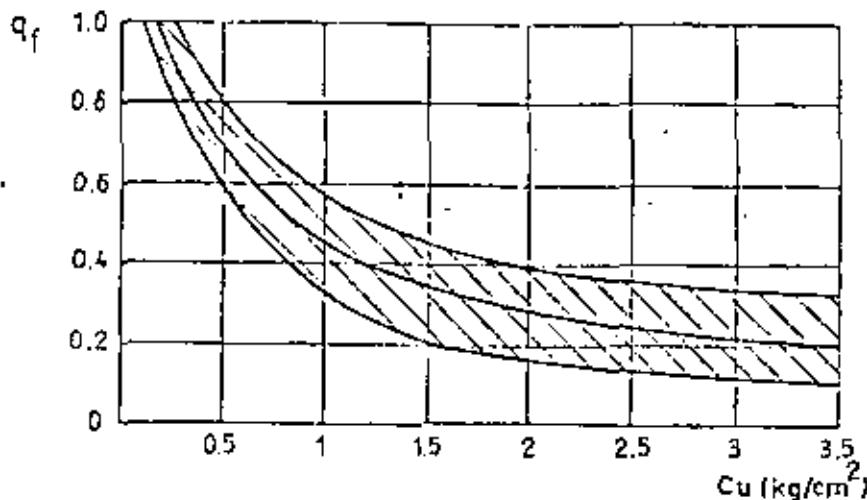


Fig. 5.—Relación entre c_u y q_f para arcillas saturadas (según Kerisel).

tudios efectuados por dicho autor. Conducen a la conclusión de que, a partir de cierta consistencia, en los pilotes hincados por desplazamiento, la fricción lateral se hace casi independiente de la resistencia de la arcilla y no supera una magnitud del orden de 1 kg/cm^2 . Según la curva media de la fig. 5 la fricción lateral variaría en las arcillas compactas entre $q_c = 0,4 \text{ kg/cm}^2$ para $c_u = 0,5 \text{ kg/cm}^2$ y $q_c = 0,6 \text{ kg/cm}^2$ para $c_u = 3 \text{ kg/cm}^2$, valores estos que son menores que los obtenidos por Whitaker y Cooke en Londres para pilotes de gran diámetro vaciados en sitio^{10, 11, 12, 13} donde se determinó que $q_c \cong 0,5 C_u$ con un máximo de 1 kg/cm^2 . La experiencia realizada en la Argentina ensayando a compresión y a tracción pilotes premoldeados de hormigón hincados y pilotes de hormigón moldeados en sitio^{14, 15} está en total discrepancia con la información recopilada por Kerisel. Estas determinaciones y otras no publicadas indican en forma sistemática que para pilotes premoldeados la fricción lateral en arcillas compactas con valores de c_u comprendidos entre aproximadamente $0,5$ y $1,5 \text{ kg/cm}^2$ adquiere, al cabo de pocos días o semanas una magnitud que es igual o superior a la cohesión no drenada obtenida con muestras inalteradas de 5 cm de diámetro. Información reciente resultante de ensayos de carga sobre pilotes instrumentados realizados en Estados Unidos¹⁶ y sobre pilotes de compresión y de tracción ejecutados en Canadá¹⁷ concuerdan con esta manifestación.

Para pilotes moldeados en sitio, en los que durante el vaciado se retira la camisa metálica posibilitando un relajamiento de las presiones horizontales que aprisionan al pilote, dicha fricción lateral es algo menor que en los premoldeados.

Si se acota que es muy infrecuente colocar pilotes comunes a través de suelos com-

puestos con una cohesión no drenada superior a $1,5 \text{ kg/cm}^2$, pues resulta muy laboriosa su hincada, se concluye que, según nuestra experiencia local, dentro del rango que comprende los problemas de la práctica corriente, en arcillas compactas la fricción lateral a rotura para pilotes hincados de hormigón puede suponerse también sensiblemente igual a la cohesión no drenada del material, con un tope máximo que por ahora, por razones de seguridad, no debe superar 1 kg/cm^2 .

Insisto en la expresión "pilotes de hormigón" por la circunstancia de que no es de descartar una influencia de la permeabilidad en la recuperación de la resistencia de la arcilla, permeabilidad que podría ser uno de los motivos de la discrepancia apuntada, mientras que la fisura, de la superficie del pilote podría ser la otra. Los pilotes ensayados por Kerisel en Bagnolet fueron metálicos, aun cuando no los ensayados por Tomkinson y otros con resultados similares^{10, 11, 12, 13, 14}. No obstante, cualquiera sea la influencia que pudiera ejercer la calidad de los materiales, es de hacer notar que la discrepancia mencionada implica una diferencia que puede superar el 100%. Por ello, no hay más remedio que concluir que, al estado actual del conocimiento, la fricción lateral a rotura que se desarrolla en las arcillas compactas puede variar entre un valor que es algo menor de la mitad de su resistencia no drenada y otro que es igual o ligeramente superior a dicha resistencia. Para depósitos de comportamiento desconocido o dudoso, la única manera de dilucidar la cuestión consisten en ejecutar ensayos de carga con pilotes instrumentados o bien con dos pilotes, uno de compresión y otro de tracción, hasta alcanzar las respectivas cargas de rotura, a fin de conocer, por una parte, la capacidad total y, por otra parte, la contribución proveniente de la fricción lateral.

Por el conocimiento que se tiene del problema es posible que la discrepancia en comportamiento acotada provenga también, en gran parte, de diferencias en las condiciones de drenaje interno del perfil del suelo emergentes de detalles de estratificación del depósito, que resultan muy difíciles de identificar, pero que dependerían esencialmente del origen de la formación. Por ello, en opinión del autor, la discriminación entre tipos de depósitos se hará posible únicamente en la eventualidad de llegar a relacionar comportamiento con origen y estructuración.

Arcillas compactas saturadas

Pilotes perforados y pilares de fundación

El análisis realizado se refiere a la fricción que se desarrolla en pilotes lineales. Para pilotes perforados y para pilares cilíndricos de fundación, construidos taladrando un agujero en la tierra que luego se llena de hormigón, se necesitan consideraciones adicionales para tener en cuenta la influencia marcada que el procedimiento constructivo puede llegar a ejercer sobre el contacto entre suelo y cimentación.

El advenimiento de poderosos equipos taladradores, que pueden efectuar en forma económica y tiempo reducido perforaciones de un diámetro igual o mayor de 1 metro en suelos compactos, muy compactos y duros, ha vuelto a poner en vigencia un tipo de cimentación que fue ampliamente utilizado en el pasado, antes del desarrollo de las máquinas hincapilotes, para alcanzar estratos resistentes atravesando otros menos compactos, pero que se mantenían estables durante la excavación a mano de pozos cilíndricos. En muchos lugares este tipo de cimentación, que aún se realiza a mano, se conoce como de pozos romanos, recordando así con esta denominación su antigüedad.

Tres son los factores constructivos que pueden influir sobre el valor de la fricción lateral que se desarrolla en pozos romanos taladrados en arcillas y limos compactos: el relajamiento de tensiones horizontales producido por la excavación del pozo, el ablandamiento de sus paredes por absorción de agua durante el colado del hormigón y el efecto que pudiera tener la contracción de este material.

La importancia del relajamiento de tensiones horizontales es una función del estado inicial de tensiones en el terreno. Las arcillas compactas son preconsolidadas y

el valor $K_v = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$ que define dicho es-

tado de tensiones depende del proceso geológico que condujo a su formación pues, para un mismo grado de preconsolidación, en las arcillas altamente preconsolidadas K_v puede ser menor, igual o mayor que uno, según cuales hayan sido las características de dicho proceso: preconsolidación por carga o por desecación¹². Parece razonable suponer que la influencia del relajamiento de tensiones aumenta con K_v y, por tanto, puede ser mayor en arcillas altamente preconsolidadas por la carga de un depósito que fue erosionado que en aquellas en que dicho proceso se produjo por desecación, pero no hay, hasta el presente, mediciones que permitan afirmarlo.

El ablandamiento de las paredes del pozo parece ser el factor más importante como reductor de la fricción lateral. Depende de las características del suelo y de su contenido de humedad, en cuanto éstos definen su avidez de absorción de agua y, además, de la fluidez del hormigón, que se utiliza para su llenado. Por razones constructivas, se usa casi siempre un hormigón bastante fluido, con un asentamiento del cono de Abrams superior a los 10 cm, que puede entregarse con facilidad agua al suelo de las paredes y provocar su ablandamiento.

Nada se conoce sobre la influencia de la contracción. No obstante, como es probable que su desarrollo tenga una magnitud reducida y aún nula, en particular cuando el endurecimiento del hormigón se produce bajo condiciones que prácticamente imposibilitan su secado, todo hace pensar en una influencia más bien menor.

La fricción lateral en los pozos romanos depende, como se ha analizado, tanto de factores inherentes a las propiedades locales de los suelos como de otros constructivos, de modo que, la única manera de determinarla fehacientemente consiste en realizar ensayos de carga sobre pilares de cimentación instrumentados para separar la carga de punta de la de fricción, o bien contruidos para poner en evidencia solo esta última. Hasta el presente se conocen únicamente dos conjuntos de ensayos de este tipo, uno de los cuales se refiere a la arcilla de Londres^{20, 21, 22} y el otro a una arcilla compacta de California del Sur en Estados Unidos²³. Los resultados de las investigaciones realizadas en Londres indican que en dicho suelo la fricción lateral solo alcanza en rotura, un valor del orden de un medio de la cohesión c_u , obtenida en ensayos triaxiales no drenados ejecutados con probetas de $1\frac{1}{2}$ " de diámetro formadas con suelo intacto, con un máximo que no supera de 1 kg/cm^2 , cualquiera sea la resistencia de la arcilla. A valores similares se llegó en la investigación más limitada efectuada en California.

La arcilla de Londres está saturada y fuertemente preconsolidada por un depósito que fue erosionado. Tiene, por tanto, características totalmente distintas a las del subsuelo de la ciudad de Buenos Aires, y otras regiones del Litoral Argentino, por ejemplo, donde existe una formación preconsolidada por desecación, no saturada por encima del nivel freático. Por ello, el conocimiento mencionado no es necesaria-

mente aplicable a esta formación u a otras de diferente origen e historia geológica. Para la formación argentina es dable pensar que la reducción provocada por el relajamiento de tensiones puede ser mucho menor pero que, en cambio, el ablandamiento, que parece el factor decisivo, puede llegar a ser bastante mayor sin que haya, empero, datos para afirmarlo.

Arenas

Si la presencia del pilote y su instalación no introdujese una singularidad en el estado de tensiones de una masa de arena, la fricción lateral en un estrato uniforme aumentaría en forma lineal con la profundidad adquiriendo un valor unitario:

$$q_s = \text{tg} \delta K_0 \gamma' z \quad (4)$$

siendo $\text{tg} \delta$ el coeficiente de rozamiento entre suelo y pilote, K_0 el coeficiente de empuje en reposo, γ' el peso unitario efectivo de la arena y z la profundidad.

La singularidad citada cambia, empero, esta situación pues introduce un efecto de arco que modifica el estado de tensiones en la inmediata cercanía del pilote^{24, 25, 26} y lo asemeja al que se produce en los silos de almacenaje de granos, Fig. 6. La fricción, por tanto, aumenta con la profundidad siguiendo una forma aproximadamente parabólica hasta alcanzar un máximo y luego permanecer más o menos constante.

En cuanto a la magnitud que adquiere la fricción lateral, ésta depende de la influencia que el método de instalación del pilote ejerce sobre las presiones de aprisionamiento. Cuando la instalación se efectúa por desplazamiento, como ocurre con los pilotes premoldeados, la hincada favorece el aprisionamiento y en la expresión (4) K se hace mayor que K_0 , adquiriendo valores

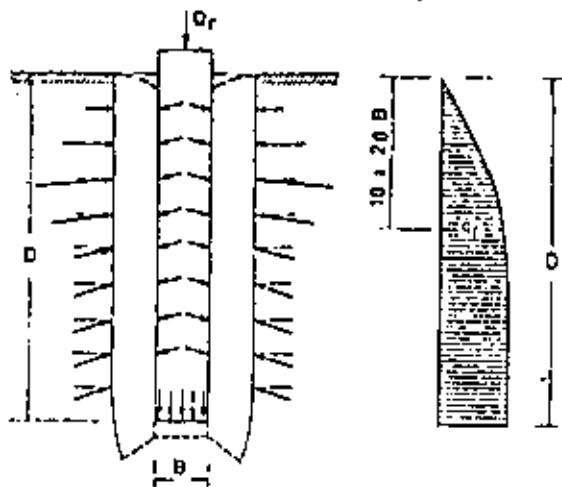


Fig. 6. — Efecto de arco en pilotes en arena y distribución de la fricción lateral (según Vésic).

que dependen de la relación entre longitud y diámetro o lado del pilote y que varían entre 1 y 3^{7-10, 16}. Para un mismo emplazamiento, la magnitud del aprisionamiento aumenta con el número de pilotes que constituyen un grupo.

En cambio, cuando la instalación se realiza practicando un pozo dentro del cual se hace descender un cilindro, o bajando una camisa por excavación para luego llenar vaciando hormigón, K puede llegar a descender hasta el valor que corresponde al empuje activo y con muy mala construcción llegar, en el límite, al del empuje activo de la arena suelta. La inyección de agua también produce una disminución de la fricción lateral respecto a la que se obtiene cuando se hincan sin recurrir a su ayuda. Para pilotes moldeados en sitio con la línea de una camisa metálica que se retira al hormigonar, es dable visualizar una situación intermedia entre los extremos expuestos.

El conocimiento general al respecto es antiguo¹⁷ y la experimentación que fundamenta estas aseveraciones muy extensa. La más reciente y mejor anotada ha sido

realizada principalmente por Kerisel^{18, 19, 20, 21, 22, 23} en Francia, por Vésic^{21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29} en Estados Unidos y por el B.C.P. Committee en el Japón³⁰, quienes determinaron por ensayo de pilotes instrumentados el valor que adquiere la fricción lateral en medios arenosos homogéneos artificiales y naturales con densidades relativas variables. Las conclusiones arribadas son las siguientes:

1. — La fricción lateral aumenta en forma parabólica, continua y aproximadamente lineal hasta una profundidad variable entre diez veces el diámetro o lado del pilote para arenas muy sueltas y 20 veces el diámetro o lado para arenas muy densas. Para profundidades mayores permanece constante.

2. — La magnitud de la fricción lateral depende de la densidad relativa de la arena. No obstante, para pilotes hincados no supera valores unitarios máximos del orden de 1 kg/cm², siendo menor para pilotes moldeados en sitio. Para dicho máximo, Vésic²⁷ ha avanzado las siguientes expresiones, en las cuales D_r es la densidad relativa:

Pilotes Hincados

$$q_{r \text{ max}} = 0,98 (10)^{1,5 D_r} \text{ en kg/cm}^2 \quad (5)$$

En la práctica esta fricción lateral máxima no excede valores del orden de 0,8 kg/cm², correspondiente según la fórmula 5 a una intensidad relativa D_r del orden de 0,90, pues, para densidades mayores, sin inyección, la penetración de los pilotes es muy laboriosa.

Pilotes perforados y pilares de fundación

$$q_{r \text{ max}} = 0,025 (10)^{1,5 D_r} \text{ en kg/cm}^2 \quad (6)$$

Se indica, asimismo, que la máxima fricción lateral en pilotes hincados reales pue-

de tomarse aproximadamente igual a dos veces la fricción determinada por medio del ensayo del cono holandés. Como una primera aproximación puede también adoptarse $q_r = 0,02 N$.

Punta pilotes hincados

$$q_{r \text{ max}} = 0,02 N \text{ (en kg/cm}^2\text{)} \leq 1 \text{ kg/cm}^2 \text{ (5')}$$

siendo N la resistencia normal a penetración.

Para pilotes perforados y pilares de fundación

$$q_{r \text{ max}} = 0,006 N \text{ (en kg/cm}^2\text{)} \leq 0,40 \text{ kg/cm}^2 \text{ (6')}$$

El uso práctico de fórmulas como la (5) y (6) está naturalmente condicionada por la exactitud que es posible obtener en la determinación de la densidad relativa D_r de la arena en el terreno. Como esta exactitud es relativamente precaria, pues en la gran mayoría de los casos D_r se estima en función de la resistencia a penetración N , las fórmulas sirven esencialmente para visualizar la influencia que D_r ejerce sobre q_r y poner límite a sus valores máximos, como se ha hecho aquí en las fórmulas (5') y (6').

Los valores expresados por las fórmulas 5 y 5' vienen a acotar con mayor precisión un conocimiento que para los pilotes hincados ya era amplio, de modo que es simplemente normal que durante la precarga del suelo situado debajo de la punta de los pilotes hincados de gran diámetro, ejecutados en los viaductos de acceso al puente sobre el río Paraná entre Chaco y Corrientes, Argentina, se obtuvieran por reacción valores de la fricción lateral sensiblemente concordantes con los indicados por dichas expresiones. No ha ocurrido así, empero, con los pilotes perforados del puente prin-

cipal en el río, los que fueron instalados siguiendo el procedimiento de construcción indicado en la fig. 1 c. Se obtuvo una fricción media $q_r = 0,7 \text{ kg/cm}^2$, que de ninguna manera justifica las fórmulas 6 y 6', pues el valor de N varía de 50 a 100 con un término medio del orden de 60 a 70. Pareciera, por tanto, que en el caso de pilotes perforados y pilares de fundación los valores que arrojan las fórmulas citadas deben tomarse como estimaciones preliminares que proveen probables mínimos. Es, igualmente, de observar que en las situaciones corrientes de la práctica, de pilotes hincados en estratos de arena de densidad relativa creciente con la profundidad, la fricción lateral contribuye con menos de la mitad de la resistencia total, siendo su participación en general menor del 30 %. Esta participación puede ser mayor en pilotes muy largos introducidos con procedimientos especiales, como ser equipos vibradores o lineados con la ayuda de inyección. Por consiguiente, para propósitos prácticos es suficiente suponer que, independientemente de la densidad relativa, la fricción lateral aumenta en forma lineal hasta una profundidad $15 B$ donde alcanza un valor dado por las fórmulas (5), (5') o (6), (6') y luego permanece constante.

La puesta a punto de la excavación de materiales no cohesivos con el uso de barro bentonítico y el desarrollo de las excavadoras por circulación invertida ha introducido un nuevo método de ejecución de pilotes de gran diámetro en tal tipo de material que evita la hinca previa de una camisa metálica que queda enterrada o se retira al hornigonar, fig. 1 c. Este método deja en el contacto inmediato entre concreto y suelo una película de lubricante de bentonita sobre cuya influencia en aminorar la fricción lateral no hay, a conocimiento del autor, información cierta disponible. Se mejora notablemente la situación tomando medidas para posibilitar una

inyección lateral de cemento que desplaza la bentonita o se mezcle con ella. La presión de inyectado, por otro lado, aumenta el aprisionamiento en forma controlada. Para disponer de los medios que permitan aplicar esta inyección, se necesita recurrir al sistema constructivo ilustrado por la fig. 1c, que supone el descenso de una camisa de hormigón armado o de acero que lleva embudidos o soldados los conductos y conexiones necesarias para aplicarla.

Suelos friccionales cohesivos

Poco se conoce sobre la fricción lateral que desarrollan los suelos que en su comportamiento exhiben tanto cohesión como fricción interna. La única información acotada que se dispone se ha realizado en Argentina²² e indica que, en suelos dilatantes, para explicar las cargas de fricción lateral, deducidas como diferencia entre las resistencias que arrojan ensayos de compresión y de tracción llevados a rotura, es necesario suponer que la fricción lateral unitaria es igual a la suma de una adherencia c_s más un frotamiento $K\gamma/2 \operatorname{tg} \phi_s$ con K variable entre 1 y 3, según el caso. En cuanto c_s y ϕ_s son los parámetros de resistencia del suelo obtenidos en ensayos triaxiales no drenados de muestras inalteradas.

Resistencia de punta

Para pilotes y otras fundaciones profundas esbeltas, el último término de la expresión² resulta despreciable, de modo que la misma puede reducirse a:

$$q_p = c N_{c0} + \gamma' \cdot D N_{q0} \quad (7)$$

Como es sabido, los factores de capacidad de carga N_{c0} y N_{q0} dependen del ángulo de fricción interna del suelo que soporta

la carga de punta y de la relación profundidad: diámetro. Para analizar los valores que adquieren se tratan por separado los distintos tipos de suelos considerados al estudiar la fricción lateral.

Arcillas blandas a medias

Para las situaciones usuales de la práctica, estos materiales se comportan en la condición $\phi=0$, en cuyo caso $N_{c0}=1$, de modo que la fórmula (7) se reduce a:

$$q_p = c N_{c0} + \gamma' \cdot D \quad (8)$$

Más aún, considerando que $\gamma' \cdot D$ es sensiblemente igual al peso sumergido del pilote, la contribución neta de la punta en resistir la carga externa puede tomarse igual a:

$$q_p \text{ neto} = c N_{c0} \quad (9)$$

El valor de N_{c0} ha sido objeto de numerosos análisis teóricos y experimentales, los que fueron oportunamente estudiados por Skempton^{23,24}, quien llegó a la conclusión que, como estimación ponderada, podía adoptarse $N_{c0}=9$, evaluación ésta que ha sido aceptada en forma universal.

En pilotes hincados totalmente en depósitos uniformes de arcillas blandas a medias la carga punta contribuye poco a la resistencia total del pilote.

Arcillas compactas saturadas

La resistencia de punta que desarrollan puede variar entre aquella que se deduce con la fórmula (8) para $N_{c0}=9$ y la que se deriva con la fórmula (7), utilizando los factores de capacidad de carga N_{c0} y N_{q0} que se obtienen para el ángulo ϕ' arrojado por ensayos triaxiales drenados.

Así, por ejemplo, las experimentaciones realizadas con la arcilla de Londres^{16, 17}, indican $N_{cp} \approx 9$, $N_{qp} \approx 1$. En cambio, las ejecutadas por Kerisel^{18, 21, 22} en Bagnolet, Francia, conducen a la conclusión que, suponiendo $N_{qp} = 1$, el coeficiente N_{cp} puede variar entre 6 y 20, con un aparente efecto de escala que provocaría una disminución en el valor de dicho coeficiente con el tamaño del pilote, hasta reducirse al límite inferior indicado, hecho éste que parece no concordar con los extensos y detallados ensayos realizados en Londres por distintos investigadores con pilotes de tamaños muy diversos sin detectar aparentemente tal efecto de escala^{19, 20, 23, 24, 25, 26, 27}. Por otra parte, algunos ensayos ejecutados en la Argentina²⁸ dan resultados mayores, que sólo se pueden explicar introduciendo en la fórmula (7) los parámetros c' y ϕ' que corresponden a la condición drenada. En este caso como $c' \approx 0$, la resistencia unitaria de punta viene dada, esencialmen-

te, por el segundo término de la expresión (7). Para determinar los factores de capacidad de carga se utilizaron los gráficos de Hansen^{25, 29}, Fig. 7.

Es dable imaginar que las diferencias puestas en evidencia por los ensayos mencionados dependen de las propiedades del suelo, en particular sus condiciones de drenaje y de su tendencia a la dilatancia. No obstante, resulta imposible acotar en este momento la influencia que dichos factores ejercen de modo que, en depósitos desconocidos, no queda otra alternativa que efectuar ensayos de carga sobre pilotes instrumentados o, en su defecto, de compresión y de tracción, llevados hasta rotura, que permitan separar la carga de fricción de la punta. De cualquier manera, en opinión del autor, suponer para los depósitos desconocidos $N_{cp} = 9$ provee de una estimación segura que puede, eventualmente, resultar muy conservadora sin que, en

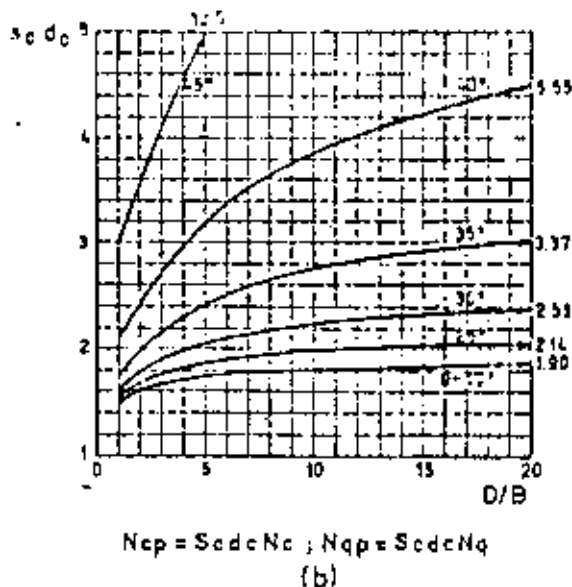
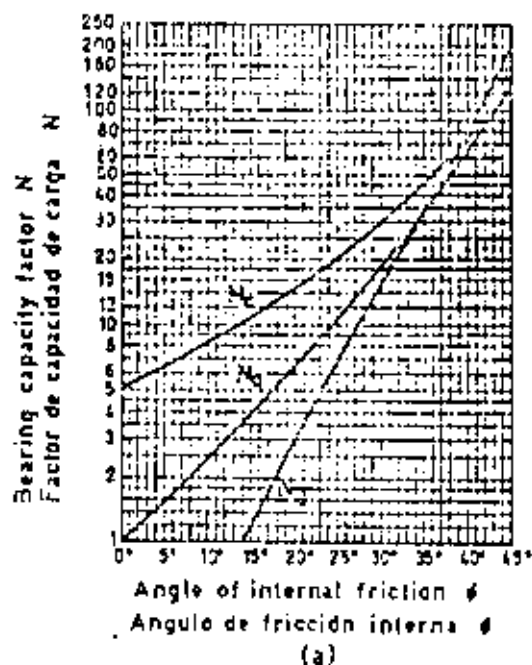


Fig. 7. — Factores de capacidad de carga (según Hansen).

los casos en que dicho valor sea en la realidad menor, el error que se cometa afecte en forma significativa la magnitud de la carga admisible de pilotes que penetran dentro de arcillas compactas.

Arenas

La resistencia que la arena desarrolla por la punta ha sido motivo de extensas investigaciones teóricas experimentales que se han traducido en una gran variedad de expresiones respecto al valor que adquiere el coeficiente de capacidad de carga N_{qm} como se deduce de la figura 8, transcrita de una publicación de Vésic¹⁴. La observación de esta figura, que tiene escala logarítmica para las ordenadas, indica, empero, que la disparidad entre las curvas propuestas es tan grande que las estimaciones derivadas de las mismas pueden diferenciar hasta en diez veces. Por ello, el gráfico está lejos de representar lo que se llama un conocimiento cierto. Basadas en deducciones teóricas o en evidencias experimentales, éstas en su mayoría en laboratorio, por ensayos sobre modelos de tamaño reducido, sólo deben considerarse como representativas del rango probable dentro del cual puede estar situado el valor de N_{qm} . Si se reflexiona sobre la gran importancia relativa que adquiere la carga de punta en pilotes instalados en o llevados hasta la arena, se concluye que la elección del valor de N_{qm} resulta decisiva para predecir por cálculo la capacidad de carga calculada de dichos pilotes.

Estas circunstancias conducen a ponerlas temporariamente en tela de juicio y a guiarse de preferencia por experiencias más recientes, realizadas con pilotes de tamaño natural, tanto en laboratorio como en el terreno, dentro de estratos uniformes o con variación controlada. Por ahora, la más importante de las experimentaciones de este tipo son las que llevarán a cabo

Kerisel¹⁵ y¹⁶ en Francia, Vésic¹⁷ y¹⁸ en Estados Unidos y el C.B.P. Committee en el Japón⁵. En ellas hay bastante coincidencia en cuanto a los aspectos principales que condicionan y determinan la resistencia de punta. Las dos primeras han sido evaluadas conjuntamente hace muy poco por Vésic¹⁹ de la siguiente manera:

1. — En semejanza con lo que ocurre con la fricción lateral, la resistencia de punta no aumenta indefinidamente con $\gamma' \cdot D$, sólo lo hace hasta una profundidad del orden de 10 veces el diámetro del pilote para arena muy suelta y de unas 20 veces el diámetro para arena muy densa. Por ello la fórmula

$$q_p = \gamma' D N_{qm} \quad (10)$$

es sólo aplicable cuando la arena soporta una sobrecarga provista por una cubierta de otro material, como podría ser un estrato de arcilla blanda, donde no se desarrolla un efecto de arco o de silo.

2. — Para pilotes entabidos en arena solamente, la resistencia unitaria de punta a rotura puede determinarse con las siguientes fórmulas:

Pilotes limados

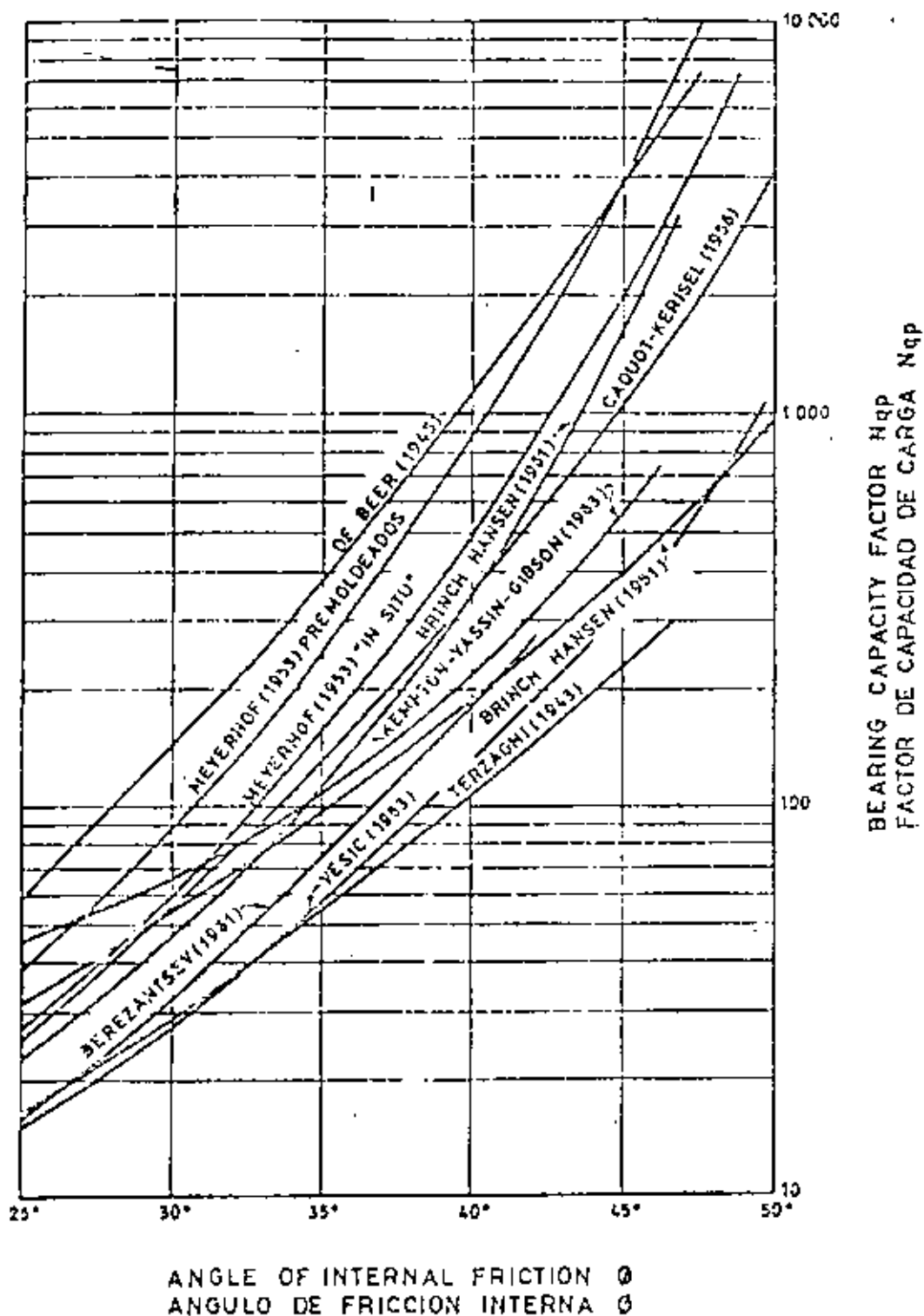
$$q_p = 4 (10)^{21} b_1^2 \quad \text{en kg/cm}^2 \quad (11)$$

La resistencia a penetración de la punta que provee el ensayo del cono holandés representa razonablemente bien este valor^{16, 17}.

Pilotes perforados y pilotes de fundación

$$q_p = 1,5 (10)^{21} b_1^2 \quad \text{en kg/cm}^2 \quad (12)$$

La diferencia entre las fórmulas (11) y (12) pone en evidencia la importancia que el método constructivo tiene sobre la re-



sistencia de punta en arenas. La hincada mejora en general las condiciones originales del terreno; la excavación, en cambio, las empeora.

Pareciera que, hasta que se tenga más información, estos valores debieran considerarse como máximos que limitan la validez de la fórmula (10). En primera aproximación pueden estimarse también con las expresiones:

Pilotes hincados:

$$q_p = 4 N \text{ en kg/cm}^2 \quad (11')$$

Pilotes perforados y pilotes de fundación:

$$q_p = 1,5 N \text{ en kg/cm}^2 \quad (12')$$

en las cuales N es el número de golpes obtenidos del ensayo normal de penetración.

El conjunto de ensayos realizados por Kerisel, Vésic y el C.B.P. Committee de ninguna manera, termina el problema de la resistencia de punta que desarrollan los pilotes en arena. Sólo acerca la visión en ciertos aspectos del amplio espectro que condiciona el comportamiento de la arena y que de alguna manera está reflejado en la diversidad de curvas de la Fig. 8. Lo mismo vale para la fricción lateral, con la única diferencia de que el entorno de su posible variación es considerablemente menor. En efecto, y como ejemplo, los ya mencionados ensayos de pilotes perforados de gran diámetro ejecutados en el puente Chaco-Corrientes, sobre el río Paraná, plantean una importante discrepancia en lo que respecta a la fricción lateral que se puede desarrollar con tal tipo de construcción. A su vez, Tavenas²² anuncia una serie de ensayos en los cuales los valores de resistencia a fricción son mayores que los que se deducirían con las fórmulas expuestas, y lo que es más importante, llama la

atención sobre un efecto del tiempo, similar al que se desarrolla en arcillas blandas, que provocaría un aumento de la resistencia con el tiempo, para alcanzar su máximo después de unos 20 días, un fenómeno no considerado específicamente en las tres investigaciones a que se ha hecho especial referencia.

Para un perfil del suelo formado de arcilla blanda seguida de arena, el valor de N_{qu} a aplicar en la fórmula (10) depende del grado de penetración relativa del pilote dentro de la arena y de la participación de la arcilla en la configuración de rotura de la punta. Cuando se ignora esta participación, se obtiene un valor inferior de la resistencia punta aplicando la fórmula de Hansen^{23, 24}:

$$N_{qu} = s_r d_r N_q \quad (13)$$

en la cual $s_r d_r$ es una función de la penetración relativa $D_{a,n}$ del pilote dentro de la arena, Fig. 9, y que se deduce de la Fig. 7, haciendo $D_{a,n} = D/B$. Por su parte No existe conocimiento acotado sobre la

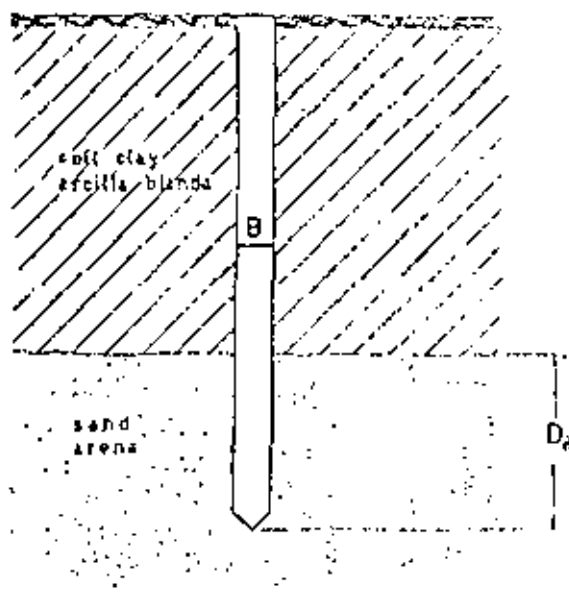


Fig. 9. — Profundidad relativa D_a de un pilote que atraviesa arcilla blanda para ir a arena.

influencia de la participación de un estrato de arcilla superior, de modo que la única manera de obtenerlo por: un caso dado consiste en realizar ensayos de carga a rotura.

La fórmula (10) puede usarse también para determinar la resistencia de punta de pilotes hincados totalmente en arena adoptando por ahora $D=10 B$ a $20 B$, según la densidad relativa del material, o, como una primera aproximación $D=15 B$, independientemente de la densidad relativa.

Suelos friccionables cohesivos

Poco se conoce al respecto desde el punto de vista experimental. En estudios realizados en la Argentina²², se encontró que la carga experimental de punta coincidía con la obtenida en la fórmula (7) aplicando los coeficientes de capacidad de carga que se deducen de los gráficos de la Fig. 7, con los parámetros de la resistencia a rotura arrojados por ensayos triaxiales drenados del suelo en que estaba apoyada la punta (tosca) ($c=0$, $\phi' \neq 0$). Para limos compactos de naturaleza semejante a las toscas, Kerisel y Adam²³ han encontrado en sus experimentos que, si se supone $\phi=0$, se necesita considerar $N_{c0}=35$.

Para el caso general en que el comportamiento del suelo estuviese definido por una condición $c \neq 0$ y $\phi \neq 0$, la carga de punta se puede calcular con la fórmula (7) la que, de utilizar los gráficos de Hansen de figuras 7 a) y 7 b), conviene expresar de la siguiente manera:

$$q_p = (c N_c + \gamma' D N_q) s_c d_c \quad (14)$$

Fricción negativa

Desarrollo y mecanismo

La fricción negativa es un fenómeno que aparece toda vez que el movimiento relativo entre suelo y pilote en lugar de pro-

veer resistencia para ayudar a soportar las cargas externas, se invierte y recarga al pilote sumándose a dichas cargas. Este arrastre puede derivar de tres causas, cada una de las cuales requiere, en general, soluciones diferentes²⁴.

1. — Hundimiento regional, como el que puede producirse en las arcillas blandas normalmente consolidadas, o ligeramente preconsolidadas, por un aumento de su peso efectivo originado en una depresión general del nivel freático.

2. — Consolidación de una capa blanda bajo su propio peso como consecuencia del amasado que produce la hincada de pilotes, en particular cuando está en juego un grupo grande con pilotes poco espaciados entre sí.

3. — La consolidación de una capa blanda por el peso de un relleno reciente o de un depósito de mercaderías.

La primera de estas tres causas se desarrolla sólo en muy pocos lugares, de los cuales la ciudad de México constituye el ejemplo más espectacular. Tiene particularidades que exigen soluciones singulares, con frecuencia opuestas a las que se utilizan en el caso más general, pues en lugar de tratar de limitar los asentamientos se construye para que éstos sigan lo más ajustadamente posible el hundimiento regional^{25,27}. Por ello no va a ser tratada en lo que sigue.

La segunda causa ha sido durante mucho tiempo y es todavía motivo de muchas controversias^{26, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35}. Mientras algunas mediciones recientes en pilotes instrumentados^{36, 37} parecieran afirmar la idea de que por el efecto de amasado que produce la hincada se puede desarrollar una fuerte fricción negativa, otras indican lo contrario³⁸ y el comportamiento de muchas fundaciones flotantes sobre un gran número de pilotes, que sólo han experimentado asentamientos relativamente pequeños,

puede explicarse únicamente suponiendo que la fricción negativa debida al amasado es despreciable. Por ejemplo, nuestras mediciones en la Argentina indican que en las formaciones blandas de origen fluvial, que cubren la boca del Riachuelo en la zona de la ciudad de Buenos Aires y sus alrededores, las presiones de poros que se producen en su masa hincando pilotes pre-moldeados de hormigón, son, término medio, muy pequeñas como para transformar la fricción negativa en un efecto de algún cuidado, aun cuando se trate de instalar un verdadero bosque de pilotes⁴⁰. Como sin presión neutra no hay consolidación del suelo, se concluye que tampoco hay fricción negativa. Esta aseveración pareciera, por otro lado, estar avalada también por el comportamiento conocido de múltiples fundaciones flotantes construidas en diversas partes del mundo.

La mayoría de estas fundaciones está calculada tomando un coeficiente de seguridad del orden de 2 sobre la carga de rotura determinada multiplicando la superficie del fuste del pilote por la resistencia no drenada del suelo inalterado con su contenido natural de humedad. Si se hubiera desarrollado una fricción negativa de significación que invirtiese el signo de la fricción lateral, el coeficiente de seguridad se hubiese tornado peligrosamente pequeño y los asentamientos adquirido valores muchas veces superiores a los medidos.

Las circunstancias expuestas puntualizan que es éste un problema no resuelto que no tiene una contestación única. Es probable que la magnitud del efecto que produce el amasado por hincada sea una función de las características del suelo blando en el que penetran los pilotes, en particular de su sensibilidad, y de pequeños detalles geológicos: las arcillas marinas de origen glaciar pueden conducir a situaciones totalmente distintas de los depósitos deltaicos de origen fluvial. Más aún, el número de

pilotes en un grupo, su distribución y secuencia de hincada pueden llegar a jugar un papel muy importante y decisivo. Como la única manera de aprender respecto a la significación de cada uno de estos efectos es por mediciones realizadas en el terreno, hasta tanto se produzca el cúmulo de información necesaria, seguirá la controversia y cada caso particular habrá que considerarlo a la luz de sus propias características con el criterio que haya provisto la experiencia acumulada en el lugar.

La fricción negativa que proviene de la consolidación de una capa de suelo blando, provocada por el peso de un relleno, una carga permanente o una sobrecarga temporaria, constituye, en cambio, un fenómeno bien conocido y claro que puede analizarse con detalle y amplitud. Para hacerlo hay una premisa que debe tenerse presente desde un principio:

Como ya se ha manifestado, la información existente, derivada principalmente de ensayos de carga realizados en forma similar a la que detalla la referencia⁴¹, indica de manera sistemática que el desplazamiento relativo entre pilote y suelo, necesario para movilizar íntegramente la fricción, es muy pequeño. Sólo llega a unos pocos milímetros y raramente excede de un centímetro.

Para facilitar la visualización del mecanismo del desarrollo de la fricción negativa que se está analizando, conviene hacer uso del enfoque concreto que posibilita la referencia a un caso simple. Supóngase un pilote instalado atravesando un estrato uniforme de arcilla blanda con un espesor H para penetrar dentro de un material más consistente, del cual los pilotes van a derivar su resistencia de punta, o de punta y fricción en la parte inferior de su fuste. Fig. 10. La arcilla blanda sostiene un relleno, el que a su vez debe soportar una

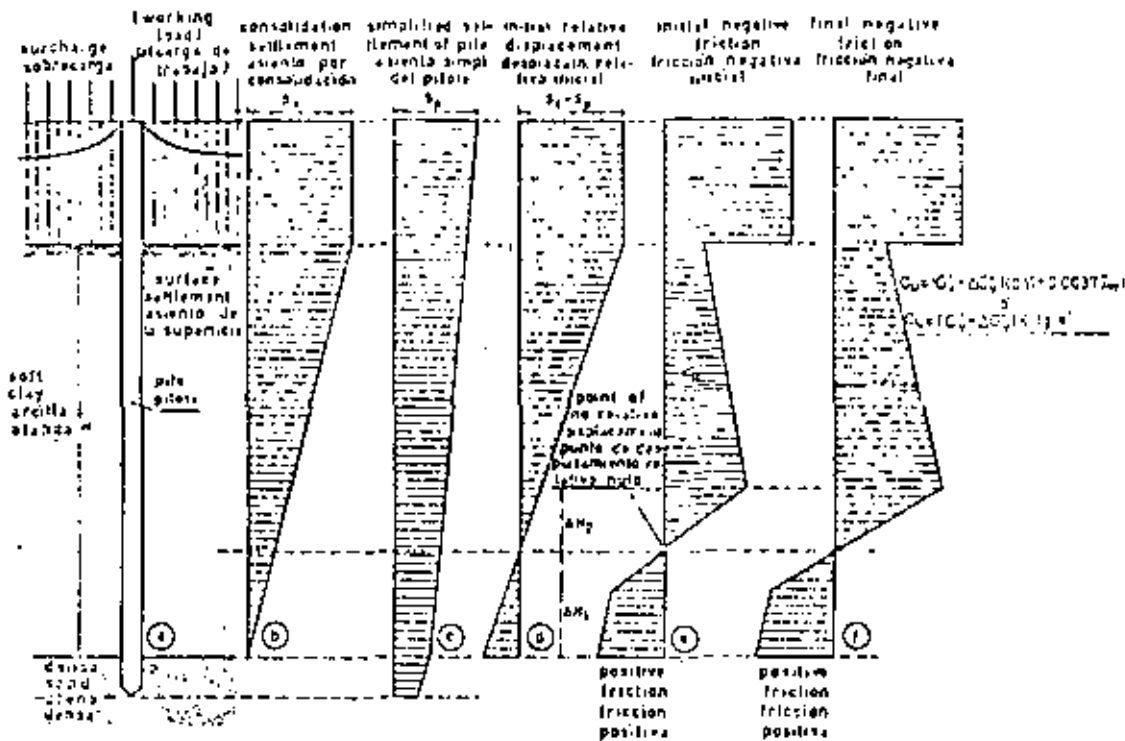


Fig. 10.—Desarrollo y mecanismo de la fricción negativa.

pesada sobrecarga proveniente del depósito de mercadería terminada.

La fricción negativa creada por el movimiento relativo inverso resultante de la consolidación del material blando producido por el relleno y el peso de la mercadería proviene de dos fuentes:

- El contacto entre pilotes y relleno.
- El contacto entre pilotes y el suelo blando que se consolida.

La fuerza de fricción negativa transmitida por el relleno depende de la geometría del problema y también de las propiedades del suelo que lo forma. Para un conjunto grande de pilotes, la geometría indica que no puede ser mucho mayor que el peso del volumen del relleno más la sobrecarga que encierra el conjunto de pilotes. Para situaciones intermedias hay que estudiar el

problema y proceder con criterio, pero, de cualquier manera, no puede ser mayor que la superficie de los fustes en contacto con el relleno multiplicada por la fricción unitaria a rotura entre los pilotes y el suelo que constituye el relleno.

En la capa blanda, en cambio, en todos aquellos niveles en que el desplazamiento relativo entre pilotes y suelo que se consolida, alcanza o supera el mínimo necesario para desarrollar la máxima fricción negativa, se produce un esfuerzo de arrastre hacia abajo que por unidad de superficie es igual a la resistencia no drenada, c_u , de la arcilla a dicho nivel. Si se supone que la capa de arcilla blanda descansa sobre un estrato totalmente indeformable, la distribución de las tensiones de fricción negativa progresa hacia abajo y después de cierto tiempo adquiere forma trapezoidal, con un valor igual a cero en el borde superior

del estrato indeformable. Sin embargo, como los estratos indeformables no existen, la punta también se mueve hacia abajo. Como consecuencia, el nivel de fricción negativa nula se desplaza hacia arriba y en la parte inferior del estrato blando la fricción se mantiene como positiva. Por esta circunstancia, la distribución real de la fricción en el estrato blando adquiere la forma indicada en la Fig. 10 e). Cambia de negativa a positiva en el punto en que el asentamiento inducido por la consolidación es igual al desplazamiento vertical de la parte inferior del pilote embebida en el material consistente que provee la resistencia de punta.

Se comprende fácilmente que en un instante dado la posición del plano de desplazamiento relativo nulo y por tanto el espesor de suelo blando que provee fricción positiva, depende de: 1) del módulo de deformación volumétrica del suelo blando; 2) de la presión de consolidación que actúa en la parte inferior de la capa blanda; 3) de las condiciones de borde; 4) del porcentaje de consolidación alcanzado, y 5) del asentamiento de la punta de los pilotes.

Supóngase, por ejemplo, que el suelo blando tiene en la parte inferior un módulo de deformación volumétrica $E_v = \sim 1/m_v = 100 \text{ kg/cm}^2$, que la tensión de consolidación es de 1 kg/cm^2 , que se acepta que la punta de los pilotes desciende 2 cm , valor éste muy moderado cuando la fricción negativa es importante, y que la base de la capa blanda es un estrato drenante. Después de completada la consolidación, el espesor de suelo blando que se asienta menos de 2 cm es igual a:

$$\Delta H_1 = \frac{S}{\sigma'_{v, m_v}} = \frac{100 \times 2}{1} = 2 \text{ metros}$$

Supóngase, además, que se requiere un desplazamiento relativo de 1 cm para desarro-

llar en toda su magnitud la fricción negativa. Significa ello que, recién un metro más arriba (ΔH_1) del punto de desplazamiento relativo nulo alcanza la fricción negativa todo su valor, es decir 3 m de la base de la capa blanda. Fig. 10 d).

Para condiciones de borde con la indicada en la Fig. 10 a), la parte inferior de la capa de suelo blando consolida primero, de modo que, para el estado inicial puede considerarse que se ha completado la consolidación en todo el espesor ΔH_1 . Por el contrario, si las condiciones de borde proveen drenaje sólo en la parte superior de la capa blanda, el plano de fricción nula está al principio más arriba y ΔH_1 es la condición final.

Teniendo en cuenta el razonamiento realizado, se concluye que la fricción negativa inicial puede tornarse igual a la resistencia media no drenada c_u del suelo blando multiplicada por el perímetro p del pilote o del grupo de pilotes, según correspondiera, y por la altura reducida $(H - \Delta H_1 - \Delta H_2/2)$ de la capa blanda, es decir

$$P_f(-) = c_u p (H - \Delta H_1 - \frac{\Delta H_2}{2}) \quad (15)$$

Es práctica suponer que la fricción negativa inicial en el contacto entre pilote y suelo blando es igual a la superficie correspondiente del fuste del pilote o del grupo de pilotes por la resistencia media no drenada del suelo inalterado. La fórmula 15 muestra que dicho valor puede, en circunstancias favorables, ser considerablemente menor, con la parte inferior de la capa blanda proveyendo importante ayuda por fricción positiva.

La fricción negativa aumenta a medida que adelanta la consolidación y se incrementa la resistencia de la arcilla. No obstante, la disposición general de su distribución puede o no cambiar, según cuáles

sean las condiciones de drenaje. Para el caso que muestra la Fig. 10 a), no habría modificación sustancial. En cambio, si el drenaje sólo opera por la parte superior, el plano de fricción negativa nula desciende con la consolidación hasta alcanzar la posición ΔH , como condición final.

Para determinar cómo nementa la fricción negativa con el avance de la consolidación, se puede recurrir a la relación empírica propuesta por Skempton²⁰, entre c_u y el peso efectivo de la cubierta $\sigma'_v = \gamma'z$ en las arcillas normalmente consolidadas. Basta para ello sustituir σ'_v por $\sigma'_v + \Delta\sigma'_v$, igual al peso de la cubierta más el relleno más la sobrecarga, Fig. 10 f). Un buen conocimiento de la variación de c_u con σ'_v , para la capa blanda en consideración, puede permitir un mejor ajuste que la expresión aproximada de Skempton. De aquí la ventaja de un buen y detallado estudio de suelo.

Para el valor final de la fricción negativa puede también utilizarse una expresión en término de presiones efectivas²⁰, como lo indica la Fig. 10 f).

Efecto de la fricción negativa sobre la resistencia de punta

La resistencia de punta o de la parte inferior del fuste requiere una consideración especial a cuyo efecto se tratan por separado los pilotes que llegan a un estrato de arena y aquellos que deben embeberse en arcilla compacta.

En el caso de los pilotes cuya punta llega a un estrato de arena, la incertidumbre respecto al valor de la resistencia de punta es grande debido a la influencia que la fricción negativa puede tener sobre el estado de tensiones al nivel de la punta. Como el suelo blando se cuelga del pilote, alrededor de su punta hay una reducción

de la presión efectiva respecto de la zona circundante²¹, y por tanto se puede achicar el valor de γD que entra en la expresión (10) de la capacidad de carga.

En opinión del autor, la influencia real que ejerce esta reducción en el peso efectivo de la cubierta es muy incierta, su valoración cuantitativa resulta muy difícil y su consideración apenas se justifica al estado actual de nuestro conocimiento sobre los problemas creados por la fricción negativa originada por la consolidación de suelos blandos. En efecto, la influencia que la reducción de peso efectivo pueda ejercer sobre el valor q_p , va a depender grandemente de la penetración de la punta del pilote dentro de la arena, de la posición del plano de fricción negativa nula y de la posible acción de arco que se desarrolle en la arcilla cerca del pilote, un fenómeno éste respecto al cual nada se sabe.

A pesar de dichas incertidumbres, del punto de vista práctico la situación es mucha más clara. Las soluciones a adoptar en estos casos conducen con frecuencia al uso de pilotes con punta ensanchada, fig. 11, y lo mejor que se puede hacer para ser cauteloso es ignorar cualquier posible efecto resultante del sostén del suelo por parte del pilote y aplicar la fórmula (10) utilizando uno de los valores más conservadores para el factor de capacidad



Fig. 11.—Pilote con punta ensanchada.

de carga N_{qt} . La experiencia realizada en la Argentina indica que los proyectos concretados sobre estas bases, usando pilotes con un fuste de sección reducida, calculados, por ejemplo, para que trabajen, siendo de hormigón armado, a una tensión admisible de 100 kg/cm^2 , proveen una solución segura, económica y eficiente²⁴.

Los pilotes que derivan su resistencia de punta por embebimiento en arcilla firme plantean un problema respecto al valor que adquiere la fricción lateral y a cómo debe calcularse la resistencia de punta, sobre cuyos puntos existe una importante discrepancia, según se explica en este trabajo al tratar estos temas. De cualquier manera, la resistencia de punta requiere, aparte, un comentario adicional. En efecto, mientras la acción provocada por la fricción negativa inicial debe considerarse tomando en cuenta la resistencia de punta a corto plazo, cualquiera ella sea, para la fricción final los parámetros del suelo a hacer intervenir dependen del tiempo que se requiera para consolidar la capa blanda causante de la fricción negativa. No obstante, como este tiempo es generalmente largo, lo normal es que resulten aplicables los parámetros drenados.

Absorción de fuerzas horizontales

Toda vez que existe fricción negativa, la absorción de fuerzas horizontales requiere consideraciones especiales debido a que el uso de pilotes inclinados puede involucrar el peligro de su rotura por flexión. Pareciera que el amasado por hincas y la supuesta fricción negativa que se desarrollaría no impone tal tipo de limitación pues es práctica usual emplear pilotes inclinados sin miramientos por la acción de amasado, un hecho de experiencia a tomar muy en cuenta en cualquier análisis de este efecto como una aparente confirma-

ción de que en estos casos no se produce fricción negativa.

Por el contrario, la consolidación de una capa blanda cargada involucra un peligro real de rotura originada por el desplazamiento del suelo que consolida. Debido a ello, para absorber las fuerzas horizontales es indispensable valerse de otros recursos, como ser la propia resistencia a flexión de la parte superior de los pilotes, para cuyo efecto hay que armarlos adecuadamente, la fricción entre cabezal y suelo y/o el empuje pasivo neto que pudiera desarrollarse contra las caras del cabezal sin deformación excesiva.

Asentamiento de pilotes individuales

Sólo se considera el caso en que el pilote está embebido en una masa de suelo uniforme. El conocimiento específico del mecanismo, según el cual se desarrolla el asentamiento de pilotes individuales es muy magro y de análisis reciente. Proviene, separadamente, de un estudio teórico basado en la teoría de la elasticidad y del análisis empírico de ensayos de carga sobre pilotes instrumentados. El primero es aplicable, esencialmente, a pilotes hincados en arcilla; el segundo, se refiere a pilotes embebidos en arena.

Conviene, no obstante, recordar una vez más que el movimiento relativo suelo-pilote necesario para desarrollar la fricción lateral es siempre muy pequeño, del orden de 1 a 1,5 cm, para llevar al valor máximo de rotura, y prácticamente independiente de la naturaleza del suelo y del diámetro del pilote. En cambio, la deformación necesaria para movilizar un porcentaje dado de la carga máxima de punta es una función de las características del suelo y, para un suelo dado, aumenta con el diámetro.

En principio, el asentamiento de un pilote en cualquier suelo puede calcularse siguiendo el camino formal de determinar la distribución de tensiones $\Delta\sigma_z$ en la masa de suelo que se extiende por debajo de la punta del pilote para computar su comprensión vertical con la expresión:

$$S_v = \int_0^H \frac{1}{E_s} \Delta\sigma_z dz \quad (16)$$

Las tensiones $\Delta\sigma_z$ pueden obtenerse recurriendo a las soluciones gráficas y numéricas (20' y 21') desarrolladas por integración de la fórmula de Mindlin^{22, 23}. En cuanto a E_s es el módulo de deformación vertical del suelo para el tipo y/o camino de la sollicitación triaxial impuesta por el pilote, teniendo debida cuenta de la influencia que su instalación pudiera ejercer sobre las propiedades originales del suelo en las cercanías de la punta.

La aplicación general de la fórmula (16) presenta, por ahora, algunas dificultades que obstaculizan su acolación y tornan inciertos sus resultados. No obstante, imponiendo limitaciones, tiene posibilidades de desarrollo en un tratamiento teórico más detallado. El que se describe a continuación se basa en la hipótesis de suponer que la masa de suelo en que está embebido el pilote es uniforme y elástica y que, además, se dispone de un conocimiento adecuado y pertinente del módulo E_s a utilizar.

Fue iniciado en España y Estados Unidos y completado en Australia poroulos y sus colaboradores^{24, 25, 26, 27}. Del mismo se escoge para sintetizar aquí sólo la parte que arranca de la hipótesis de que el pilote es indeformable, tiene forma cilíndrica de diámetro B y está embebido en un medio elástico uniforme que descansa a una profundidad H , mayor que la longitud $L=D$ del pilote, sobre una base rígida también indeformable. Para obte-

ner la distribución de presiones transmitidas al suelo y calcular el asentamiento provocado, se divide el pilote en n elementos de longitud $\frac{L}{n}$ (fig. 12), de modo que la carga P que actúa sobre el mismo puede expresarse como igual a:

$$P = \sum p_f \pi B \frac{L}{n} + p_t \pi \frac{B^2}{4} \quad (17)$$

en la cual p_f es la fricción unitaria que, para cada elemento, se adopta como uniformemente distribuida en la periferia del elemento y p_t la carga unitaria transmitida a la punta, que también se supone uniformemente distribuida.

Recurriendo a las ecuaciones de Mindlin^{22, 23}, por integración se obtiene en definitiva, para un pilote embebido en una masa semi-infinita, un factor de influencia del asentamiento I_s , el que es función de la relación $\frac{L}{H}$ entre longitud y

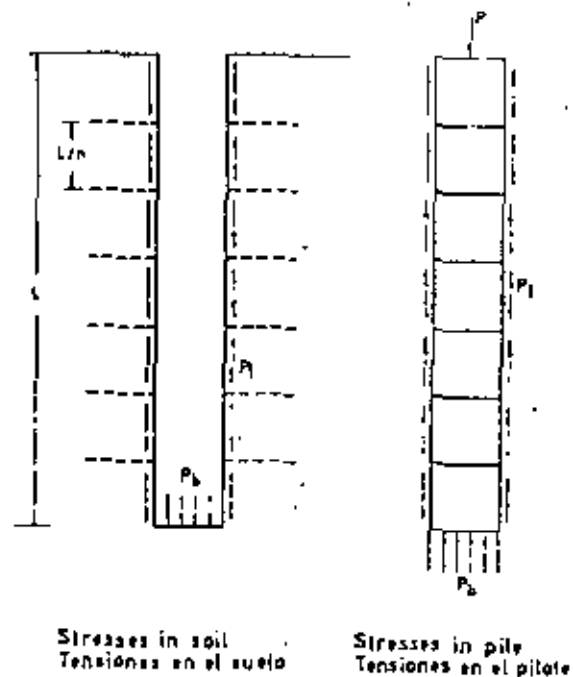


Fig. 12. — Esquema teórico de transferencia de tensiones entre suelo y pilote en arcilla saturada, (segúnoulos).

diámetro del pilote. Para pasar a la masa de espesor finito H que descansa sobre una base rígida se apela a la aproximación propuesta por Steinhilber²² en el sentido de que el factor de influencia para un espesor finito H puede considerarse igual a la diferencia entre el factor de influencia para un punto en la superficie de la masa semi-infinita y el que le correspondía a la misma masa para un punto situado a una profundidad H .

Finalmente, se llega a establecer que el asentamiento del pilote puede expresarse como:

$$S_1 = \frac{P}{LE_s} L \quad (18)$$

en la que P es la carga de trabajo, L la longitud del pilote, E_s el módulo de deformación del suelo e I_s es una función de $\frac{L}{h}$ que adquiere los valores que indica la fig. 13 para pilotes cilíndricos. Se hace, además, un estudio de la influencia que sobre los asentamientos ejerce una base ensanchada, llegándose a la conclusión de que para pilotes esbeltos con $L/D > 25$ su efecto se torna insignificante. Para obtener el asentamiento total de la cabeza del pilote, al valor arrojado por la expresión (18) hay que agregarle la deformación propia del pilote, la que se puede tomar aproximadamente igual a:

$$S_2 = \frac{P \cdot 0,6 L}{A_n E_n} \quad (19)$$

en la cual A_n sección transversal del pilote y E_n módulo de deformación del hormigón de que está hecho el pilote.

Otra importante conclusión derivada del estudio y que parece concordar con cierta magra evidencia existente conduce a afirmar que, en un pilote aislado, para las cargas admisibles de trabajo, el asentamiento inmediato predomina fuertemente

sobre el asentamiento por consolidación, el que en la mayoría de los casos sería, por comparación, de magnitud despreciable.

Por la naturaleza de las hipótesis adoptadas, los factores de influencia de la fig. 13 y demás conclusiones de este estudio, sólo pueden resultar aplicables, como ya se ha dicho, a pilotes hincados en depósitos de arcillas uniformes donde la resistencia proviene esencialmente de la fricción lateral y la contribución de la punta es pequeña. Para calcular S_1 se necesita una correcta evaluación del módulo E_s a aplicar en la fórmula (16). De ser cierta la afirmación del párrafo precedente correspondería utilizar el valor E_s obtenido para la condición no drenada, aunque sólo la experimentación puede señalar como debe determinarse, resultando evidente que el acierto en la elección de E_s constituye la parte más difícil en la aplicabilidad de la fórmula (18).

Para pilotes que resisten de punta, Pontes y Mattes²³ calcularon también coeficientes de influencia similares a 1, en la hipótesis de que el suelo que se extiende por debajo de los mismos es homogéneo, elástico e isotrópico. Utilizados conjuntamente con los de la solución aquí expuesta, proveen procedimientos de cálculo que solos o combinados permiten, con las limitaciones que les son inherentes, determinar órdenes de valores del asentamiento probable para todos los casos de pilotes cuyas puntas descansan en arcilla, incluido el caso en que exista fricción negativa.

Para arena, Vésic²⁴, analizando el desarrollo de ensayos de carga de pilotes instrumentados, hincados o embelidos en dicho material, ha llegado a la conclusión de que el asentamiento de la punta del pilote es una función casi exclusiva de la parte de carga que recibe la punta, pues el desplazamiento que ésta experimenta por el efecto que ejerce la fricción lateral

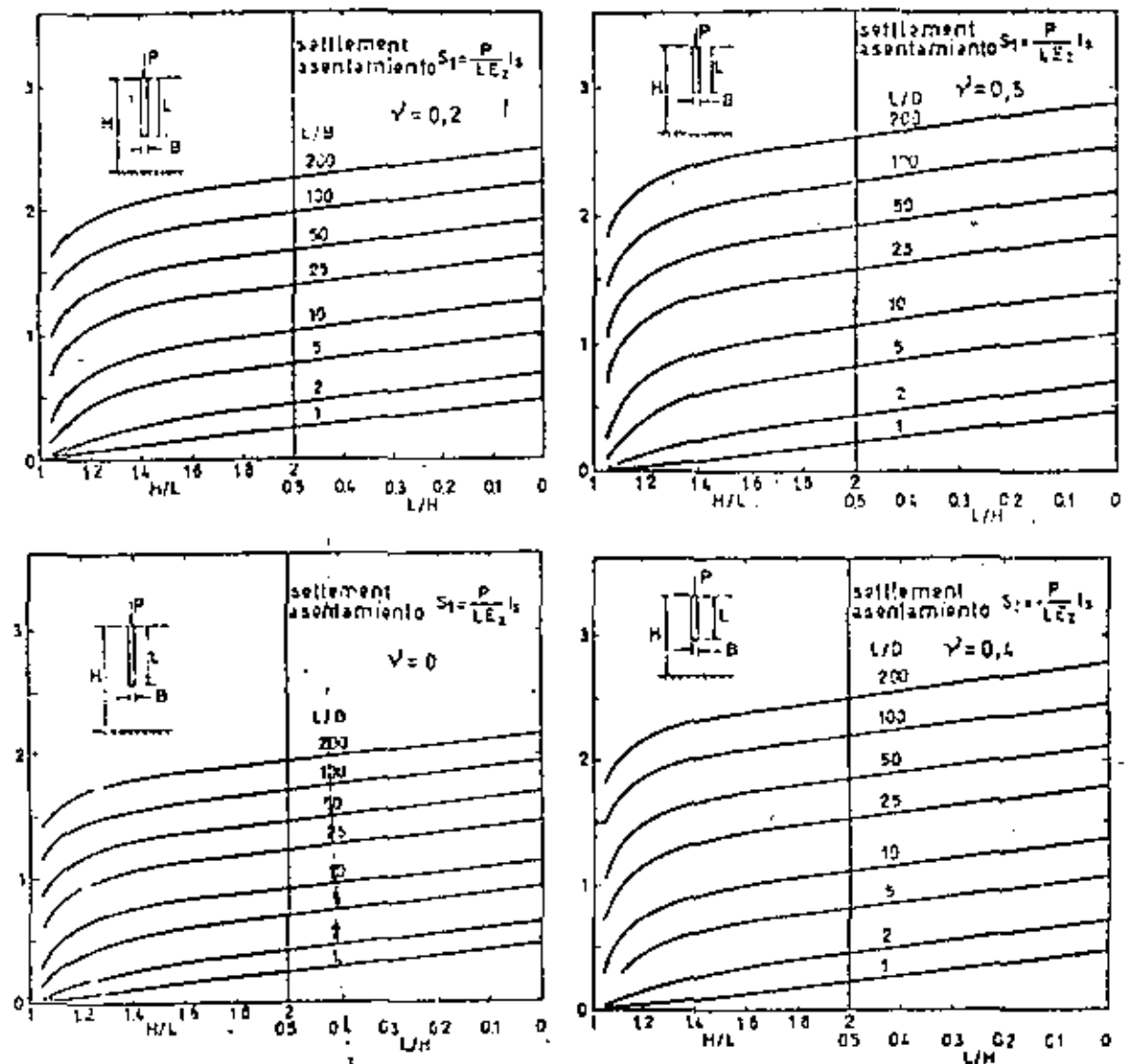


Fig. 13. — Factor de influencia I_1 para determinar el asentamiento de un pilote individual hincado en arcilla saturada homogénea (según Poulos y Davis).

es despreciable: no alcanza al 5% de la primera. La solución, por tanto, puede usarse también para pilotes que cruzando arcilla blanda penetran en arena densa, incluidos los que se ven sometidos a fricción negativa.

Vésic propone la siguiente expresión empírica para calcular dicho asentamiento:

$$S_1 = \frac{C_p P_p}{(1 + D_r^2) B q_p} \quad (20)$$

en la cual P_p es la parte de la carga de trabajo que el pilote toma de punta; B = diámetro o ancho del pilote; D_r = densidad relativa; q_p = resistencia a rotura por la punta y C_p un coeficiente que depende del método de instalación del pilote.

Para arenas normalmente consolidadas, los ensayos en que se basa el análisis han arrojado los siguientes valores para C_s :

Para pilotes hincados	$C_s = 0,04$
Para pilotes introducidos por empuje por gastos	$C_s = 0,05$
Para pilotes enterrados o pilotes perforados sin alterar la arena	$C_s = 0,18$

Como variante a la fórmula (20), Bolognesi² ha propuesto utilizar la expresión:

$$S_1 = 1,25 B \epsilon_{zs} \quad (20')$$

en la cual ϵ_{zs} es la deformación específica vertical de la arena, a una profundidad $0,75 B$ por debajo de la base del pilote, determinada considerando en un diagrama $\sigma'_h - \sigma'_v$ un camino de tensiones que recorra una línea recta que una la condición inicial $\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = K_0$ con la de rotura

$\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = K_f$. Para calcular ϵ_{zs} propone utilizar diagramas $m_h - \sigma'_v$ que relacionan la tensión vertical σ'_v con el coeficiente de deformación para distintos valores de

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (7')$$

En la práctica, tanto la fórmula 20 como la 20' son de difícil aplicación, pues requieren una estimación del porcentaje de la carga total que, para las cargas de servicio, el pilote toma de punta, valor éste que puede ser considerablemente menor que la parte proporcional que le correspondería en base a la división de carga que se produce en rotura por la circunstancia repetidamente explicada de que la fricción se desarrolla rápidamente para una deformación muy pequeña, mientras que la resistencia de punta puede incre-

mentarse a un ritmo distinto que depende del suelo, de la forma de instalación del pilote, de su diámetro y de la precarga en los pilotes no hincados.

En cuanto a la influencia que ejerce la deformación propia del pilote sobre el asentamiento de su cabeza, se aconseja calcularla tomando para la parte de la carga que se transmite por fricción lateral una longitud equivalente a $0,6 L$, con lo cual resulta para el asentamiento total de la expresión:

$$S_T = S_1 + S_f = \frac{C_s P_f}{(1 + D_s^2) B q_b} + \frac{(P_p + 0,6 P_f) L}{A_b \cdot E_p} \quad (21)$$

siendo P_f la carga de trabajo que el pilote toma por fricción, L la longitud, A_b la sección transversal y E_p el módulo de deformación lineal del material que forma el fuste del pilote.

A través de la variación del coeficiente C_s , las observaciones realizadas por Vesic ponen énfasis en la importancia que tiene la práctica de precargar la punta de los pilotes de gran diámetro instalados por perforación, con o sin la hincada de una cámara perdida, dentro o hasta llegar a un estrato de arena, que fuera introducida por primera vez con motivo de la construcción del puente sobre el lago de Maracaybo en Venezuela³, y que está siendo aplicada extensamente en la construcción del puente Chaco-Corrientes sobre el río Paraná, utilizando para ello una célula de precarga como la que muestra la fig. 1-1. Este dispositivo consistente en una célula metálica y una cámara de distribución de presiones de grava ha dado óptimos resultados, como lo demuestran los ensayos de carga durante los cuales se ha observado que, después de la precarga se produce una reducción de los asentamientos a un cuarto del valor obtenido antes de practicarla. En pilotes

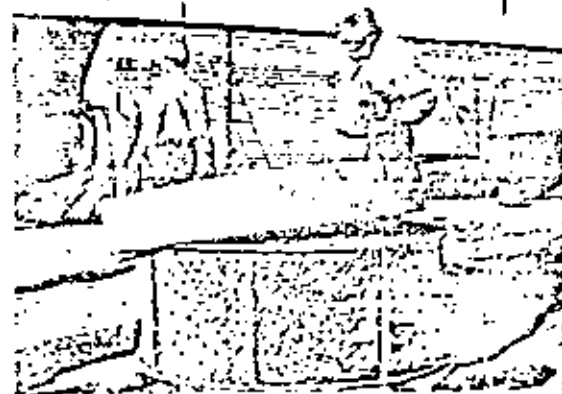


Fig. 13. — Cámara de precarga y cámara de grava de distribución de presiones: a) y b) partes y conjunto armado para un pilote de 40 cm de diámetro; c) para un pilote de 2 m de diámetro.

corrientes, la hincada constituye una forma muy eficiente de precarga que es continuamente llevada hasta la rotura a medida que el pilote penetra. Al suspender la hincada, se produce automáticamente una descarga, limitada sólo por el impedimento que oponga la fricción lateral, de modo que la acción de la superestructura origina un asentamiento que se desarrolla dentro del lazo de histéresis que corresponde a la recarga, fig. 15.

En pilotes perforados, en cambio, la forma de instalación tiende más bien a aflojar el fondo, de modo que, a menos que practique una precarga artificial, el asentamiento se produce a lo largo de la curva de primera carga, pudiendo alcanzar, en particular en pilotes de gran diámetro, magnitudes considerables y nocivas para la superestructura. La precarga artificial, inyectando la punta a través de una cámara especial, fig. 14, hasta alcanzar una presión igual o superior a la que le induce la carga de trabajo modifica ese estado, pues pone a los pilotes perforados en situación semejante a los hincados, con lo cual el asentamiento se reduce a menos de la cuarta parte. Por ello es que la precarga se ha tornado en un paso importante en la instalación de pilotes de gran diámetro en arena y otros suelos permeables. Practicada utilizando la fuerza de fricción lateral como reacción total o parcial, constituye un medio eficaz y económico de probar cada pilote y asegurar que la toma de carga se producirá para una deformación situada dentro de los límites compatibles para la superestructura. Por otro lado, como la fricción lateral se desarrolla en todos los suelos rápidamente, para una deformación muy pequeña, que apenas alcanza valores del orden de 1 cm, y es independiente del diámetro del pilote, sólo a través de la precarga se asegura una intervención inicial simultánea de fricción y punta en proporciones que, sin ser iguales, son al me-

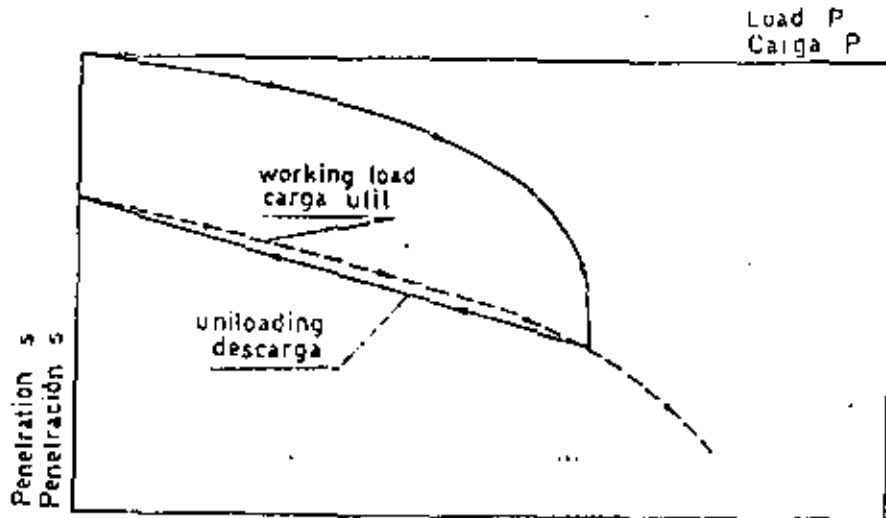


Fig. 15. — Efecto de precarga provocado por la hincada.

nos más parecidas a las que definen la resistencia a rotura. En caso contrario, se agotaría totalmente la fricción antes de que la punta llegase a participar en forma significativa, pues, para que ello ocurra, la deformación necesaria aumenta con el diámetro del pilote.

Tanto la hincada como la precarga dejan en la masa de suelo que rodea el pilote un esfuerzo de fricción remanente que proviene en el primer caso de la recuperación elástica del pilote y del suelo en la que penetra la punta y, en el segundo, de la deformación originada dentro del lazo de histéresis. La fricción se opone a la recuperación y queda remanente un esfuerzo negativo equilibrado en la punta del pilote por una reacción igual y contraria. Por ello, es posible que exista en la fórmula (21) un efecto de escala, función de la relación entre la longitud y el tamaño de la sección transversal del pilote, cuya importancia sólo puede ponerse de manifiesto ensayando pilotes instrumentados de gran diámetro. Asimismo, es dable visualizar que en régimen de trabajo la división de la

carga total entre fricción y punta depende de la magnitud de la fricción remanente y que la fricción total varíe con el tiempo por relajamiento provocado por la fluencia plástica del suelo que rodea el fuste del pilote. También es posible que la disipación lenta de este estado de tensión interna sea responsable del aumento progresivo de resistencia observado por Taveñas¹², al que se hizo referencia al tratar de la resistencia a rotura de pilotes individuales en arena. En ese caso, con el correr del tiempo se aminoraría la acción de sílo indicada en la fig. 6 y cambiarían los estados de tensiones que definen tanto la resistencia de fricción lateral como la de punta, las que tenderían a alcanzar, sin llegar necesariamente, a un aumento lineal con el embebimiento del pilote en la arena. Por ello, es que en ningún tipo de suelo, incluida la arena limpia, los ensayos de carga deben practicarse antes de los 30 días después de instalado el pilote, pues se corre el riesgo de obtener resistencias menores que las que desarrolló la cimentación con el correr del tiempo.

Grupos de pilotes

Lo expuesto hasta ahora se refiere al comportamiento de pilotes individuales. Para extenderlo a grupos de pilotes es necesario estudiar el efecto que sobre la carga de rotura y el asentamiento ejerce la superposición de solicitaciones provenientes de la interferencia mutua entre pilotes. En este estudio el comportamiento de un pilote único sirve de patrón comparativo. La información experimental existente al respecto no es muy amplia, pues se ve limitada por la complejidad y el costo de las instalaciones necesarias para llevar a cabo experimentos que permitan una comprensión cierta del problema. Por ello, el conocimiento es en muchos aspectos más incierto que el que se dispone para los pilotes individuales. La poca evidencia cierta que existe proviene, en parte, de ensayos sobre modelos en escala reducida^{27, 28, 29, 30, 31, 32, 33}. Se describe a continuación considerando por separado las arcillas saturadas y las arenas.

Arcillas saturadas

La capacidad de rotura de un grupo de pilotes hincados en una masa homogénea de arcilla, puede ser menor que la suma de las capacidades individuales. Para estimarla se han seguido dos procedimientos:

1. — Considerar que el grupo de pilotes con el suelo que encierran constituye un bloque rígido³⁴, que se comporta como un cilindro o cajón de fundación. En tal caso, la capacidad de carga a rotura del grupo se calcula como la suma de la resistencia de punta de la base ficticia de tamaño $\bar{B} \times \bar{L}$ más la fricción en el fuste imaginario que corresponde al perímetro del conjunto de los pilotes, fig. 16. Resulta:

$$Q_r = \bar{B} \cdot \bar{L} q_p + (2\bar{B} + 2\bar{L}) q_f \quad (22)$$

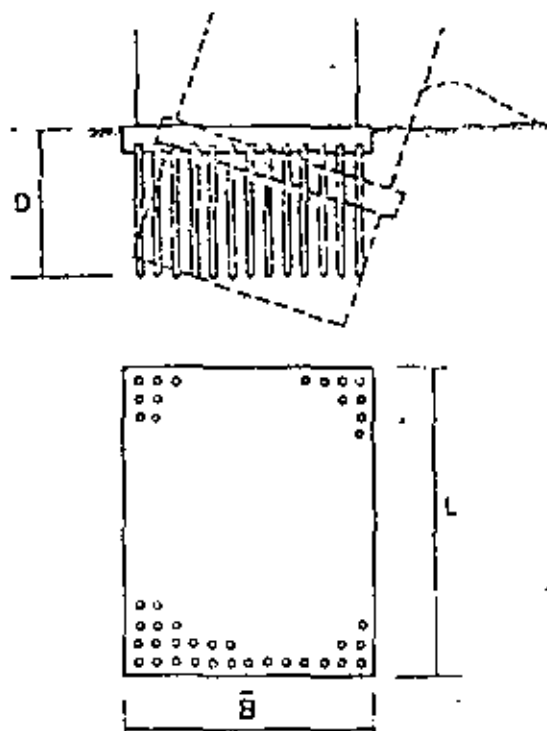


Fig. 16. — Criterio de Terzaghi-Peck para determinar la capacidad de carga de un grupo de pilotes en arcilla.

en la cual:

\bar{B} = Ancho del grupo de pilotes.

\bar{L} = Longitud del grupo de pilotes.

q_p = Resistencia a rotura de la base de tamaño $\bar{B} \times \bar{L}$ situada a la profundidad \underline{D} .

q_f = Resistencia unitaria media al corte del suelo dentro del espesor \underline{D} .

2. — Recurrir a las llamadas fórmulas de eficiencia, de naturaleza netamente empírica, de las cuales una de las conocidas es la de Converse-Labarre³⁵. Introduce un coeficiente η , reductor de la capacidad de carga individual e igual a:

$$\eta = 1 + \frac{\alpha}{90} \left\{ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \cdot n} \right\} \quad (23)$$

en la cual:

m = Número de filas.

n = Número de pilotes por fila.

α = Arco de la tangente de B/s .

B = Diámetro de los pilotes.

s = Espaciamiento de centro a centro de pilotes.

Otra regla consiste en reducir la capacidad de carga de los pilotes de un grupo en aproximadamente el 5% por cada pilote adyacente. La reducción es mayor para los pilotes centrales que para los perimetrales. Para distancia entre pilotes de tres diámetros, los dos criterios mencionados en primera instancia conducen a la conclusión de que, para pilotes hincados en un medio homogéneo, la capacidad de carga a rotura del grupo está comprendida entre 0,75 y 0,8 de la suma de las capacidades individuales. Aumenta a medida que lo hace dicha distancia. Para el primero de los criterios²², la eficiencia llega a uno para una distancia entre pilotes de 3,6 diámetros; para el segundo, el aumento es más paulatino, fig. 17.

La eficiencia sube en medios heterogéneos que aumentan la resistencia con la profundidad, como es sumamente frecuente en los perfiles del suelo que requieren el uso de pilotes. Por ello, a menos que la

distancia entre ejes de pilotes sea menor de 3 B , en tales situaciones la eficiencia suele situarse en las cercanías de la unidad y la capacidad de carga del grupo de pilotes puede tomarse como igual a la suma de las capacidades individuales. Esto es en particular cierto cuando la punta de los pilotes penetra en arcilla compacta o dura. El asentamiento de grupos de pilotes hincados totalmente en arcilla saturada homogénea ha sido motivo de un análisis teórico realizado por Poules²³, como ampliación del que se describirá anteriormente para un pilote individual. Partiendo del asentamiento de un pilote aislado, por integración obtuvo el asentamiento teórico de distintos grupos de pilotes para dos situaciones extremas: cabezal perfectamente flexible y cabezal perfectamente rígido. Este estudio se describe sin dejar de puntualizar que es siempre posible recurrir a la ecuación (16), determinando $\Delta\sigma_z$ como suma de la acción que ejercen los pilotes individuales que constituyen un cabezal y que solicitan al suelo situado por debajo de sus puntas.

Para cabezal rígido y carga centrada, todos los pilotes se asientan por igual y el asentamiento medio se calcula con la expresión:

$$S_g = R_g \cdot n \cdot m \cdot S_1 \quad (24)$$

en la cual:

S_g = Asentamiento del grupo de pilotes.

R_g = Factor de reducción de grupo.

$n \cdot m$ = Número de pilotes que forma el grupo.

S_1 = Asentamiento de un pilote aislado, determinado efectuando ensayos de carga o bien calculado con la fórmula (18), para cuya aplicación el factor de influencia I , puede obtenerse de la fig. 13 o de la tabla I.

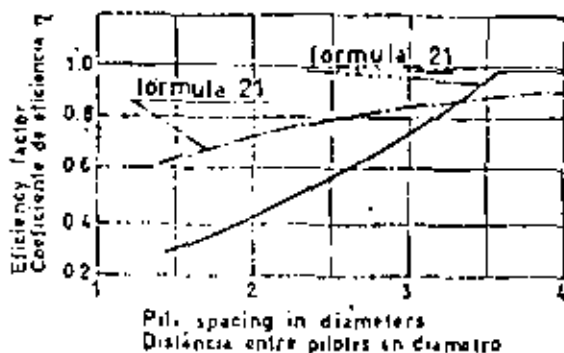


Fig. 17. — Coeficiente de eficiencia para grupos de pilotes en arcilla saturada en función de la distancia entre pilotes.

TABLA I

FACTORES DE INFLUENCIA R_2 PARA UN PILOTE INDIVIDUAL (según Poulos y Davis)

$H/L \setminus L/B$	$\nu = 0.5$			$\nu = 0$		
	10	25	100	10	25	100
∞	1.41	1.86	2.51	1.16	1.47	1.95
5	1.31	1.76	2.41	1.07	1.37	1.86
2.5	1.20	1.64	2.31	0.96	1.27	1.75
1.5	0.98	1.42	2.11	0.83	1.11	1.58
1.2	0.72	1.18	1.89	0.62	0.94	1.44

En cuanto al coeficiente R_2 ha sido calculado para una relación $L/B=25$ y $\nu=0.5$ arrojando los valores que proporciona la tabla II.

La influencia que ejerce la relación L/B y el valor de ν puede estimarse observando que, para una distancia entre pilotes comprendida entre 2.5 y 10 diámetros, el factor de reducción n_2 resulta igual al valor

proporcionado por la tabla II multiplicando por el coeficiente aproximado que se indica en la tabla III.

TABLA III

COEFICIENTES DE AJUSTE PARA LA RELACION L/B Y ν (según Poulos)

Distancia entre pilos de pilotes	Para $\nu = 0.5$		Para $L/B = 25$ $\nu = 0$
	$L/B = 10$	$L/B = 100$	
2.5 d	0.82	1.2	1.10
5 d	0.77	1.3	1.15
10 d	0.74	1.35	1.20

Para un cabezal simétrico perfectamente flexible el asentamiento es máximo en el centro y mínimo en los bordes o en los vértices. En el análisis realizado por Poulos, el asentamiento máximo, S_{max} , se ha referido al asentamiento S_1 que experimentaría el grupo si su cabezal fuese rígido, proporcionando la relación que existe entre S_{max} y S_1 para $L/B=25$ y $\nu=0.5$ como lo indica la tabla IV.

TABLA II

VALORES DE n_2 PARA GRUPOS DE PILOTES CON CAPEZAL RÍGIDO PARA $L/B=25$ y $\nu=0.5$ (según Poulos)

Grupo	$n_1, n_2 = 2 \times 2$					$n_1, n_2 = 3 \times 3$				
	∞	5	2.5	1.5	1.2	∞	5	2.5	1.5	1.2
2.5	0.672	0.653	0.629	0.550	0.443	0.511	0.495	0.479	0.337	0.283
5	0.545	0.519	0.501	0.422	0.348	0.415	0.363	0.339	0.256	0.195
10	0.425	0.403	0.385	0.323	0.291	0.303	0.245	0.220	0.165	0.141

Grupo	$n_1, n_2 = 4 \times 4$					$n_1, n_2 = 5 \times 5$				
	∞	5	2.5	1.5	1.2	∞	5	2.5	1.5	1.2
2.5	0.460	0.409	0.388	0.296	0.206	0.403	0.349	0.323	0.235	0.160
5	0.334	0.277	0.256	0.176	0.128	0.281	0.220	0.194	0.129	0.091
10	0.227	0.166	0.143	0.100	0.083	0.180	0.119	0.100	0.067	0.057

TABLA IV

VALORES DE S_{LIM} , S_1 , PARA $L/B=25$ Y $\nu=0.5$ (según Poulos)

Grupo	$n, m = 3 \times 3$			$n, m = 4 \times 4$			$n, m = 5 \times 5$		
	L/H	1.5	1.2	1.5	1.2	1.5	1.2		
2.5	1.13	1.17	1.16	1.14	1.20	1.17	1.19	1.30	1.24
5	1.13	1.18	1.13	1.15	1.20	1.15	1.21	1.30	1.23
10	1.14	1.15	1.10	1.16	1.16	1.11	1.21	1.20	1.11

En cuanto al asentamiento diferencial entre pilotes para los espaciamientos corrientes, hasta 10 diámetros, y cabezal perfectamente flexible, puede estimarse de la siguiente manera:

Grupo de pilotes	Asentamiento diferencial	
	Asentamiento máximo	
2 × 2	0	
3 × 2	0,10	
3 × 3	0,15	
4 × 4	0,20	
5 × 5	0,25 a 0,30	

Poulos demuestra también que, teóricamente, para las condiciones que corresponden a pilotes hincados en un medio homogéneo formado de arcilla saturada uniforme y una carga de trabajo alejada de la rotura, la mayor parte del asentamiento se produce en forma inmediata, como si se desarrollara en la condición no drenada. La proporción de asiento diferido aumenta a medida que lo hace el número de pilotes que forman el grupo, pero, para las distancias entre pilotes corrientes, para un cabezal de 25 pilotes, no supera el 30% del asentamiento total.

El método de cálculo del asentamiento expuesto requiere un conocimiento del módulo de deformabilidad E_s del medio en que están hincados los pilotes. Si efectivamente la mayor parte del asentamiento es instantáneo, correspondería utilizar de preferencia el módulo E_u que se obtiene la

condición no drenada. Empero, no están dadas todavía todas las pruebas necesarias para asegurarlo¹⁰.

Independientemente del valor práctico que pueda tener el análisis y método de cálculo comentado, resulta evidente que su parte más escabrosa la constituye la determinación del valor del módulo E_s a aplicar en sus fórmulas. Por ello, la forma más efectiva de evitar dicha indeterminación consiste en efectuar ensayos de carga para deducir una relación entre carga y asentamiento y obtener directamente el asentamiento S_1 que corresponde a la sollicitación que soporta cada pilote individual. Obtenido S_1 , se calcula S_2 con la fórmula (21).

Arrias

La capacidad de carga a rotura de un grupo de pilotes hincados en arena es mayor que la suma de las capacidades individuales. Factor determinante en este aumento lo constituye el incremento de la densificación del suelo que se origina con la multiplicación de la hincada. Depende, por tanto, de la densidad relativa inicial de la arena y del procedimiento utilizado para hacer penetrar el pilote. Para pilotes hincados por acción dinámica el aumento de resistencia puede llegar a ser mayor del doble; en cambio, para pilotes instalados por empuje estático, no alcanza a 1.5¹⁶. En ningún caso es menor de uno, cualquiera sea el procedimiento de hincada, razón

por la cual, desde el punto de vista práctico, resulta de interés secundario, pues es costumbre generalizada suponerla igual a uno. No hay experiencia conocida con pilotes perforados.

El cálculo del asentamiento de un grupo de pilotes en arena, debe considerar de manera muy especial el efecto de precarga o bien de aflojamiento de la arena situada debajo de la punta de los pilotes, producido durante el proceso de su instalación. La hincada dinámica modifica el módulo de deformación de la arena en la zona influenciada por la vibración que ésta origina y, en particular, dentro del bulbo de las presiones significativas emergentes de la carga de punta resultante de la penetración del pilote; la precarga, en pilotes instalados por un procedimiento diverso, ejerce el mismo efecto, con la diferencia de que, en este caso, la medición de las presiones aplicadas en la punta permite un mejor conocimiento de la acción ejercida y posibilita la determinación con cierto grado de exactitud del volumen de arena interesado por el respectivo bulbo de presiones significativas, es decir de presiones mayores o de valor similar a las que producirá el pilotaje bajo la carga de servicio, fig. 18. La introducción de pilotes en el terreno por excavación sin posterior precarga da lugar a una indeterminación, resultante del relajamiento de tensiones por debajo de la punta, que es difícil de estimar.

Una vez estimada con suficiente certeza la situación descrita, es necesario determinar el cambio de presiones resultante de la carga de servicio que transmiten los pilotes, para cuyo objeto se dispone como ayuda de cálculo los gráficos y las tablas de las referencias ²⁰ y ²¹. Para aplicarlas es indispensable realizar una nueva estimación, referente a la proporción de la carga total que, en régimen de servicio, se transfiere al suelo por fricción y por la punta. Por las razones repetidamente ex-

puestas relativas a la diferencia en deformación necesaria para desarrollar la resistencia de fricción y la de punta, en régimen de servicio, la proporción mencionada puede ser muy distinta que en estado de rotura. La incertidumbre respecto a una estimación fehaciente obliga, como se ha dicho al principio de esta exposición, a calcular para varias distribuciones de carga posibles.

Obtenidas las distintas distribuciones de tensiones presuntivamente probables, por medio de ensayos triaxiales que sigan el camino de las tensiones o utilizando, por ejemplo, las curvas de la referencia 7', se pueden determinar las variaciones de los módulos de deformación con la profundidad en forma similar a como se realiza cuando se calcula el asentamiento de fundaciones directas ²². Para las zonas que han sido precargadas, el módulo a tomar es de un tercio a un cuarto del valor que le corresponde al suelo virgen.

El procedimiento esquematizado es complejo y para su aplicación requiere buena experiencia y criterio maduro. Por ello, la predicción del asentamiento de grupos de pilotes en arena ha sido objeto de diversas observaciones experimentales que han producido otras tantas fórmulas empíricas para relacionar el asentamiento S_g del grupo con el asentamiento S_i de un pilote individual ^{23, 24, 25, 26, 27}. De ellas se elige aquí la más reciente ²⁸, realizada con grupos de pilotes penetrados por empuje estático en una masa uniforme de arena artificial normalmente consolidada. Llamando \bar{B} al ancho o diámetro del pilote individual y B a la distancia menor entre ejes de pilotes extremos, la relación de asentamiento estaría dada por la expresión:

$$\frac{S_g}{S_i} = \sqrt{\bar{B}/B} \quad (25)$$

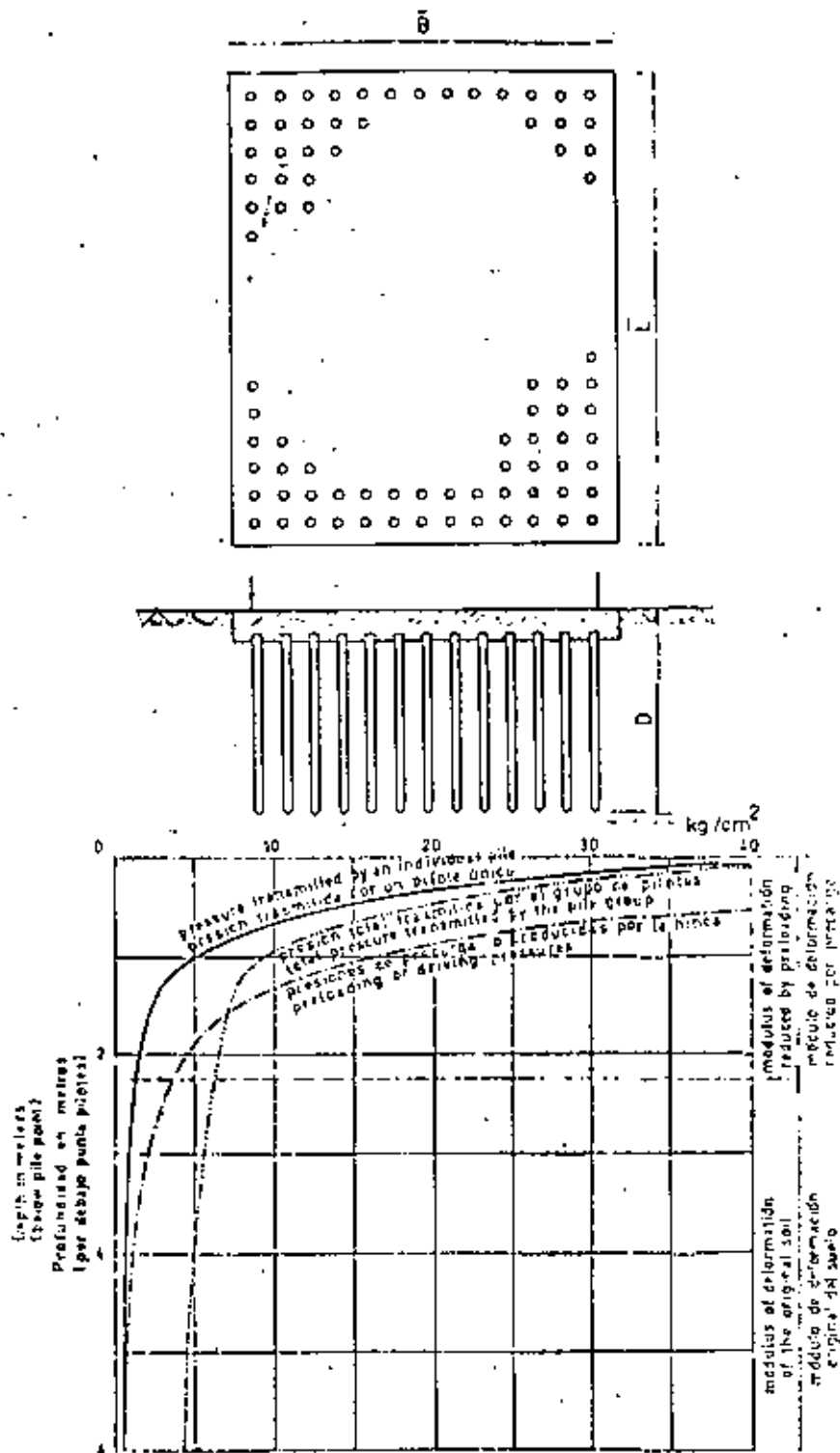


Fig. 18. — Cálculo journal del asentamiento de un grupo de pilotes. Distribución de presión y módulo de deformación.

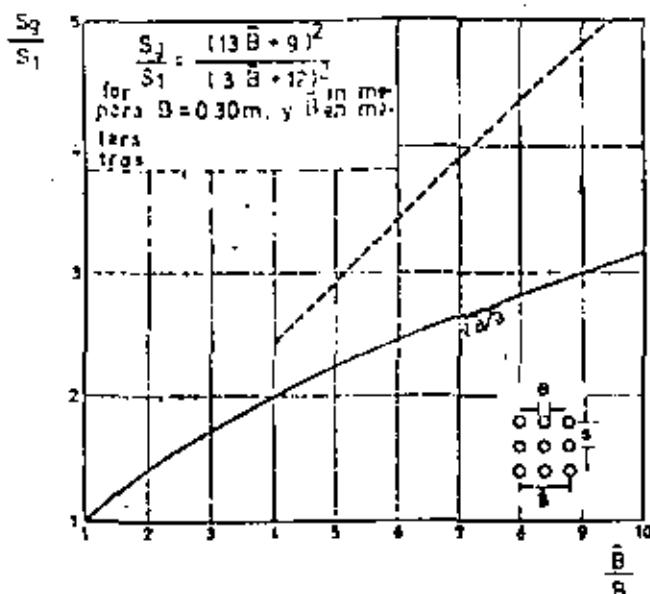


Fig. 19.— Relación entre el asentamiento de un grupo de pilotes en arena y el asentamiento de un pilote único.

según se representa en la fig. 19, donde se incluye también otra de las fórmulas empíricas propuestas.

Esta relación no puede tomarse sino como una estimación preliminar en la cual de ninguna manera están representadas todas las variables que intervienen en el problema. Es dable pensar que la relación mencionada pudo haber sido distinta si los pilotes hubiesen tenido otra longitud que la ensayada, la arena variado de densidad relativa o la instalación practicada por línea dinámica en lugar de empuje estático.

Fórmulas de línea

La posibilidad de relacionar la energía utilizada en la línea con la resistencia que el suelo ofrece a la penetración en una fórmula que sirva de medida de la capacidad de carga de un pilote instalado a golpes de martillo no deja de alimentar la esperanza de quienes quisieran reducir la interacción

pilote-suelo a la medida de la dificultad con que el primero penetra en el terreno o al rechazo que éste ofrece al llegarse al final de su línea (15, 18, 39, 58, 65, 71, 72, 91). Si la esperanza puede abrigar alguna posibilidad de éxito en pilotes instalados en arena limpia muy permeable y otros suelos que reaccionan en forma drenada aún para cargas aplicadas rápidamente, con velocidad similar a la que se produce durante la línea, la manera en que se desarrolla en otras instancias la interacción suelo-pilote torna totalmente imposible el llegar a una solución del tipo buscado que no esté limitada empíricamente a las circunstancias particulares de una formación, un tipo de pilote y un martillo de hincados.

No obstante, el gran cúmulo de experiencia cualitativa, arrastrada por tradición como parte de una técnica constructiva, no hace aconsejable descartar totalmente por ahora las fórmulas de línea, pero el conocimiento de su inconsistencia requiere que su utilización se realice con debida cuenta de sus limitaciones. Proveen una valoración indirecta, puramente empírica y en la mayoría de los casos por defecto (21, 26) de la posible carga de rotura. Con las excepciones del caso, lo corriente es que, en pilotes instalados en arcillas saturadas, resulten exageradamente conservadoras. En cambio, en algunos suelos limosos y arenas finas pueden llegar a convertirse en peligrosas, pues adjudican mayor resistencia que la real. Por ello, a menos que se tenga la experiencia necesaria para saber con certeza dónde encaja la situación que se considera, las fórmulas de línea deben reservarse para usarse sólo en el cálculo del rechazo de pilotes cuya punta penetra en arena limpia y otros suelos no cohesivos muy permeables. Para hacerlo conviene elegir una fórmula simple, avalada por una amplia experiencia, ya que las complejas no proveen, por ser-

la mayor exactitud. Siguiendo este criterio, el Centro Argentino de Ingenieros (8) ha propuesto, para la modificación del Código de la ciudad de Buenos Aires, el uso de la fórmula holandesa, de amplia aplicación en nuestro medio, modificada para involucrar los martillos a explosión, como se indica más adelante al transcribir dicha propuesta que hoy forma parte del código mencionado.

En los casos en que las fórmulas de línea están completamente fuera de lugar, la fijación del rechazo como medio de control de obra debe hacerse hincando el primer pilote en las cercanías de una de las perforaciones o auscultaciones que han servido para definir su longitud eligiendo con criterio el lugar de ensayo. Los pilotes restantes deben alcanzar la misma profundidad y/o un rechazo similar.

Coefficiente de seguridad

Como se afirmó al principio de esta exposición, la gran mayoría de los pilotajes se proyectan dividiendo la carga de rotura por un coeficiente de seguridad adecuado que asegure contra una eventual falla y conduzca, además, a una cimentación que experimente un asentamiento compatible con el funcionamiento de la superestructura. Cuando la carga de rotura se define como lo indica la figura 3 el asentamiento que desarrolla un pilote hincado, para cargas que llegan hasta valores cercanos al de rotura, es pequeño y, a menos que se vea fuertemente incrementado por la influencia de un grupo grande de pilotes, de valor compatible con las deformaciones que aceptan las estructuras comunes. Por ello, para pilotes hincados, el coeficiente de seguridad puede disminuirse sin detrimento para el comportamiento de la cimentación al mínimo que se exige la cobertura de una posible falla.

Uniendo a la circunstancia expuesta el hecho de que la medición del rechazo constituye una verificación pilote por pilote del grado de uniformidad del terreno y, en cierta forma, de la capacidad de carga relativa de cada pilote, resulta evidente que el grado de incertidumbre, en cuanto se refiere a variaciones, respecto a lo previsto en el cálculo, del tipo y valor de la interacción entre la estructura de fundación y el suelo, es mucho menor en un pilotaje hincado que en una fundación directa. Siendo que el coeficiente de seguridad que se usa universalmente para fundaciones directas cuando sólo se consideran las fuerzas principales (peso propio más sobrecarga sin incluir el viento o la fuerza sísmica) es de tres, para pilotes hincados dicho coeficiente puede reducirse a 2,5 como lo ha entendido la reglamentación propuesta por el Centro Argentino de Ingenieros como parte del Código de la Ciudad de Buenos Aires que se transcribe a continuación (8). Los pilotes perforados no se diferencian, en cambio, de las fundaciones directas y requieren un coeficiente de seguridad similar al de éstas, salvo que se los someta a una precarga, en cuyo caso participan de las condiciones de los pilotes hincados.

Reglamentación del código de edificación de la ciudad de Buenos Aires

Con las limitaciones que corresponden a una reglamentación técnica sobre un tema en constante evolución, contempla el estado del conocimiento al instante de su redacción, el que resulta concordante con la exposición realizada en este trabajo. Se transcribe para referencia inmediata.

Pozos de fundación y pilotes perforados

Los pozos de fundación y los pilotes perforados se calcularán de modo que la tensión

máxima transmitida por fricción lateral y por la punta sea igual o menor que las respectivas tensiones admisibles de los suelos interesados y que los asentos provocados por la deformación de los mismos sean compatibles con la función a que está destinada la estructura que soportan.

Cuando la carga admisible se determine en función de los parámetros que definen la resistencia a rotura de los suelos interesados, para las cargas principales (peso propio y sobrecarga), las fórmulas de capacidad de carga serán afectadas de un coeficiente de seguridad igual o mayor de tres. Este valor podrá disminuirse hasta 2,5 siempre que en la determinación de la carga que solicita la fundación se considere la acción del viento. En la estimación de la fricción lateral se tendrá en cuenta el efecto del relajamiento de tensiones horizontales provocado por la excavación del pozo o la perforación y el eventual ablandamiento de las paredes debido al método de excavación o perforación empleado y/o a la absorción de agua al entrar las mismas en contacto con el hormigón fresco durante su vaciado. A menos que se apruebe lo contrario con ensayos de carga adecuadamente instrumentados, la resistencia específica de fricción lateral en rotura no podrá tomarse mayor de 1 kg/cm².

Los coeficientes de seguridad mencionados más arriba sólo podrán disminuirse cuando el estudio de suelos se complementa con un adecuado programa de ensayos de carga. No obstante, en ningún caso podrá el coeficiente de seguridad para las cargas principales más el viento ser menor de 2*.

Pilotes hincados

Los pilotes hincados se calcularán de modo que la tensión máxima transmitida por fricción lateral y por la punta sea igual

o menor que las respectivas tensiones admisibles de los suelos interesados y que los asentos provocados por la deformación del suelo resulten compatibles con la función a que está destinada la estructura que soportan.

Cuando la carga admisible se determine en función de los parámetros que definen la resistencia a rotura de los suelos interesados, las fórmulas de capacidad de carga serán afectadas de un coeficiente de seguridad igual o mayor de 2,5. Este valor podrá disminuirse a dos cuando en la determinación de la carga que solicita la fundación se considere la acción del viento.

Los coeficientes de seguridad mencionados sólo podrán disminuirse cuando el estudio de suelos se complementa con un adecuado programa de ensayos de carga. No obstante, en ningún caso podrá el coeficiente de seguridad para las cargas principales más el viento ser menor de 1,6.

La profundidad a alcanzar con la punta de los pilotes será determinada en función del estudio de suelo, las características de los pilotes a usar y de la carga a resistir. Será controlada en obra mediante la obtención de un rechazo adecuado resultante del perfil del suelo. Para pilotes cuya punta penetre dentro de suelos no cohesivos, este rechazo podrá determinarse utilizando la siguiente fórmula de hincado:

$$s = \frac{2 E}{P} \frac{M}{M+G} \quad (26)$$

s = rechazo en la cual: medido como penetración del pilote en cm. debido a los últimos 10 golpes.

E = energía del martillo en tonelada-centímetros.

P = capacidad de carga admisible del pilote en toneladas.

M = Peso del martillo en toneladas.

G = Peso del pilote más el capacete en toneladas.

* No hay acción sísmica en Buenos Aires.

Las cargas inclinadas se absorberán, en general, mediante pilotes inclinados. Sin embargo, para pilotes de hormigón armado unidos a un cabezal y embebidos en el terreno con una arma igual o mayor de 0,5% de sección transversal bruta podrá aceptarse que cada pilote alcanza a soportar una carga horizontal H de hasta:

$H(\text{kg}) = B^2 (\text{cm}^2)$ para pilotes cuadrados,
 $H(\text{kg}) = (0,8 B)^2 (\text{cm}^2)$ para pilotes circulares.

Siendo B el lado del pilote cuadrado o el diámetro del pilote de sección circular, según corresponda.

Sólo podrán asignárseles la absorción de cargas horizontales mayores mediante la justificación por cálculo o por ensayos de carga.

La línea de los pilotes se efectuará de modo de asegurar su verticalidad, o inclinación, y la posición fijada en los planos. Se admitirá como máximo un desplazamiento horizontal de 10 cm. y una desviación vertical de 2%. En caso de producirse un desplazamiento o una desviación mayor, el proyecto del cimiento será calculado y modificado para soportar las fuerzas excéntricas y horizontales resultantes, debiendo hincarse pilotes adicionales si fuera necesario.

Los pilotes de hormigón armado serán calculados siguiendo las prescripciones establecidas en este Código para las columnas. Podrán ser prefabricados o colados en sitio. En ambos casos el recubrimiento de la armadura no será inferior a 3 cm. Además, en pilotes prefabricados deberá verificarse la armadura a los esfuerzos

que produce el izado; en pilotes colocados en sitio se cuidará que durante el colado la misma conserve su correcta posición y no resulte dañada. Los pilotes colados en sitio deben construirse de modo de asegurar su continuidad, la exclusión de toda sustancia extraña y evitar torcimientos o perjuicios a los pilotes próximos ya terminados.

Conclusión

Una síntesis escogida del estado del conocimiento encierra las limitaciones que surgen del acierto que se pudo haber tenido al seleccionar entre datos e ideas, a veces contrapuestos, para quedarse con los que se consideraron más importantes y acertados. Pero, por otro lado, un trabajo de esta índole donde no se vuelque de una manera decisiva la experiencia y el propio pensamiento del autor no dejaría de ser un agrupamiento amorfo de esas ideas y datos sin aglutinamiento que les dieren unidad.

En la tarea de escoger, me he guiado por dos aspectos importantes:

1. La aplicación al ámbito, en que se desarrolla mi labor profesional y las investigaciones en las que tuve oportunidad de participar.
2. La experiencia que he ganado en la labor docente donde se aprende que, en la tarea de escoger para enseñar, lo más importante es plantear con claridad la esencia de lo que se quiere transmitir de modo que las complicaciones se den por simple agregación.

REFERENCIAS

1. *Bunzerlag Gubtt.* "The Bridge Spanning Lake Maracaibo in Venezuela", 1963.
2. *U.C.P. Committee.* "Experimental studies of bearing capacity of piles in sand", Tokio, Japón, 1960.
3. *Boysell A.* "The axial and lateral load bearing capacity and failure by buckling of piles in soft clay". *Proc. IV Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Londres, 1957.
4. *Hjertum L., Hansen J. B. y Scridson R.* "Geotechnical investigations for a quay structure in Hoston", *Norwegian Geotech.*, Publ. N° 26, Oslo, 1958.
5. *Hjertum L. y Flodin N.* "The development of soil mechanics in Sweden 1900-1925". *Geotechnique*, Londres, 1960.
6. *Hjertum L. y Johannessen I.* "Pore pressures resulting from driving piles in soft clay". *Conf. Pore Pressure and Suction in Soil*, Londres, 1960.
7. *Bolognesi A. J. L.* Discussion: "Tests on instrumented piles, Ogeechee River site". *Journ. Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E.*, nov. 1970.
7. *Bolognesi A. J. L.* "Written contribution to main Session 1". *Proc. VII Int. Conf. on Soil Mecc. and Found. Eng.* México, 1969.
8. *C. A. I.* "Dictamen de la comisión especial del C.A.I. sobre seguridad edilicia en Buenos Aires". *Boletín del Centro Argentino de Ingenieros*, mayo, 1970.
9. *Candrefort H.* "La force portante des groupes de pieux", *Proc. III Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.* Zurich, 1953.
10. *Caquot et Kérisel.* "Traité de mécanique des sols", 4ª ed. Gauthier, Villars, 1960. Hay traducción castellana por L. García Iturbe, G. Linares Esteves y D. Estrada Manchon.
11. *Cassagrande A.* "The structures of clay and its importance in foundation engineering. *Journ. Boston Soc. of Civ. Engrs.* 1932.
12. *Coyte H. M. y Reese L. C.* "Load transfer for axially loaded piles in clay". *Journ. Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E.*, marzo, 1966.
13. *Coyte H. M. y Sulaiman I. H.* "Skin friction for a steel piles in sand", *Journ. Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E.*, noviembre, 1967.
14. *Cummings A. B., Kerkhoff G. O., Peck R. B.* "Effect of driving piles into soft clay". *Proc. A.S.C.E.*, diciembre, 1948.
15. *Challis R. D.* "Pile Foundations", 2nd. Edit. Mc Graw-Hill, Co., Inc., New York, 1961.
16. *De Beer E. E.* "Etude des fondations sur pilotis et des fondations directes", *Annales des Travaux Publics de Belgique*, 1945.
17. *De Beer E. E.* "The Scale effect in the transposition of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations", *Geotechnique*, 1963.
18. *Forchund P. W. y Reese J. L.* "Prediction of pile capacity by the wave equation", *Journ Soil Mech. and Found. Eng. A.S.C.E.*, March, 1964.
19. *Endo M., Mison A., Kawazaki T. y Shibata T.* "Negative skin friction acting on steel pipe pile in clay". *Proc. VII Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.* México, 1969.
20. *Fellenius, Bengt H., Broms, Bengt B.* "Negative skin friction for long piles driven in clay". *Proc. VII Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.* México, 1969.
20. *Geddes J. D.* "Stresses in foundation soil due to vertical subaurface loading", *Geotechnique*, Londres, 1966.
21. *Golden H. Q.* "Some loading tests to failure on piles". *Proc. III Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* Zurich, 1953.
21. *Grilla O.* "Influence scale and influence chart for the computation of stresses due respectively to surface point load and pile load. *Proc. II Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* Rotterdam, Holanda, 1948.
22. *Grundbau Taschenbuch.* Band I. 2. Auflage. Verlag Von Wilhelm Ernst & Sons, Berlin, 1968.
23. *Hansen B.* "A general formula for bearing capacity". *Geoteknisk Institut. Bulletin N° 12.* Copenhagen, 1961.

21. Hansen Brinch. "Some stress - strain relationships for soils". *Proc. VI Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* Montreal, Canadá, 1965.
22. Hansen D. "A revised and extend formula for bearing capacity". *Geoteknisk Institut. Bulletin* Nº 28. Copenhagen, 1970.
23. Housel W. S. "Pile load capacity; estimates and tests results". *Journ. Soil Mech. and Found.* Div. A.S.C.E., julio, 1966.
24. Holz W. G. y Lovitz C. A. "Effects of driving displacement piles in lean clay". *Journ. Soil Mech. and Found.* Div. A.S.C.E., set., 1965.
25. Ireland H O. "Pulling tests on piles in sand". *Proceed. IV Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.* Londres, 1957.
26. Johannessen I. J. y Hjerram L. "Measurement of the compression of a steel pile to rock due to settlement of the surrounding clay". *Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Montreal, Canadá, 1965.
27. Kerisel J. "Fondations profondes en milieux sableux". *Proceed. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.* Paris, 1961.
28. Kerisel J. "Deep foundations basic experimental facts". *Congreso de Cimentos Profundos*, México, 1964.
29. Kerisel J. L. "Vertical and horizontal bearing capacity of deep foundations in clay". *Proceed. bearing capacity and settlement of foundations*, Duke University, 1967.
30. Kerisel J. y Adam M. "Fondations profondes". *Annales Inst. Tech. du Bat. et des Tron. Publics*, Paris, nov., 1962.
31. Kerisel J. y Adam M. "Charges limites d'un pieu en milieux argileux et limoneux". *Proc. Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, México, 1969.
32. Kerisel J. L'Hermite R. y Tcheng Y. "Resistance de pointe milieux pulverulents de serrages divers". *Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Montreal, Canadá, 1965.
33. Kizdi A. "Bearing capacity of piles and piles groups". *Proceed. IV Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.* Londres, 1957.
34. Kikumori Y., Kojima I. "Field tests with regards to pile driving and bearing capacity of piled foundations, Soil and Foundation". Tokio, 1967.
35. Lo K. J. y Steiman, A. G. "Induced pore pressures during pile driving operations". *Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Montreal, Canadá, 1965.
36. Lee I. K. *Soil Mechanics-Selected Topics*, Butterworth, Londres, 1968.
37. Mansur C. I. y Focht, J. A. "Pile loading tests, Morganza way control structure". *Trans. A.S.C.E.* Vol. 121, 1960.
38. Mansur C. I. y Hunter A. H. "Pile tests. Arkansas river project". *Journ. Soil Mech. and Found. Eng.* A.S.C.E. Set., 1970
39. Mc Clelland E., Focht, J. A. y Emrich, W. S. "Problems in design and installation of offshore piles". *Journal Soil Mech. and Found.* Div. A.S.C.E. Nov., 1969.
40. Meyerhoof G. G. "An investigation of the bearing capacity of some bored and driven piles in London clay". *Geotechnique*, Londres, 1952-53.
41. Meyerhoof G. G. "Recherches sur la force portante des pieux". *Annales Inst. Tech. du Bat. et des Tron. Publics*, 1953.
42. Meyerhoof G. G. "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils". *Proceeding. A.S.C.E.* Vol. 82, Separate Nº 866-1956.
43. Meyerhoof G. G. "Compaction of sands and bearing capacity of piles". *Journ. Soil Mech. and Found. Eng.*, A.S.C.E. dic., 1959.
44. Meyerhoof G. G. "The design of Franki piles with special reference to groups in sands". *Proc. Symposium on Design of Pile Foundations, 6th Int. Cong. Bridge and Struct. Eng.* Es-tocolmo, 1960.
45. Mindlin R. D. "Force at a point in the interior of a semi-infinite solid". *Physics*, 1936.
46. Mohan D., Jain C. S. y Kumar V. "Load bearing capacity of piles". *Geotechnique*, Londres, 1963.

49. Mohan D., Jain G. S. y Jain M. P. "A New approach to load tests", *Geotechnique*, Londres, 1967.
50. Moretto O. "An Investigation of the effect of certain factors on the strength and compressibility of clays", Tesis doctoral. Univ. of Illinois, 1946.
51. Moretto O. Soil properties-Shear strength and consolidation. Informe General. División 2. *II Conf. Int. Soil Mech. and Found. Eng.* Montreal, Canadá, 1965.
52. Moretto O. "Rotura y deformación". *La Ingeniería* N° 1000, Bs. As. 1968.
53. Moretto O. Development and mechanism of negative skin friction. Sesión Especial. Fricción negativa y asentamientos de cimentaciones sobre pilotes. *VII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* México, 1969.
54. Moretto O. "Estado inicial de tensiones en los suelos preconsolidados por desecación". *La Ingeniería* N° 1006, Buenos Aires, dic., 1969.
55. Moretto O. The allowable settlement of structures. Panel discussion. *IV Panam. Conf. on Soil Mech. Found. Eng.* Vol. III, Puerto Rico, U.S.A., 1971.
56. Moretto O. "Posibilidades prácticas del planteo probabilista en la determinación del coeficiente de regularidad de las estructuras de hormigón armado". *Sesiones Científicas de Ingeniería. Academia Nac. de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales*, Bs. As., 1971.
57. Moretto O. y Bologna A.J.L. "Cimentaciones con pilotes solicitados por fricción negativa". *Primer Congreso Panam. de Mec. de Suelos y Cimentaciones*, México, 1969.
58. Nordlund K. L. "Bearing capacity of pile in cohesionless soil", *A.S.C.E. J. Soil Mech. Div.*, N° SM3, pp. 1-35, 1963.
59. Núñez E., Varidé O. A., Bologna A. J. L., Moretto O. "Algunas Relaciones entre los métodos de cálculo de la carga permisible y el comportamiento real de pilotes de hormigón". *III Congreso Panam. de Mec. de Suelos e Ingeniería de Fund.* Caracas, 1967.
60. Olson R. E. y Fluitt K. S. "Pile - driving formulas for friction piles in sand", *Journ. Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E.*, nov., 1967.
61. Orrje O. y Broms B. "Effects of pile driving on soil properties". *Journ. Soil Mec. and Found. Div. A.S.C.E.*, set., 1967.
62. Peck R. B. "A study of the comparative behaviour of friction piles". *Special Report 30*, Highway Research Board, 1955.
63. Poulos H. G. "Analysis of the settlement of pile groups", *Geotechnique*, Londres, etc., 1968.
64. Poulos H. G. y Davis E. H. "The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers", *Geotechnique*, Londres, set., 1968.
65. Poulos H. G. y Matthes B. E. "The behaviour of axially loaded end-bearing piles", *Geotechnique*, Londres, 1969.
66. Salas J. A. S. y Belzunce S. A. "Résolution théorique de la distribution des forces dans des pieux". *Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng.*, Montreal, Canadá, 1965.
67. Scanlan R. H. "Dynamic prediction of pile static bearing capacity", *Journ. Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E.*, marzo, 1969.
68. Seed H. B. y Reese L. C. "The action of soft clay along friction piles", *Trans. A.S.C.E.*, 1957.
69. Sherman F. A. "The anticipated and observed penetration resistance of some friction piles in clay", *Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Paris*, 1961.
70. Sherman, W. C. "Instrumented pile tests in a stiff clay". *Proc. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, México, 1969.
71. Skempton, A. W. "Cast in-situ bored piles in London clay", *Geotechnique*, Londres, 1959.
72. Skempton, A. W. Discussion: "The planning and design of the new Hong Kong airport". *Proc. Inst. Civil Engrs.* Londres, 1957.
73. Skempton, A. W. "Summing up". *Symp. large bored piles*. Londres, 1966.
74. Skempton, A. W.; Yasulu, A. A. y Gibson, R. E. "Theorie de la force portante des pieux". *An. Inst. Tech. du Bat. et des Trav. Publics*, 1958.
75. Smith, E. A. L. "Pile-driving analysis by the wave equation". *Journ. Soil Mech. and Found. Eng.*, A.S.C.E. Agosto, 1960.
76. Sudeberg, L. O. "Consolidation theory applied to foundation pile time effects". *Geotechnique*. Londres, 1962.

74. *Stewart, A. G., Sibson, R. C. y Jaccato, M.* "Behaviour of various types of piles in a stiff clay Proceed". VII Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. México, 1969.
75. *Stuart, J. G.; Hanna, J. H. y Naylor, A. H.* "Notes on the behaviour of model pile groups in sand". Proc. Symp. on Pile Foundations. Estocolmo, 1960.
76. *Tarquas, F.* "Discussion Tests on instrumented piles, Ogeechee river site". Journ. Soil Mech. Found. Eng. A.S.C.E. Nov. 1970.
77. *Taylor.* Fundamentals of soil mechanics. John Wiley & Sons, 1948.
78. *Terzaghi, K.; Peck, O.* "Soil Mechanics in Engineering Practice". 2nd. Ed. John Wiley and Sons, 1967.
79. *Thurman, A. G. y D'Appolonia, E.* "Computed movement of friction and end bearing piles embedded in uniform and stratified soils". Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Montreal, Canadá, 1965.
80. *Tomlinson, M. J.* "The adhesion of piles driven in clay soils". Proceed. IV Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Londres, 1957.
81. *Vardi, O. A.; Núñez, E.; Holguera, A. J. L.; Masetta, O.* "Behaviour of large tanks piled foundations on clay". Progress report. Sesión Especial. "Fricción negativa y asentamientos de cimentaciones sobre pilotes". VII Int. Congr. on Soil Mech. and Found. Eng. México, 1969.
82. *Vesic, A. S.* "Bearing capacity of deep foundations in sand". National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, Nº 30, 1963.
83. *Vesic, A. S.* "Investigations of bearing capacity of piles in sand". Proceed. Congreso sobre cimientos Profundos. México, 1964.
84. *Vesic, A. S.* "Model investigations of deep foundations and scaling laws". Congreso sobre Cimientos Profundos. México, 1964.
85. *Vesic, A. S.* "Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand". Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Proceedings of a symposium, Duke University, 1965.
86. *Vesic, A. S.* "A study of bearing capacity of deep foundations". Final Report, Project B-180, Georgia Institute of Technology, Atlanta, U.S.A., 1967.
87. *Vesic, A. S.* "Experiments with instrumented pile groups in sand". Symposium on deep foundations, Spec. Tech. Publ. Nº 444, San Francisco, California, ASTM Spec. Techn. Publ. June 24, 1968.
88. *Vesic, A. S.* "Tests on instrumented piles, Ogeechee River site". Journ. Soil. Mech. and Found. Div. A.S.C.E. Marzo, 1970.
89. *Whitaker, T.* "Experiments with model piles in groups". Géotechnique. Londres, 1957.
90. *Whitaker, T. y Cooke, R. W.* "A new approach to pile testing". Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. París, 1961.
91. *Whitaker, T. y Cooke, R. W.* "Bored piles with enlarged bases in London clay". Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Montreal, Canadá, 1965.
92. *Whitaker, T. y Cooke, R. W.* "An investigation of the shaft and base resistances of large bored piles in London clay". Proc. Symp. Large bored piles. Londres, 1966.
93. *Williams, G. M. S. y Colman, R. H.* "The design of piles and cylinder foundations in stiff, fissured clay". Proceed. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Montreal, Canadá, 1965.
94. *Woodward, R. S.; Lundgren, R. y Buitano, S. D.* "Pile loading tests in stiff clays". Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. París, 1961.
95. *Yung Nai-Chen.* "Redriving characteristics of piles". Journ. Soil Mech. and Found. Eng. A.S.C.E. Julio, 1956.
96. *Zeevaert, L.* "Compensated friction — pile foundation to reduce the settlement of buildings on the highly compressible volcanic clay of Mexico City". Proceed. IV Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Londres, 1957.
97. *Zeevaert, L.* "Reduction of point bearing capacity of piles because of negative friction". Proc. I Conf. Pan. de Mec. de Suelos y Cimentaciones. México, 1959.
98. *Zeevaert, L.* "Consideraciones generales sobre problemas relacionados con cimentaciones de pilotes y pilas". Congreso de Cimientos Profundos. México, 1964.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

PROF. J. DAVID MALAGON OROZCO

MAYO 1983

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Por (*)

GABRIEL MORENO PECERO.

GENERALIDADES.

Dentro del curso de Cimentaciones Superficiales corresponde tratar en esta parte el análisis de capacidad de carga, es decir, se trata por lo tanto de responder a la pregunta: ¿qué esfuerzo permite el suelo que le imponga un cimiento superficial de manera que la estructura de la que forma parte ese cimiento, se comporte adecuadamente?

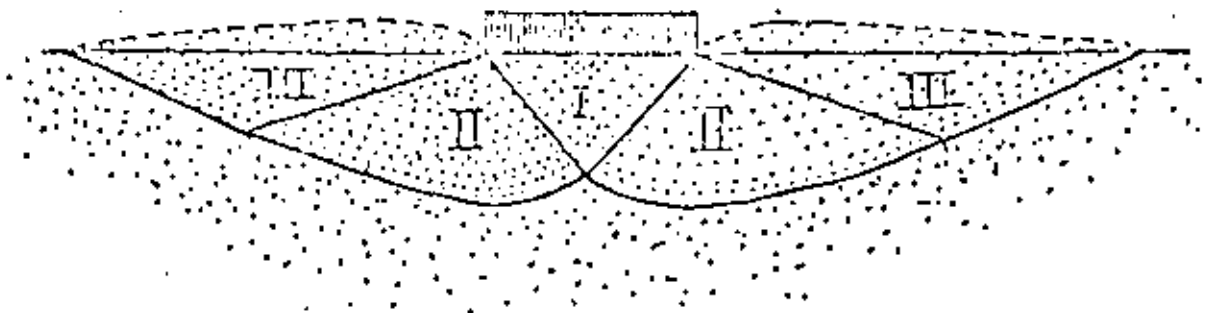
Los anteriores expositores han comentado ya, -- los tipos de cimentación superficial que se emplean comúnmente y los estudios previos que se requieren hacer para determinar el cimiento más conveniente a una estructura dada, que comprenden tanto al aspecto técnico de determinar las características mecánicas (resistencia, deformabilidad, etc.) del material o los materiales en que se efectuará el apoyo de los cimientos, así como la consideración de los aspectos económicos, de manera que mediante el conocimiento de los resultados de esos estudios previos, se pueda ahora pasar a determinar la llamada capacidad de carga del cimiento elegido.

(*) Ingeniero Civil.-Maestría en Ingeniería.-Profesor de Mecánica de Suelos en la U.N.A.M. y en la Universidad Iberoamericana.-Jefe de la Oficina de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Obras Públicas.

En términos generales se pueden distinguir tres tipos de fallas:

- A).- Falla por corte general.
- B).- Falla por corte local.
- C).- Falla por punzonamiento.

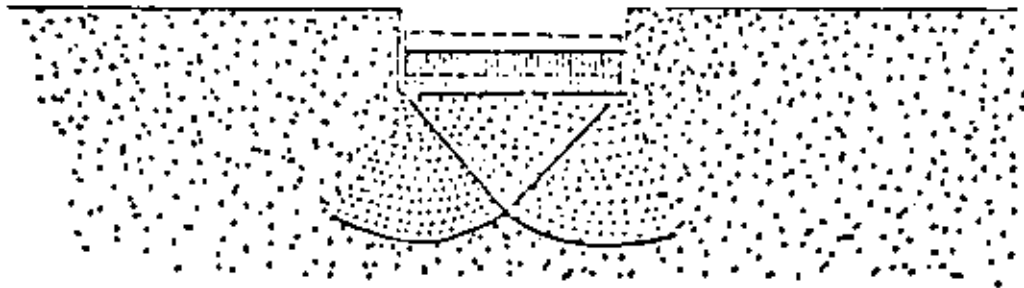
La falla por corte general se caracteriza por la aparición de una superficie de deslizamiento continua, desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno, como puede observarse en la figura.



FALLA GENERAL.

En términos generales la falla es súbita y catastrófica, la cimentación se inclina y existe una tendencia al hundimiento en el suelo adyacente a los lados de la cimentación, aunque el colapso final del suelo se produce de un solo lado.

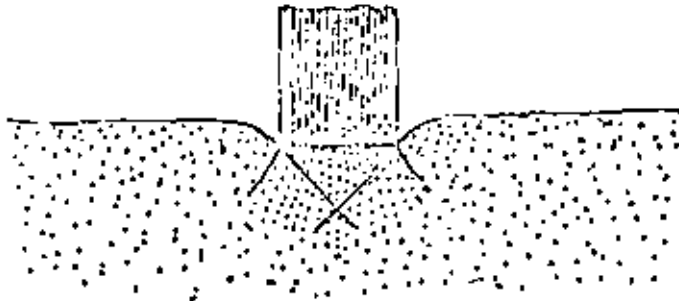
La falla por corte local es aquella en que la superficie de falla sólo se define claramente en la inmediata vecindad del cimiento. En general, existe una marcada tendencia al hundimiento del material de apoyo, a los lados de la cimentación y un hundimiento de la misma, tal que si se llega a valores del orden de la mitad del ancho o diámetro del cimiento, puede lograrse que la superficie de falla se desarrolle hasta la superficie exterior del terreno de apoyo, es decir, para pasar de una falla de corte local a una de corte general, en este caso, se requiere provocar un hundimiento considerable. En este tipo de falla, no se produce colapso catastrófico ni inclinación de la cimentación, la que más bien se empotra en el terreno movilizándose la resistencia de los estratos más profundos.



FALLA LOCAL.

La falla por punzonamiento significa un movimiento vertical de la cimentación, debido a la compresión del terreno inmediatamente debajo del cimiento. Este tipo de falla no es —

fácilmente observable, la penetración subsiguiente de la zapata, -- se debe a la rotura por corte alrededor de la cimentación. El terreno fuera del área de carga casi ni se entera de la presencia -- del cimiento. Con excepción de pequeños y bruscos movimientos ver ticales de la cimentación, no se observa en esta inclinación.



FALLA POR PUNZONAMIENTO.

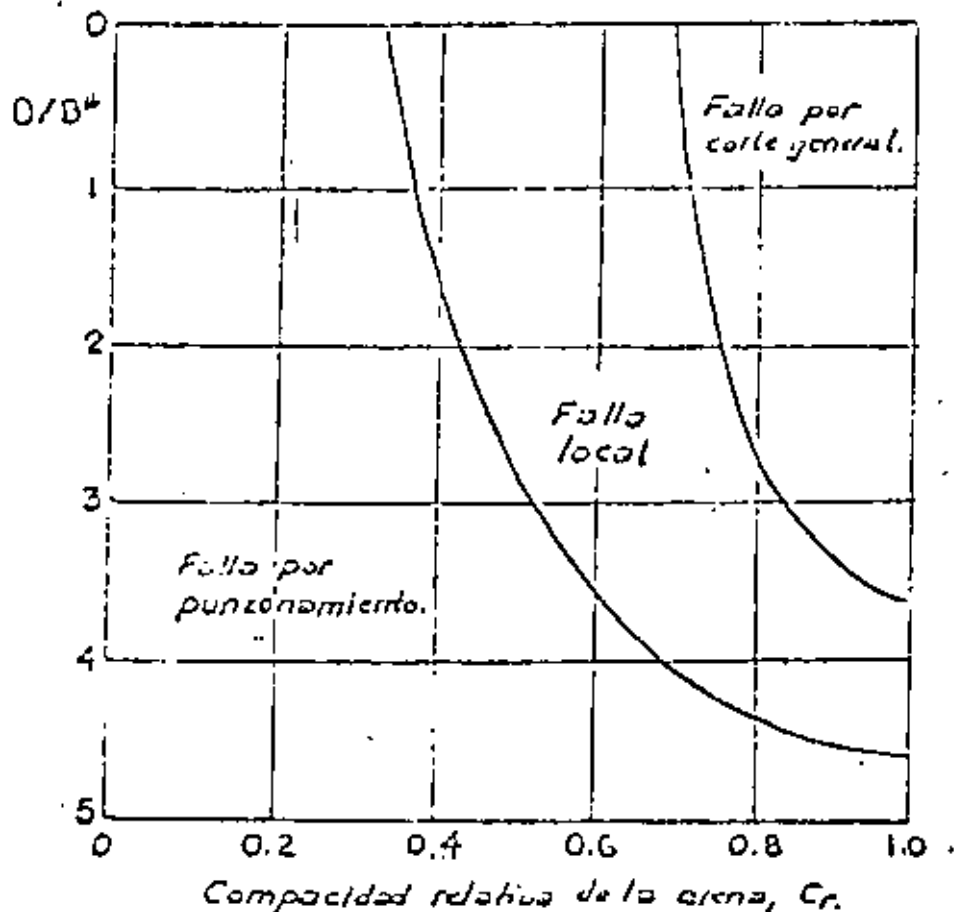
Una cuestión que surge de inmediato, es el determinar los factores de los que depende el que se presente en la práctica un cierto tipo de falla. Si se analizan todos ellos, se llega a la conclusión de que el más importante, en el sentido de que su influencia es fundamental, es la compresibilidad relativa del suelo donde se efectúa el apoyo. En términos generales, si por ejemplo, se tiene un suelo incompresible, la falla será de tipo general, si por el contrario el suelo es muy compresible, (con respecto a su resistencia) la falla que se presentará será por punzonamiento. Un hecho que en primera instancia no se siente muy lógico, pero que las experiencias al respecto así lo han determinado, es el de que la clase de suelo no es un factor que influya en el --

tipo de falla que se presente. Las experiencias que existen, indican que si se tiene un cimiento sobre arena compacta, lo común es que se produzca una falla de tipo general, mientras que, la misma zapata apoyada en arena suelta provocará una falla por punzonamiento, sin embargo, si la zapata se coloca sobre la arena compacta pero a una cierta profundidad, la falla ocurrirá por punzonamiento o también si bajo la arena compacta existe un estrato de suelo deformable.

También se ha observado que una cimentación en una arcilla saturada y comprensible, puede fallar por corte general si el procedimiento constructivo que se siga es tal que no se genere cambio de volumen en el suelo, en tanto que, en el mismo suelo, la falla puede ser por punzonamiento si se permite cambio de volumen del suelo de cimentación, por ejemplo, si la carga se aplica con relativa lentitud en la práctica.

Lo anterior no deja de ser cualitativo, por ello, los investigadores han tratado de introducir algunos parámetros tales como el llamado índice de rigidez que constituya un intento de tener ciertos parámetros que al cuantificarlos puedan determinar el tipo de falla que puede presentarse.

En la figura se muestran gráficamente los resultados de una serie de experiencias realizadas por Vesic, en el caso de arenas, para determinar el tipo de falla que puede presentarse en función de la compactación relativa de la arena y de una relación en que interviene la profundidad de desplante.



$B^* = B$ para zapatas cuadradas o circulares.

$B = 2Bl / (B + L)$ para zapatas rectangulares.

(Ref. Vesic, A. Capacidad de carga de cimentaciones profundas en arena).

Résulta entonces evidente que la capacidad de carga del material de cimentación, dependerá del tipo de falla que se presente y que la "falla" sólo se define con claridad en el caso de falla por corte general, puesto que, en los otros tipos de falla se lleva implícita la variable deformación, por ello, han surgido algunos criterios para determinar la carga límite de falla, - por ejemplo, aquel que la define como el punto en que la pendiente de la curva esfuerzo- asentamiento se vuelve horizontal.

Por lo antes escrito, es necesario determinar de qué magnitud son las deformaciones que producen las fallas por corte local y por pandeo.

Algunas experiencias al respecto, debidas a Simpson, indican que en arcillas saturadas los asentamientos pueden ser del 3 al 7 por ciento del ancho de la zapata, valores que se aumentan hasta un 15% a medida que las zapatas son más profundas. En el caso de arenas, De Beer, Meyerhof, Madsen y Vesic, han encontrado que en el caso de zapatas superficiales los asentamientos necesarios para llegar a las cargas límites de falla, varían del 5 al 15%, magnitudes que pueden alcanzar el 25% para zapatas profundas. Se ha encontrado que a medida que las zapatas aumentan de tamaño, los valores antes mencionados tienden a sus magnitudes máximas.

DETERMINACION DE LA CARGA LIMITE DE FALLA.

Existen algunas teorías en relación al cálculo de la carga límite de falla, todas están limitadas casi exclusivamente a soluciones obtenidas haciendo la hipótesis de tener un sólido rígido plástico, que no muestra ninguna deformación antes de que se produzca la falla por corte, y después de ella se supone que se produce un flujo plástico a esfuerzo constante. Las teorías también contemplan casi siempre, el caso de falla general, modificando los resultados para tomar en cuenta el caso de materiales de apoyo compresibles. En términos generales, las teorías mencionadas, suponen un material de apoyo homogéneo y ocupando un semi-espacio con resistencia:

$$c = c + \sigma \tan \phi$$

Q_f = Capacidad de carga a la falla, en unidades de fuerza.

c = Cohesión.

γ = Peso volumétrico de material de apoyo.

D_f = Profundidad de desplante.

N_c y N_q , factores de capacidad de carga adimensionales cuyo valor depende exclusivamente del ángulo φ .

Para el caso de considerar un material friccionante ($c = 0$) y apoyado en la superficie del material de apoyo ($D_f = 0$) se puede obtener:

$$Q_f = 1/2 \gamma B^2 N_q$$

donde:

Q_f = Capacidad de carga a la falla en unidades de fuerza.

B = Ancho del cimiento.

N_q = Factor de capacidad de carga, adimensional.

Para los casos de materiales de apoyo de comportamiento intermedio ($c \neq 0$, $\varphi \neq 0$) se acepta la superposición de cargas y efectos y se llega a la ecuación:

$$Q_f = c N_c + D_f \gamma N_q + 1/2 \gamma B^2 N_q$$

Ecuación que se conoce como de Terzaghi.

El hecho de aceptar superposición de causas y efectos presupone que la forma de la superficie de falla va a ser la misma en el caso de un material de apoyo de comportamiento friccionante y en el de uno de comportamiento cohesivo y aún en el de material de comportamiento cohesivo-friccionante. Esta hipótesis -- que desde luego no es correcta, conduce a errores que dejan un margen de seguridad que no pasa de 17 a 20% para ψ comprendido entre 30° y 40° y que es igual a cero para $\psi = 0$.

La observación de los valores de los coeficientes de capacidad de carga, permite hacer algunas conclusiones interesantes.

Las se tienen:

ψ	N_c	N_q	N_3	N_c/N_q	N_c/N_3	N_c/N_3
0°	5.14	1.0	0	0.20	∞	∞
15°	12.98	3.94	2.65	0.36	4.14	1.46
30°	30.14	18.4	22.4	0.61	1.34	0.62
45°	133.88	134.88	271.76	1.01	0.49	0.49

Primera.- En suelos de comportamiento cohesivo no se incrementa notablemente la capacidad de carga si se profundiza el cimentamiento, en cambio esto sí se logra si se incrementa aunque sea poco, la resistencia del material de apoyo.

Segunda.- En suelos de comportamiento cohesivo, la capacidad de carga en unidades de esfuerzo, no depende del ancho B del cimiento.

En la tabla que se anexa a estas notas, aparecen indicados los valores de los coeficientes de capacidad de carga que se han obtenido para diferentes valores del ángulo φ .

Al hacer el exámen de las variaciones de los coeficientes N_c , N_q , y N_γ , obtenidos en diferentes soluciones teóricas del problema, se encuentra que es el tercero el que sufre mayor variación en su magnitud, ya que se encuentran valores de la tercera parte al doble de los que se indican en la tabla mencionada.

Actualmente continúa la investigación del problema de la evaluación de la capacidad de carga y existe tendencia a unificar el criterio en el sentido de utilizar los valores de los coeficientes de capacidad de carga que aparecen en la tabla anexa.

En lo que sigue se harán algunos comentarios de peso a factores que influyen en la determinación de la capacidad de carga, que son:

- a).- Dimensiones del cimiento.
- b).- Compresibilidad del material de apoyo.
- c).- Rugosidad de la base del cimiento.

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

19a

N_1	N_2	N_3	N_4/N_1	ton 2
0	5.14	1.00	0.00	0.00
1	5.35	1.09	0.07	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.25
15	10.96	3.94	2.65	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.31
18	13.10	5.23	4.07	0.32
19	13.93	5.69	4.66	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.35
21	15.82	7.07	6.20	0.38
22	16.83	7.82	7.13	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.42
24	19.32	9.60	9.41	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63
32	35.49	23.18	30.22	0.65
33	38.64	26.09	35.19	0.68
34	42.16	29.44	41.06	0.70
35	46.12	33.30	48.03	0.72
36	50.59	37.75	55.31	0.75
37	55.63	42.92	66.19	0.77
38	61.35	48.93	78.03	0.80
39	67.87	55.95	92.25	0.82
40	75.31	64.20	109.41	0.85
41	83.86	73.50	130.72	0.88
42	93.71	85.38	155.55	0.91
43	105.11	99.02	186.54	0.94
44	118.37	115.31	224.64	0.97
45	133.69	134.68	271.76	1.01
46	152.10	158.51	330.35	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08
48	199.26	222.31	496.01	1.12
49	229.93	265.51	613.16	1.15
50	266.69	319.07	762.80	1.19

- 9.- De Beer, E. E. y Vonić, A., "Etude expérimentale de la capacité portante du sable sous des fondations directes établies en surface", Annales des Travaux Publics de Belgique 59, N° 3 -- (1958), pp 5-58.
- 10.- Meyerhof, G. G., "An Investigation of the Bearing Capacity of Shallow Footings on Dry Sand", Proc., II International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, Rotterdam (1948), pp 237-243.
- 11.- Meyerhof, G.G., "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol 2 (1951), pp 301-332.
- 12.- Meyerhof, G.O., "Influence of Roughness of Base and Ground -- Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol 5, N° 3 (1955), pp 227-242.
- 13.- Skempton, A.W., "An Investigation of the Bearing Capacity of a Soft Clay Soil", Journal of the Institution of Civil Engineers, Vol 18, Londres (1942), pp 307-321.
- 14.- Skempton, A.W., "The Bearing Capacity of Clays", Proc., Building Research Congress, Londres (1951), pp 160-189.
- 15.- Terzaghi, K., "Erdbaumechanik auf Bodenmechanischer Grundlage", Wien (1925).
- 16.- Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Nueva York (1943)
- 17.- Terzaghi, K., y Peck, R.B., "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley and Sons, 2a. ed. (1966), pág. 729, Nueva York (1948).

- 18.- Terzaghi, G.P., "Soil Mechanics, Foundations and Earth - Structures", McGraw-Hill Book Co. Inc., Nueva York (1951).
- 19.- Vucic, A., "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, # 39 (1963), pp 112-153.
- 20.- Vucic, A., "Análisis de la Capacidad de carga de Cimentaciones Superficiales", (1974), Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

CAPACIDAD DE CARGA

MAYO 1983

Se requiere aumentar el área de la zapata. Por ejemplo $D = 4.00 \text{ m}$

$$f_{\text{max}} = \frac{120}{4.0^2} + \frac{50 \times 6}{4.0^3} = 7.50 + 4.69 = 12.19 \text{ Ton/m}^2$$

p.p. $\frac{1.08}{13.27} = < 1.33 \times \frac{1}{10}$

Se acepta esta área

$$f_{\text{mín.}} = 7.50 - 4.69 = 2.81$$

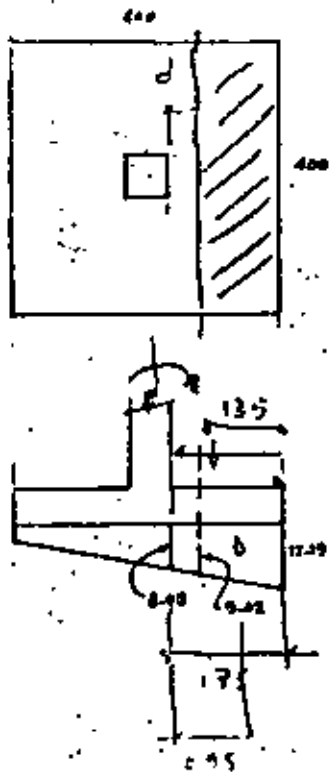
Para esta condición el factor de carga es menor = 1.15

$$V_u = 1.15 \times \left(\frac{9.02 + 12.19}{2} \right) \times 1.35 \times 4.00 = 65.8 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.85 \times 0.5 / 200 \times 400 \times 40 = 96 \text{ Ton} > V_u$$

$$M_u = 1.15 \times \left(\frac{8.02 + 12.19}{2} \right) \times 1.75 \times 0.95 = 19.4 \text{ Ton-m}$$

$$\frac{M_u}{\phi W_j} \rightarrow \rho \quad A_s \quad S$$



REVISIÓN DEL INCREMENTO DE CORTANTE POR EFECTO DEL MOMENTO

$$\frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{1}} = 0.60 \quad (\text{Fracción de } M \text{ tomado por Flexión})$$

$$c_1 = c_2 = 50 \quad \alpha = 1 - 0.60 = 0.40 \quad (\text{Fracción de } M \text{ que hace variar el cortante})$$

$$d = 40$$

$$M = 50 \text{ Ton-m} \quad \text{or} \quad M = 20 \text{ Ton-m}$$

$$C_{AB} = 0.45 \text{ m} \quad (\text{distancia del eje al borde de la sección crítica})$$

$$J_c = \frac{0.40 \times 0.90^3}{6} + \frac{0.90 \times 0.40^3}{6} + \frac{0.40 \times 0.90^3}{2} \quad (\text{Momento polar de inercia})$$

$$= 0.0486 + 0.0096 + 0.1458 = 0.204 \text{ m}^4$$

$$\Delta \tau = \frac{M C_{AB}}{J_c} = \frac{2\,000\,000 \text{ k} \times 45}{20\,400\,000} = 4.4 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Incremento de cortante})$$

$$\tau_{AB} = 1.15 \left(\frac{120\,000}{360 \times 40} + 4.4 \right) = 24.6 \text{ Kg/cm}^2 > 0.85 \sqrt{f'_c} = 12.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Se aumentará el peralte $d = 45 \text{ h} = 50$. El incremento de peso no es significativo y puede conservarse la misma área de la zapata

$$\alpha = 0.40 \quad \text{or} \quad M = 20 \text{ Ton-m}$$

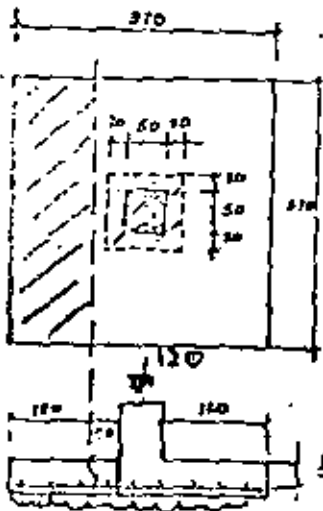
DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

carga de servicio 120 Ton $f_c = 1.5$ $f'_c = 200$ $v_c = 10 \text{ Ton/m}^2$

$f_y = 4200$ Col = 50 x 50

Area necesaria = $\frac{120 \times 1.1}{10} = 13.2 \text{ m}^2$ $B = 3.63$

Se pondrá $B = 3.70$



Adherencia:

Se debe verificar que la longitud disponible para anclaje sea mayor que la long. de desarrollo de la varilla a 1/2 bró.

Peralte necesario por cortante

$V_{\text{real}} = \frac{120}{3.70} = 8.76 \text{ Ton/m}^2$

$v = \frac{V}{b \cdot d}$

\bullet p.p. = $\frac{1.08}{4.84} < 10 \text{ Ton/m}^2$

Suponiendo $d = 40$ $h = 45$

$b_o = 50 \times 4 = 360 \text{ cm}$

$V_c = \phi \sqrt{f'_c} \times b_o \cdot d = \sqrt{200} \times 360 \times 40 \times 0.85 = 173\,000 \text{ kg}$

$V_u = 1.5 (120 - 0.90^2 \times 8.76) = 169 \text{ Ton} < V_c$

Se acepta el peralte propuesto

Peso propio = $0.45 \times 2.2 = 1.08 \text{ Ton/m}^2$

Revisión como viga ancha

$V_u = (1.20 \times 3.70 \times 8.76) \times 1.5 = 58.3 \text{ Ton}$

$V_c = 0.86 \times 0.5 \sqrt{f'_c} b \cdot d = 0.85 \times 0.5 \sqrt{200} \times 370 \times 40$

$V_c = 85\,100 \text{ kg} = 85.1 \text{ Ton} > V_u$

Diseño por flexión

$M_u = 1.5 \times (8.76 \times \frac{1.60^2}{2}) = 16.8 \text{ Ton/m}$
para una franja de 1.00 m

$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1\,680\,000}{0.9 \times 100 \times 40^2} = 11.6$

$p = 0.0029$

$A_s = 0.0029 \times 100 \times 40 = 11.6 \text{ cm}^2$

$s_{1/2} = \frac{1.27 \times 100}{11.6} = 10 \text{ cm}$

Supóngase ahora que para una condición de viento, se presenta un momento en la base de la columna, de 50 Ton-m.

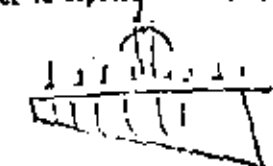
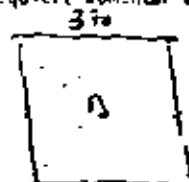
$e = \frac{M}{P} = \frac{50}{120} = 0.42 \text{ m}$ $e/B = \frac{42}{370} = 0.12 < 1/6$

La resultante cae dentro del núcleo central. Se puede emplear la gráfica auxiliar o bien aplicar la fórmula de la escurria para calcular los esfuerzos.

$f_{\text{max}} = \frac{120}{3.70} + \frac{50 \times 6}{3.70^2} = 8.76 + 8.92 = 14.68 \text{ Ton/m}^2$

\bullet p.p. = $\frac{1.08}{15.76} = 1.33 \times 10$

Se requiere aumentar el área de la zapata, por ejemplo $B = 4.00 \text{ m}$



$\frac{J}{\gamma_{12}} = \frac{L^4}{C}$

$$c_{1,2} = 0.475$$

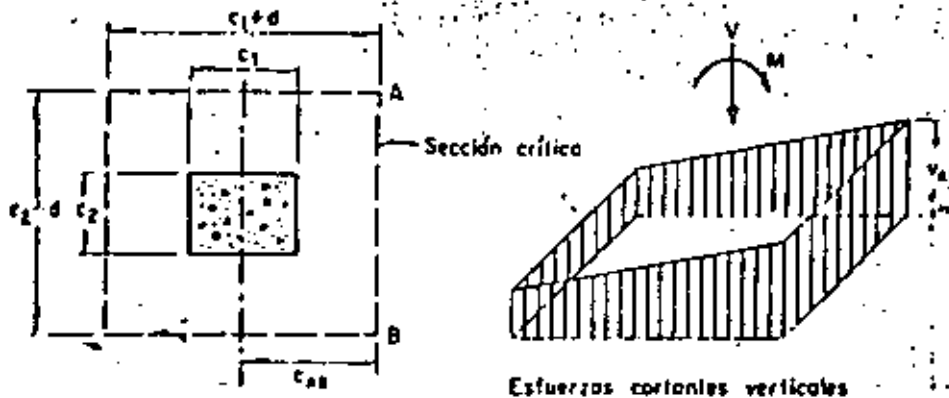
$$J_c = \frac{0.45 \times 0.90^3}{6} + \frac{0.90 \times 0.45^3}{6} + \frac{0.45 \times 0.90^3}{2} = 0.232 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{c,AB} = \frac{2\,000\,000 \times 45}{23\,200\,000} = 3.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{AB} = 1.15 \left(\frac{170\,000}{380 \times 45} + 3.9 \right) = 12.4 \text{ Kg/cm}^2 \approx 12.1 \text{ Se acepta}$$

$$\text{Diseño por flexión: } \frac{M_u}{B b d^2} = \frac{1\,940\,000}{0.9 \times 100 \times 45^2} = 10.6 \quad \rho = 0.0028$$

$$A_s = 12.6 \text{ cm}^2 \quad f_5 = 15 \text{ cm}$$

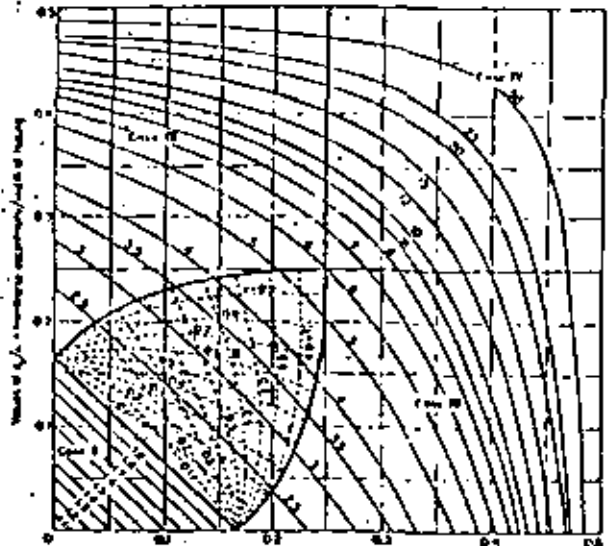


$$v_{AB} = \frac{V}{A} + \frac{\sigma_{c,AB}}{J_c}$$

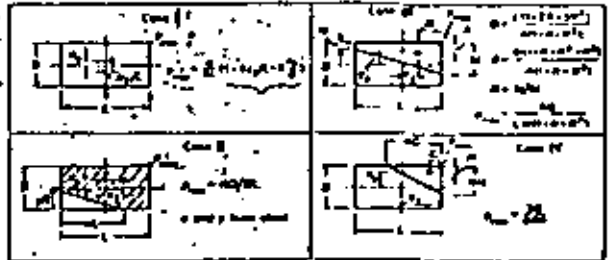
$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Cálculo del esfuerzo cortante máximo para una columna interior



Values of ϕM_c = Imperial units only (length of beam)
 Solid curves are values of ϕV_c
 Maximum ultimate $V_u = 0.6 M_u$
 ϕ = strength reduction factor



(18) Rectangular beam, double reinforcement. Allow AREA.

Tabla 2. LÍMITES MÁXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS EN LA CIMENTACIÓN*

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto	Límite	
Valor medio en el perfil	30 cm	
Velocidad del componente referido	1 cm/semana	
b) Inclinación media		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100 + 3h)$ por ciento	h = altura de la construcción, en m
En el funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas		
Tipo de estructura o elemento	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de la drilla recocido o bloques de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.003
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o si los se encuentran desligados de los muros
Paredes móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas sacas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Sobrellos de concreto con juntas	Cambio de pendiente en las juntas	0.015

* Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 265 del Reglamento.

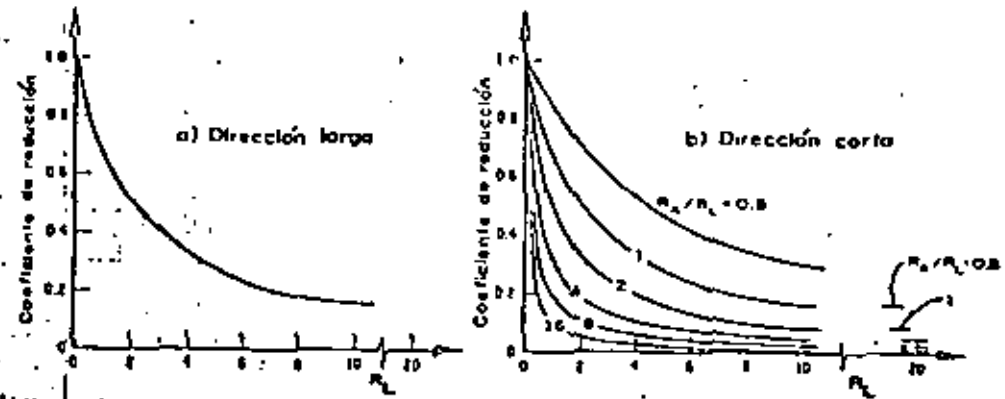


Fig. 6. Coeficientes de reducción para calcular asentamientos diferenciales

Para estructuras constituidas principalmente por marcos con cimentaciones de planta general rectangular y peso por metro cuadrado aproximadamente uniforme, cimentadas en zapatas o losas corridas, el análisis de interacción suelo-estructura podrá realizarse por el procedimiento simplificado siguiente:

- se calcularán los hundimientos diferenciales suponiendo nulas las rigideces de la subestructura y superestructura
- los hundimientos diferenciales obtenidos en la dirección larga de la planta de cimentación se multiplicarán por el coeficiente de reducción dado por la fig 6a
- los hundimientos diferenciales obtenidos en la dirección corta de la planta de cimentación se multiplicarán por el coeficiente de reducción dado por la fig 6b

TABLA 10. VALORES DE I_p

L_x/L_y	I_p	L_x/L_y	I_p
0.000	0.000000	0.500	0.745872
0.025	1.773169	0.525	0.750952
0.050	1.492583	0.550	0.736778
0.075	1.363607	0.575	0.723285
0.100	1.272246	0.600	0.710416
0.125	1.201265	0.625	0.698121
0.150	1.143311	0.650	0.686357
0.175	1.094557	0.675	0.675084
0.200	1.052197	0.700	0.664268
0.225	1.015082	0.725	0.653976
0.250	0.981852	0.750	0.644080
0.275	0.951851	0.775	0.634255
0.300	0.924523	0.800	0.624979
0.325	0.899441	0.825	0.616029
0.350	0.876278	0.850	0.607386
0.375	0.854771	0.875	0.599034
0.400	0.834710	0.900	0.590956
0.425	0.815922	0.925	0.583136
0.450	0.798263	0.950	0.575562
0.475	0.781616	0.975	0.568220
		1.000	0.561100

Las cantidades R_A y R_L que aparecen en las figuras 6a y 6b se calcularán como sigue:

$$R_A = \frac{64 \sum E I_x}{E_s L_x^2 A} \quad (10)$$

$$R_L = \frac{64 \sum E I_y}{E_s L_y^2 A} \quad (11)$$

donde

$\sum E I_x, \sum E I_y$

sumas de $E I$ de las trabes de la subestructura y de la superestructura con respecto a los ejes x y y (el eje x es paralelo al ancho de la cimentación y el y al largo)

E módulo de elasticidad (para elementos de concreto deberá tomarse en tercio del módulo a 28 días)

I momento de inercia centroidal de la sección (para elementos de concreto se considerará la sección bruta)

L_x, L_y ancho y largo de la cimentación, respectivamente

$$\epsilon_s = \frac{1}{(\delta_c - \delta_u)} \quad (12)$$

hundimientos del centro y de una esquina, respectivamente, del área de cimentación debidos a la presión neta actuando uniformemente y suponiendo nulas las rigideces de la subestructura y de la superestructura

I_p coeficiente adimensional obtenido de la tabla 10

q presión neta uniforme

A área de la cimentación

APLICACION DEL METODO SIMPLIFICADO
PARA EL ANALISIS DE LA INICRACION

Cuando las hundimientos diferenciales del suelo son mayores que los permitidos, se puede calcular factores de reducción que se obtienen de la forma siguiente para la columna analizada anteriormente.

$$\left. \begin{aligned} R_A &= \frac{6 E I_1 \delta_2}{E_1 L_1^3 A} \\ R_L &= \frac{6 E I_2 \delta_1}{E_2 L_2^3 A} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{FACTORES PARA ENTRAAR} \\ \text{EN LAS GRAFICAS} \end{array}$$

$E = \frac{10000 \text{ T/m}^2}{5} = 2000000 \text{ T/m}^2$ $A = 310 \text{ m}^2$, área de la cimentación
por facha de la periferia tienen un $I = 0.0333 \text{ m}^4$ y las interiores $I = 0.0902 \text{ m}^4$

Puesto que en ambas direcciones se tiene al mismo número de fachas, $\Sigma E I_1 = \Sigma E I_2 = 2 \cdot 1000000 (0.0333 + 0.0902)$
 $= 97384 \text{ Tm}^2$

$$F_0 = \frac{I_f \cdot L_f}{(\delta_1 - \delta_2)}$$

$I_f = 0.61$ obtenida de la Tabla 10 para $\frac{L_f}{L_f} = \frac{15}{12} = 0.23$

$f = 2.115 \text{ T/m}^2$ presión uniforme sobre el suelo.

$L_f = 15.00 \text{ m}$

$\delta_1 = 4.35 \text{ cm}$, hundimiento del terreno sobre en el centro de la cimentación

$\delta_2 = 3.17 \text{ cm}$, hundimiento del suelo en una esquina

$$F_0 = \frac{0.61 \cdot 2.115 \cdot 15.0}{0.0435 - 0.0317} = 697 \text{ T/m}^2$$

$$R_A = \frac{6 \cdot 97384}{697 \cdot 15^3 \cdot 310} = 0.147$$

$$R_L = \frac{6 \cdot 97384}{697 \cdot 12^3 \cdot 310} = 0.102$$

Para la dirección larga, coeficiente de reducción = 0.95

Para la dirección corta, 0.85

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS AND MATS

x = kern distance perpendicular to neutral axis towards Fiber 1 or 2 in $\text{cm}^2 A$, ft (in)
 A = base area of footing, sq ft (sq m)

342 Resultant outside kern area. If the resultant of all forces falls outside the kern area, but inside the boundaries of the footing base, the resultant of the triangular soil pressure developed under this condition must be of the same intensity and of opposite direction as the resultant R_0 of the acting forces.

The safety factor against overturning F_s shall be calculated from:

$$F_s = \frac{M_{\text{overturning}}}{M_{\text{resisting}}} \quad (3)$$

$$F_s = \frac{M_{\text{overturning}}}{R_{\text{soil}} \cdot x} \quad (3)$$

where

- x = distance of the pressure edge from the centroid of the base area, ft (m)
- $M_{\text{overturning}}$ = total overturning moment, kip-ft (metric ton-m)
- $M_{\text{resisting}}$ = smallest vertical load (kips) (metric tons) occurring simultaneously with $M_{\text{overturning}}$
- b = width of pressure edge, ft (m)
- R_{soil} = soil pressure at failure (kips per sq ft) (metric tons per sq m) as determined by tests

As a first approximation F_s may be taken as 1.5.

6—GRID FOUNDATIONS AND STRIP FOOTINGS SUPPORTING MORE THAN TWO COLUMN LOADS

6.1—General

Grid foundations should be analyzed as independent continuous strips using column loads proportioned in direct ratio to the stiffness of the strips acting in each direction. The following design procedures defined for continuous strip footings will also apply for grid foundations.

6.2—Footings supporting rigid structures

Continuous strip footings supporting structures which because of their rigidity will not allow the individual columns to settle differentially should be designed as rigid footings with a linear distribution of soil pressure. This distribution can be determined on the basis of simple statics.

To determine the approximate rigidity of the structure, an analysis must be made comparing the combined stiffness of the footings, superstructure framing members, and shear walls with the stiffness of the soil. This relative stiffness K_r will determine whether the footing should be considered rigid or flexible.

The following formulas may be used in this analysis:

$$K_r = \frac{E I_f}{L_f^3} \quad (4)$$

where

- E = modulus of elasticity of the materials used in the structure, kips per sq ft (metric tons per sq m)
- I_f = moment of inertia of the structure per unit length, in^4/ft (m^4/m)
- L_f = moment of inertia of the footing per unit length, in^4/ft (m^4/m)
- E_s = modulus of elasticity of the soil, kips per sq ft (metric tons per sq m)
- b = width of footing, ft (m)

An approximate value of $E I_f$ per unit length of building can be determined by summing the flexural rigidity of all walls ($E I_w$), the flexural rigidity of each framed member ($E I_f$) and the flexural rigidity of any shear walls ($E I_s^2/h$) where t and h are the thickness and height of the walls, respectively.*

*Approved by the American Institute of Steel Construction, Inc., and the American Institute of Architects, Inc., 1961.

6.4.—Design procedure for flexible footings

Continuous strip footings which are found to be flexible shall be designed on the basis of subgrade modulus theory.

The designer can refer to standard textbooks* and articles for the appropriate formulas.

6.5.—Simplified procedure for flexible footings

The evaluation of moments and shears can be simplified from the procedure involved in the classical theory of a beam supported by subgrade reactions if the footing meets the following basic requirements:[†]

1. Minimum number of bays is three
2. Variation in adjacent column loads is not greater than 20 percent
3. Variation in adjacent spans is not greater than 20 percent
4. Average of adjacent spans is between the limits $1.75/l$ and $3.50/l$

If these limitations are met, the contact pressures can be assumed to vary linearly with the maximum value under the columns and a minimum value at the center of each bay. The moment under an interior column located at i can be determined as

$$M_i = - \frac{P_i}{4l} (0.24\bar{l} + 0.16) \quad (8)$$

where

- \bar{l} = average of adjacent spans, ft (m)
- P_i = column load at point i , kips (metric tons)
- k = characteristic length = $\sqrt[4]{k_s b / 14 E I}$, ft⁻¹ (m⁻¹)
- E = modulus of elasticity of footing, kips per sq ft (metric tons per sq m)
- I = moment of inertia of footing, ft⁴ (m⁴)
- k_s = as defined in Section 6.3

The contact pressure for the full width of the footing under an interior column load located at point i can be determined as:

$$p_i = \frac{5P_i}{l} + \frac{48M_i}{l^2} \quad (9)$$

The minimum contact pressures for the width of the footing at the middle of the adjacent spans can then be determined as

$$p_{mi} = 2P_i \frac{l_r}{l_i \bar{l}} - p_i \frac{\bar{l}}{l_i} \quad (10)$$

$$p_{mr} = 2P_i \frac{l_i}{l_r \bar{l}} - p_i \frac{\bar{l}}{l_r} \quad (11)$$

For equal spans and equal loads

$$p_m = \frac{2P_i}{l} - p_i = - \frac{48M_i}{l^2} - \frac{3P_i}{l} \quad (12)$$

By considering each part of a combined footing extending from center to center of adjacent bays separately, we obtain at the middle of each bay two minimum contact pressures. These contact pressures are not necessarily alike because each was computed on a different basis. For calculation of the positive moment, they can be replaced by \bar{p}_m (see Fig. 6.5b).

$$\bar{p}_m = \frac{p_{mli} + p_{mri}}{2}$$

The moment of the simply supported beam becomes:

$$M_o = \frac{l^2}{48} (p_{mi} + 4\bar{p}_m + p_{mr}) \quad (14)$$

and the midspan moment results as:

$$M_m = M_o + \bar{M}_i \quad (15)$$

*Hetényi, M., *Beams on Elastic Foundation*, University of Michigan Press, 1948.
[†]Kramrisch, Fritz, and Rogers, Paul, "Simplified Design of Combined Footings," *Proceedings*, ASCE, V. 88, SM5, Oct. 1961, pp. 19-44.

$$E'I_B = E'I_F + \Sigma E'I_n + \Sigma \frac{E'ah^3}{12} \quad (5)$$

Computations indicate that as the relative stiffness K , increases, the differential settlement decreases rapidly.

For $K_r = 0$, the ratio of differential to total settlement is 0.5 for a long footing and 0.35 for a square one.

For $K_r = 0.5$, the ratio of differential to total settlement is about 0.1.

If the analysis of the relative stiffness of the footing yields a value above 0.5, the footing can be considered rigid and the variation of soil pressure determined on the basis of simple statics.

If the relative stiffness factor is found to be less than 0.5, the footing shall be designed as a flexible member using the foundation modulus approach as described under Section 6.4.

6.3—Columns spacing

The column spacing on continuous footings is important in determining the variation in soil pressure distribution. If the average of two adjacent spans \bar{l} in a continuous strip having adjacent loads and column spacings that vary by not more than 20 percent of the greater value is less than $1.75/\lambda$ the footing can be considered rigid and the variation of soil pressure determined on the basis of simple statics.

If the average of two adjacent spans \bar{l} as limited above is greater than $1.75/\lambda$ the design of the footing shall be governed by subgrade modulus theories.

For general cases falling outside the limitations stated above, the critical spacing at which the subgrade modulus theory becomes effective has to be determined individually.

Evaluation of the factor λ can be made on the basis of the following formulas:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s b}{4E_c I}} \quad (6)$$

$$k_s = S k_r \quad (7)$$

where

k_s = coefficient of vertical subgrade reaction, kips per cu ft (metric tons per cu m)

k_r = basic value of coefficient of vertical subgrade reaction for a square area with width $b = 1$ ft (0.3 m), kips per cu ft (metric tons per cu m)

b = width of footing, ft (m)

S = size or shape factor for a footing on a particular type of soil

E_c = modulus of elasticity of concrete, kips per sq ft (metric tons per sq m)

I = moment of inertia of footing, ft⁴ (m⁴)

For sandy soils the size factor S can be determined from the following formula:

$$S = \left(\frac{b+1}{2b} \right)^2$$

with a limiting value of 0.25 for large footings.

For clay soils the shape factor S can be determined from the following formula:

$$S = \frac{n+0.5}{1.5n}$$

where n is the ratio of the longer side to the shorter side of the footing. For extremely long footings, where n approaches infinity, S can be assumed as 0.67.

Values for k_r can be determined from the results of field tests performed on the subgrade of the proposed structure or they can be estimated on the basis of empirical values in "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction" by Terzaghi.

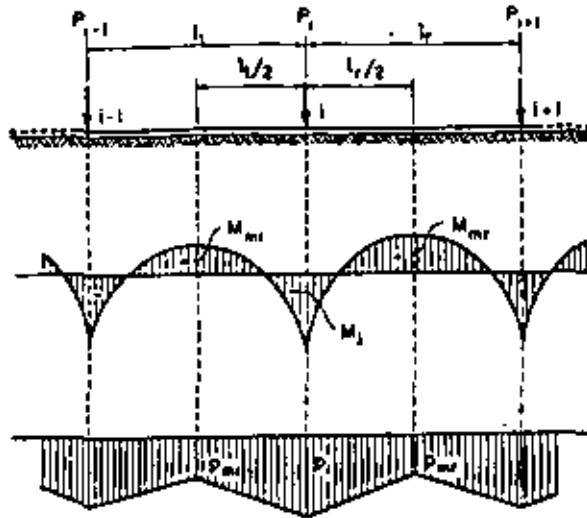


Fig. 6.5a — Moment and pressure distribution at interior column

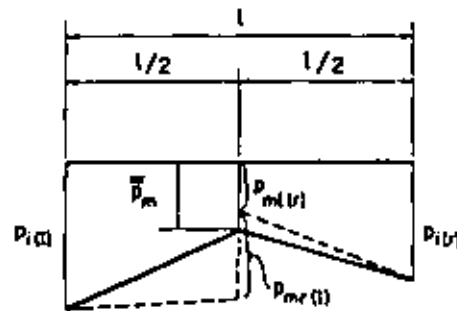


Fig. 6.5b — Pressure distribution over an interior span

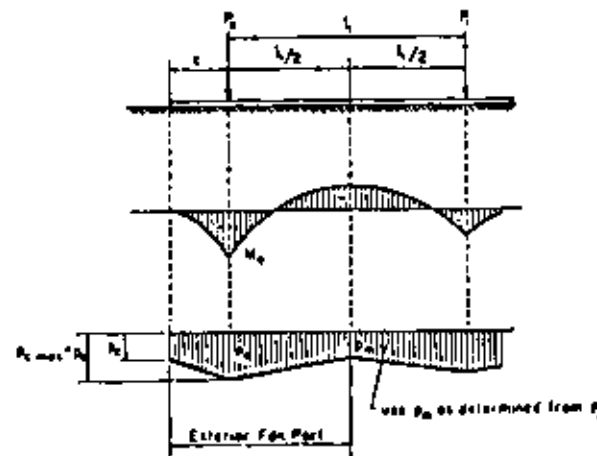


Fig. 6.5c — Moment and pressure distribution at exterior columns

where \bar{M}_i is the average of the negative moments M_i at each end of the bay.

The moment under exterior columns (Fig. 6.5c) can be determined as:

$$M_e = - \frac{P_e}{4\lambda} (0.13\lambda l_1 + 1.06\lambda c - 0.50) \dots \dots \dots (16)$$

or

$$M_e = - \left(\frac{4P_e - p_m l_1}{4c + l_1} \right) \frac{c^2}{2} \dots \dots \dots (17)$$

Use lower value from these two equations.

If Eq. (16) governs the moment under the exterior column, the con-

$$D = \frac{E_c t^3}{12(1 - \mu^2)} \quad (21)$$

in which μ is Poisson's ratio.

4. The radius of effective stiffness L is then calculated as follows:

$$L = \sqrt[4]{\frac{D}{k_s}} \quad (22)$$

5. Radial and tangential moments from each load at points where design maxima are indicated are computed on the basis of the following formulas:

$$M_r = -\frac{P}{4} \left[Z_4 \left(\frac{r}{L} \right) - (1 - \mu) \frac{Z_3' \left(\frac{r}{L} \right)}{\frac{r}{L}} \right] \quad (23)$$

$$M_t = -\frac{P}{4} \left[\mu Z_4 \left(\frac{r}{L} \right) + (1 - \mu) \frac{Z_3' \left(\frac{r}{L} \right)}{\frac{r}{L}} \right] \quad (24)$$

where

- r = distance of point under investigation from point load along radius, ft (m)
- L = radius of effective stiffness, ft (m)
- M_r, M_t = radial and tangential moments (polar coordinates) for a unit width of mat, kip-ft per ft (metric tons per m)
- P = concentrated load, kips (metric tons)
- Z_3, Z_4, Z_4' = functions which can be found in Table III, *Beams on Elastic Foundations*, by Hetényi

6. To convert radial and tangential moments to rectangular coordinates the following formulas are used:

$$M_x = M_r \cos^2 \phi + M_t \sin^2 \phi \quad (25)$$

$$M_y = M_r \sin^2 \phi + M_t \cos^2 \phi \quad (26)$$

7. The shears for a unit width of mat can be determined from the following:

$$Q = -\frac{P}{4L} Z_3' \left(\frac{r}{L} \right) \quad (27)$$

8. When the edge of the mat is located within the radius of influence of the column load under analysis, shears and moments are computed along the boundary on the basis that the discontinuity does not exist. Couples and shears equal and opposite to those determined at the boundary are applied to satisfy the known conditions. These corrections are superimposed on previously calculated moments to give actual values for design.

9. When a stiff foundation wall occurs at the edge of a mat, the mat in this region can be designed as a series of strips perpendicular to the foundation wall assuming that the load from the wall acts as a line load along the edge of the mat. These strips are designed as beams on an elastic foundation and the moments from this analysis are added to those moments determined from the analysis of the interior column loads at points where each has an effect.

8—ADDITIONAL STRESSES FROM SOIL CONSOLIDATION

Stresses determined from the subgrade modulus theories do not take into account the long-term consolidation settlements which may occur. It will be necessary to determine the over-all settlement of the structure from a soil settlement analysis and superimpose the stresses from the

tact pressures under the exterior column and at the end of the beam can be determined from

$$p_r = \frac{4P_c + \frac{6M_c}{c} - p_m l_1}{c + l_1} \dots (18)$$

$$p_e = -\frac{3M_c}{c^2} - \frac{p_r}{2} \dots (19)$$

If Eq. (17) governs the moment under the exterior column, the contact pressures are determined from:

$$p_r = p_e = \frac{4P_c - p_m l_1}{4c + l_1} \dots (20)$$

7—MAT FOUNDATIONS

7.1—Rigid footing procedure

Where column spacing is less than 1.75/l₁ or the mat supports a rigid superstructure as defined in Sections 6.2 and 6.3, a uniform or linear distribution of soil pressure can be assumed and the design based on statics.

7.2—Flexible footing procedure—Uniform conditions

When the mat and superstructure are considered flexible as defined by the analyses discussed under Sections 6.2 and 6.3, and the variation in adjacent column loads and spans is not greater than 20 percent, the mat may be analyzed as strip footings in lieu of the general procedure indicated in Section 7.3. The mat area is divided into strip footings of widths equal to the distance between midspans. Each strip is considered as an independent unit and must be analyzed using the full column loads in each direction. Either the simplified procedure of Section 6.5 or the classical approach of Section 6.4 may be used to solve for moments and shears.

The contact pressure at intersecting strips is the average from the contact pressures found from the investigation of the individual strips in each direction.

7.3—Flexible footing procedure—General condition

For the general case of a flexible mat supporting columns at random locations with varying intensities of loads, the design procedure is based on plate theories.* The effect of a concentrated load on a typical mat has been found to be damped out quite rapidly. It is possible, therefore, to consider the mat as a plate and determine the effect of a column load in the area surrounding the load. By superimposing all the column loads within the zone of influence, the total effect of all the column loads at any point is determined. This zone of influence is generally not large and it will not be necessary to consider columns further than two bays in all directions to determine stresses at a particular point in most problems. Since the effect of each load is transmitted through the mat in a radial direction, the use of polar coordinates is necessary.

The following procedure is recommended:

1. Mat thickness *t* is assumed from shear analysis to permit evaluation of stiffness.
2. The modulus of subgrade reaction is established as discussed previously.
3. The flexural rigidity of the mat *D* is calculated as follows:

*Schlichter, Ferdinand, *Kreisplatten auf elastischer Unterlage*, 1926, Julius Springer, Berlin.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

**MÉTODOS PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD DE CARGA
DE CIMIENTOS SOMEROS**

MAYO 1983

TEMA III

MÉTODOS PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMIENTOS SOMEROS.

SUBTEMAS

- 3.1. INTRODUCCION
 - 3.1.1. Definición de Conceptos
 - 3.1.2. Selección de Objetivos
 - 3.1.3. Antecedentes Históricos
 - 3.1.4. Propiedades del Subsuelo
 - 3.1.4.1. Resistencia al Esfuerzo Cortante
 - 3.1.4.2. Compresibilidad
 - 3.1.4.3. Pruebas "In Situ"
- 3.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA
 - 3.2.1. Modelos Elementales
 - 3.2.2. Mecanismo de Falla
 - 3.2.3. Soluciones
 - 3.2.3.1. Fórmulas teóricas (Terzaghi, Meyerhof, - - Skempton)
 - 3.2.3.2. Pruebas de Carga
 - 3.2.3.3. Reglamentos de Construcción
- 3.3. FORMULAS TEORICAS (Aplicación)
 - 3.3.1. Suelos Friccionantes (arenas, arenas limosas, etc.)
 - 3.3.2. Suelos Cohesivo Friccionantes (limos arenosos, arcillas arenosas, etc.)
 - 3.3.3. Suelos Cohesivos (arcillas)
 - 3.3.4. Rocas
 - 3.3.5. Factor de Seguridad
- 3.4. PRUEBAS DE CARGA
 - 3.4.1. Procedimiento
 - 3.4.2. Cálculo e Interpretación
 - 3.4.3. Limitaciones
- 3.5. REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION
 - 3.5.1. Alcance
 - 3.5.2. Interpretación
 - 3.5.3. Peligros
- 3.6. CONCLUSIONES DEL TEMA III

3.1. INTRODUCCION

Es bien conocido desde que el hombre empezó a construir sobre el suelo, que existe un valor máximo, particular para cada caso, de la carga que puede aplicarse al terreno sin producir falla. A esto se le ha dado en llamar capacidad de carga.

Auscultando el problema con más detalle puede observarse que existen dos casos de falla:

- a. Falla por rotura del suelo
- b. Falla por deformación excesiva del suelo

El primer caso ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es sobrepasada, merced a la obra construída, y, por ello el suelo se rompe y la estructura gira en su base, colapsándose. Este tipo de falla es de tipo "catastrófico" y se asocia a problemas de resistencia al corte (Fig.1).

El segundo caso se presenta cuando el subsuelo de cimentación se deforma sin romperse, a tal grado que la estructura pierde su "funcionalidad" pero no su "estabilidad".

Este tipo de falla no es catastrófico en principio, pero dadas las deformaciones a largo plazo que puede provocar en las estructuras es posible que en algunos casos lo sea. Este comporta

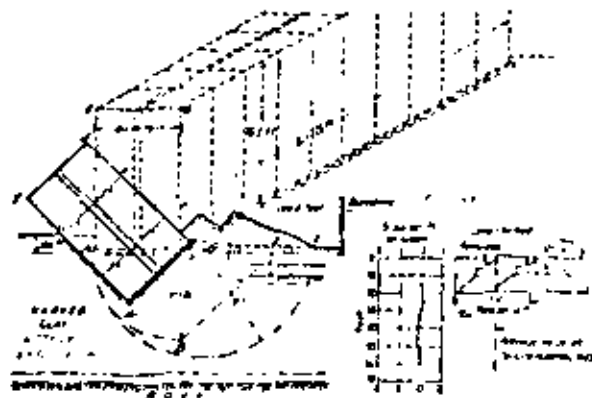


FIG. 4-24. Faults before and after failure of the slab shown in the photographs of Fig. 4-23. (After American Institute of Steel Construction, Inc., 1940.)

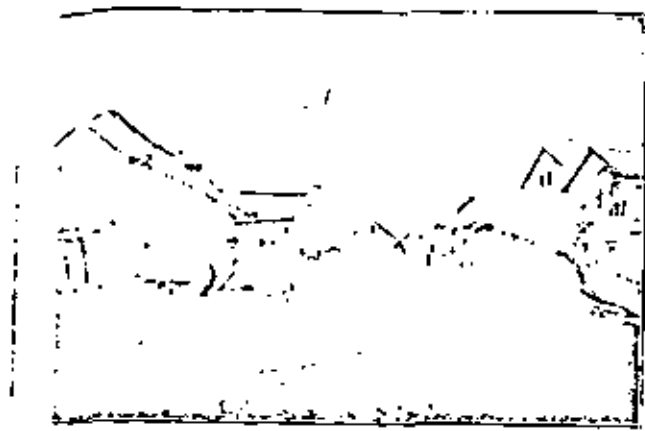


FIG 1 FALLA POR ROTURA DEL SUELO

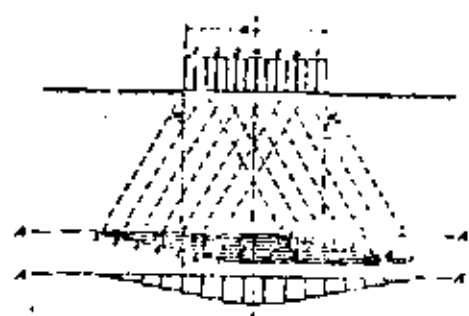


FIG. 4-2. Simplified model of the load that vertical pressure transmitted to the soil by a surface load should be distributed uniformly to deeper lying horizontal planes. (After Cooper and Estabrook, Ed. 1911.)



FIG. 4-3. Corrosive deformation of ground between City University building shown that the corner of the building settled more than the other. (Photo by Boris A. Jurek.)

FIG 2 DEFORMACION EXCESIVA DEL SUELO

miento se asocia a problemas de compresibilidad (Fig.2).

En relación al tiempo en que ocurren, puede decirse que la falla por rotura del suelo, ocurre rápidamente (de unos minutos a -- unas cuantas horas) mientras que la falla por deformación excesiva generalmente ocurre lentamente (meses o años).

3.1.1. Definición de Conceptos

Para unificar ideas mencionaremos una serie de conceptos básicos, para el tema que estamos tratando.

a. Capacidad de carga última (q_u)

Es la presión máxima, en unidades de fuerza/área; que resiste un suelo antes de romperse.

b. Capacidad de carga admisible (q_a)

Es la presión que admite un suelo, sin que el suelo se rompa. Generalmente es igual a q_u , dividida entre un factor de seguridad mayor de 1.

c. Capacidad de carga de trabajo (q_t)

Es la presión que admite un suelo sin que se rompa y sin que experimente asentamientos excesivos -

Es igual a q_a en suelos poco compresible pero menor que q_a en suelos compresibles.

Los tres conceptos anteriores se acostumbra expresar en nuestro medio, en unidades de ton/m^2 .

d. Profundidad de apoyo (D_f)

En la distancia más corta que existe entre la superficie del terreno y la porción más baja de la cimentación; se expresa en metros.

e. Ancho de cimentación (B), en metros.

f. Largo de cimentación (L), en metros.

En la Fig. 3 se ilustra los conceptos d. a f.

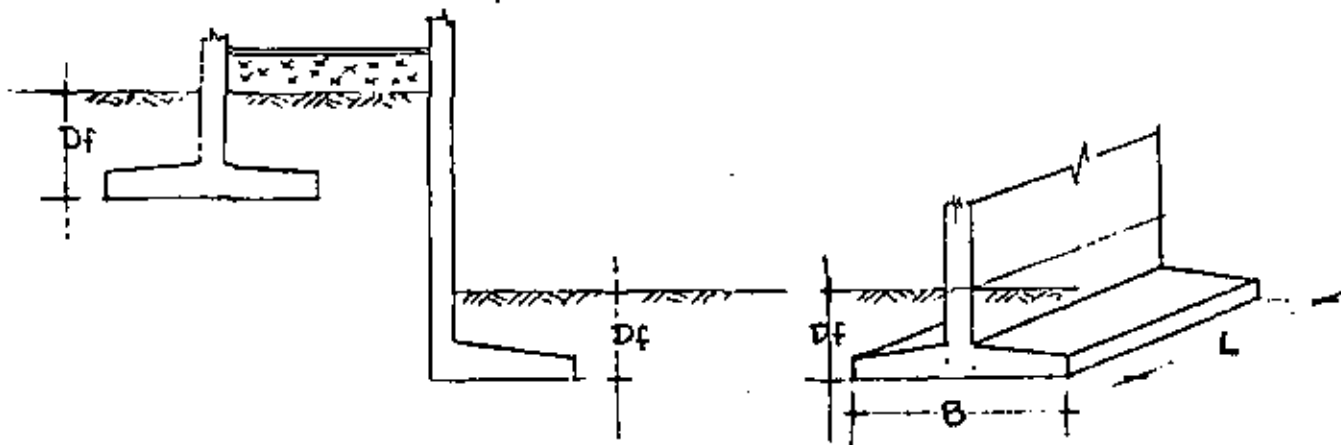


Fig.3 Conceptos, profundidad de apoyo, ancho y largo de una cimentación.

3.1.2. Selección de Objetivos

Este capítulo presenta los procedimientos actuales más usados en la determinación de la capacidad de carga admisible de los suelos y los parámetros de éstos que intervienen en su cálculo.

El aspecto de asentamientos será tratado en el Capítulo IV y con ello la capacidad de carga de trabajo.

3.1.3. Antecedentes Históricos

En la antigüedad se procedía a determinar la capacidad de carga de trabajo de un suelo, mediante la observación directa del comportamiento de estructuras similares.

Sin embargo cuando la estructura no tenía precedentes se acostumbra efectuar pruebas a pequeña escala que permitieran anticipar el comportamiento del prototipo.

Se oye hablar de "pruebas de capacidad de carga", en base al hincado de un clavo de ferrocarril, en el terreno propuesto para cimentación, estimando en función de la mayor o menor dificultad de penetración, la capacidad de carga.

Existieron también pruebas de carga desde la clásica "mesa" cuyas patas se apoyaban en el terreno y en su superficie se colo-

caba una cierta carga. Con ello se buscaba una relación entre la presión transmitida por las patas al terreno y la deformación observada, a fin de obtener el consabido término mágico "capacidad de carga".

Todas las pruebas anteriores condicionan en ocasiones errores fuertes en la determinación de la capacidad de carga última; por ejemplo era frecuente que los valores determinados en una prueba de carga pequeña, se extrapolasen al prototipo sin ninguna corrección.

Se decía absurdamente que: si en una prueba de carga que aplique al terreno una presión "p" sobre una área a, se tiene un asentamiento "s", entonces la misma presión "p" sobre la cimentación del prototipo, con área "A" varias veces mayor que a, tendrían el mismo valor de asentamiento "s".

Es decir se pensaba incorrectamente que el asentamiento experimentado por una cimentación era función de la presión de contacto y no del área cubierta.

A partir de K. Terzaghi y del advenimiento de la Mecánica de Suelos, estos conceptos erróneos fueron explicados racionalmente y se formularon nuevos enfoques de soluciones.

En la actualidad se sabe, en base a la distribución de presiones en el terreno y el concepto de bulbos de presión, que el suelo afectado por una cimentación es función directa de su ancho y asimismo el asentamiento que experimenta.

En la Fig. 4 se explican gráficamente las razones por las cuales la determinación de capacidad de carga a partir de pruebas de carga puede en ciertos casos resultar incorrecta.

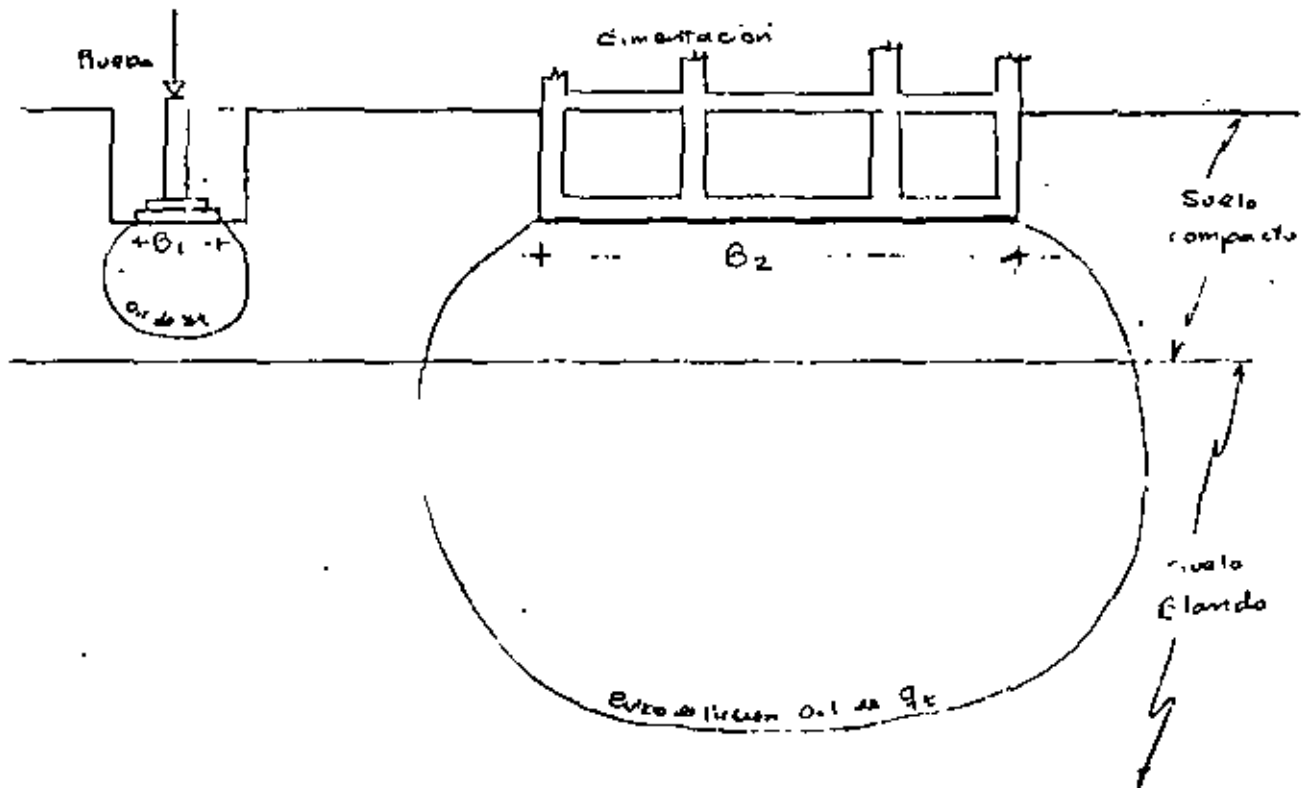


Fig. 4 \cup Pruebas de carga en que es incorrecta la conclusión sobre la capacidad de carga.

Tomado del FOUNDATIONS de A.L. LITTLE
BEARING CAPACITY, STRESS DISTRIBUTION AND SETTLEMENTS

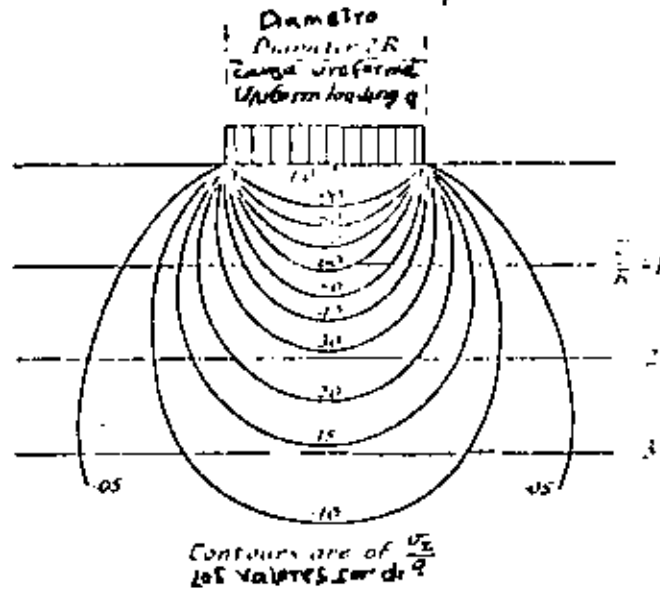


Fig. 54(a). Distribution of vertical stress σ_v below a uniformly loaded circular area.
Distribución de esfuerzos verticales σ_v bajo una zona circular uniformemente cargada.

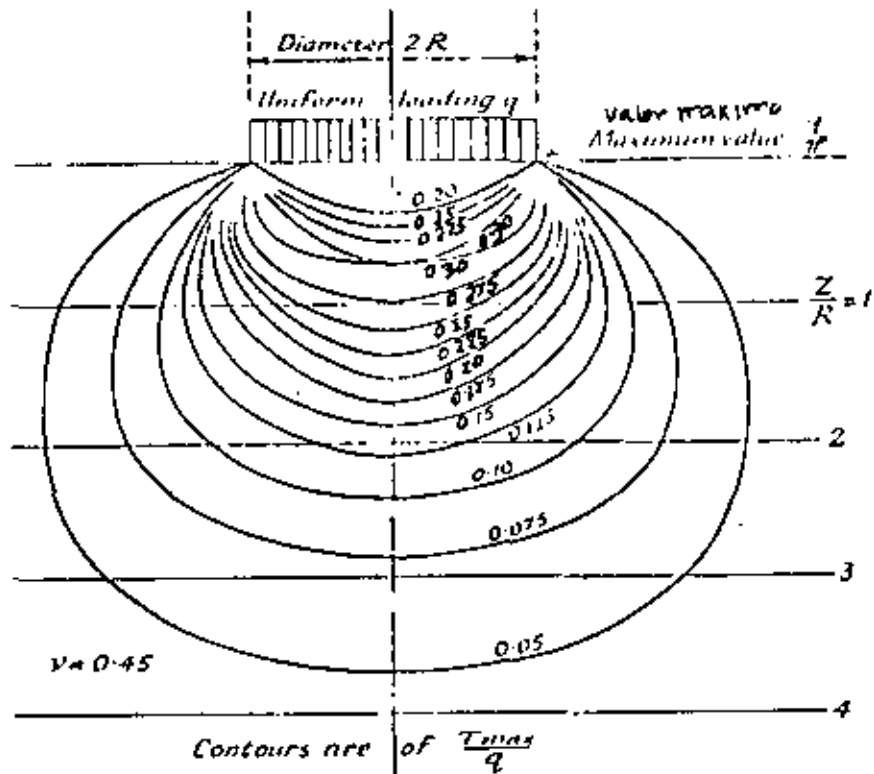


Fig. 54(b). Maximum shear stresses beneath a loaded circular footing.
Esfuerzos cortantes máximos bajo una zona circular cargada. (After Jürgensen, 1934)

Fig 4 b BULGOS DE PRESION

En dicha figura se ve que durante la prueba de placa los bulbos de presión se desarrollan totalmente dentro del estrato de material compacto, mientras que en el caso de la cimentación los -- bulbos interesan el material compresible y por lo tanto se sigue que tendrá un comportamiento más desfavorable.

Conviene recordar que se denomina bulbo de presión, el lugar -- geométrico de todos los puntos del subsuelo que tienen una presión vertical igual, provocada por la presión de contacto en la -- superficie del terreno. Se acostumbra tomar en cuenta para fi-- nes de determinar el comportamiento del subsuelo hasta el bulbo donde la presión vertical es el 10% de la presión de contacto en la superficie. (Fig. 4b)

3.1.4. Propiedades del Subsuelo

En este renglón nos limitaremos a destacar las propiedades del -- suelo que normalmente se toman en cuenta en el análisis de capa -- cidad de carga por cortante.

3.1.4.1. Resistencia al esfuerzo cortante

Este tipo de ensaye está enfocado a determinar la ley de varia-- ción entre los esfuerzos cortantes y las deformaciones, de un -- suelo dado, desde luego llegando al valor máximo.

./.

Los ensayos se llevan a cabo en muestras inalteradas de los suelos, recuperados a profundidades que según los bulbos de presión serán afectadas por la nueva cimentación.

Los resultados se acostumbra representar en un diagrama que relaciona los esfuerzos normales, con los tangenciales, según las ideas de Mohr. (Fig.5).

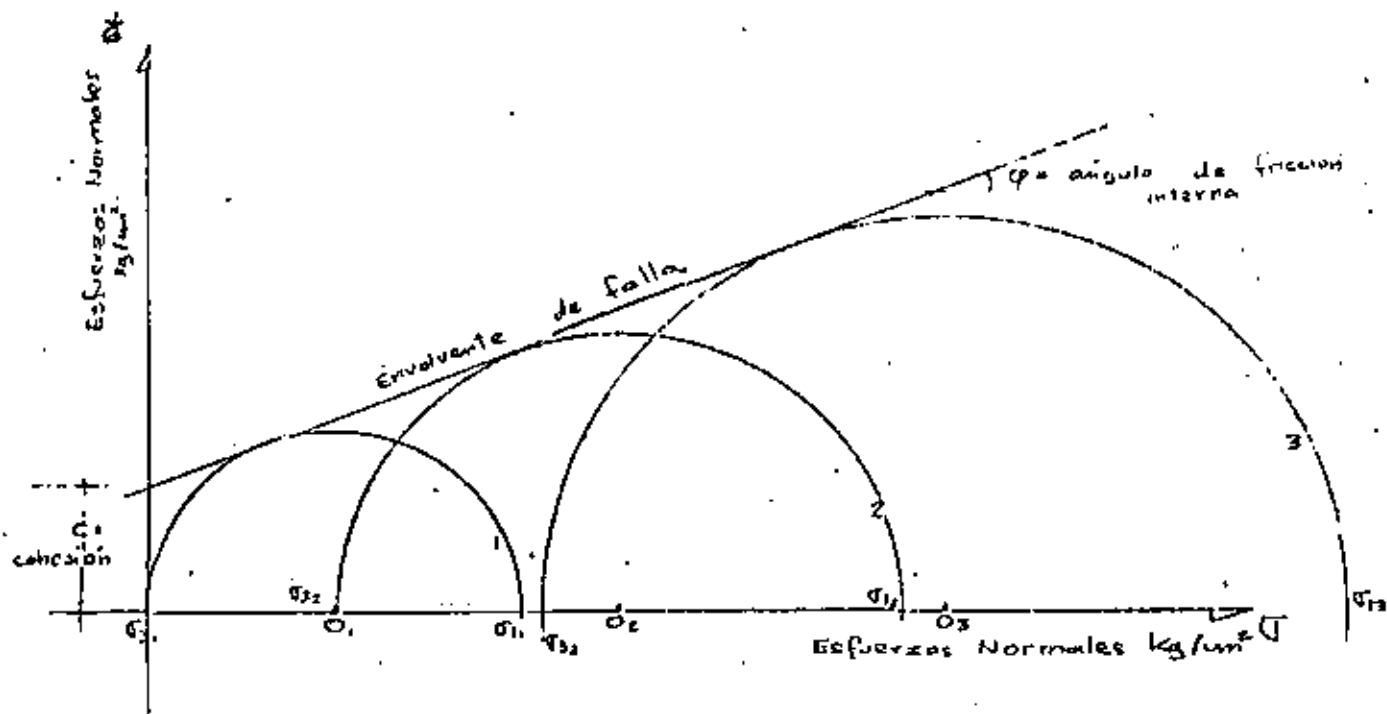


Fig.5 Círculos de Mohr.

De acuerdo con el diagrama anterior la ley de resistencia al es
fuerzo cortante estará dada por:

$$S = c + \sigma \tan \phi$$

Siendo:

S = Resistencia al esfuerzo cortante del suelo en kg/cm^2

c = Cohesión, en kg/cm^2

σ = Presión normal en kg/cm^2

ϕ = Ángulo de fricción interna del material.

En este diagrama pueden tenerse dos condiciones límite, bien --
sea que la cohesión sea igual a 0 (suelos púramente friccionan
tes) o que el ángulo de fricción sea igual a 0 (suelos cohesivos
vos).

Los diagramas de Mohr en cada caso se indican en la Fig.6.

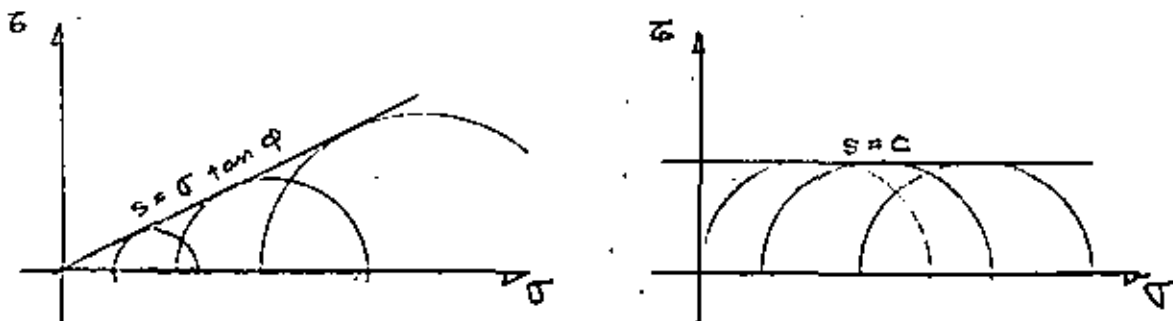


Fig.6 Diagramas de Mohr en suelos: a. Friccionan
tes b. Cohesivos

De los diagramas anteriores es fácil ver que en los suelos -- friccionantes la resistencia al esfuerzo cortante aumenta notablemente con el esfuerzo normal, mientras que en los suelos cohesivos no hay cambio.

Abundando más sobre el particular se puede decir que la presión de confinamiento (σ_3) provoca un aumento importante en el σ_1 , cuando los materiales son friccionantes, mientras que en el caso de suelos cohesivos no hay aumento notable. Análogamente la relación $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ (radio del círculo), aumenta notablemente con la presión confinante σ_3 en suelos friccionantes, y se mantiene -- constante para suelos cohesivos, tal relación puede tomarse como representativa de la resistencia al esfuerzo cortante del material.

Un ejemplo claro de la forma en que la presión confinante influye en la resistencia al esfuerzo cortante de suelos friccionantes' y por ende en su capacidad de carga, se tiene en las playas de la orilla del mar, sabido es que la tensión capilar de la arena -- cercana al agua es suficiente para permitir la circulación de -- vehículos mientras que al alejarse de la arena húmeda y circular por la arena seca los vehículos se hunden en la arena por falta de capacidad de carga.

3.1.4.2. Compresibilidad

Sobre este tipo de ensayos se hablará en el siguiente capítulo, - que trata sobre los asentamientos de las cimentaciones someras.

3.1.4.3. Pruebas "in situ"

Existen casos donde no es posible obtener muestras inalteradas del subsuelo, bien sea por la naturaleza de los mismos o por las dificultades mecánicas de extraerlos. Es entonces cuando se recurre a pruebas en el sitio para la determinación de la densidad relativa de las arenas o la consistencia en las arcillas mediante penetrómetros.

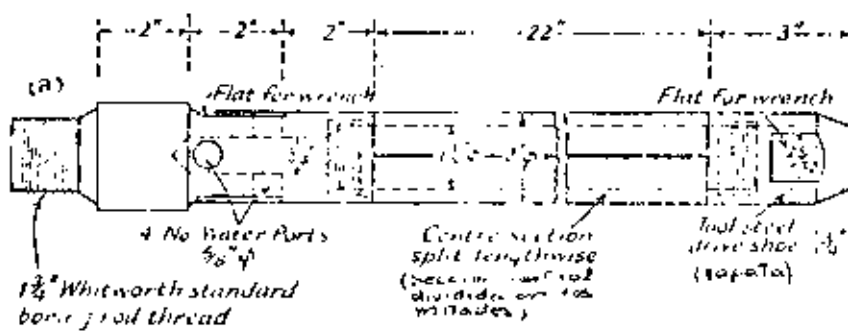
El método más empleado en México y Estados Unidos es el denominado Penetración Estándar, el cual consiste en hincar a golpes dados por martinete un tubo muestreador de pared gruesa (Fig.7) de 5 cm de diámetro exterior, 3.5 cm de diámetro interior y 60 cm de longitud. El martinete está integrado por una masa de 64 kg de peso dejada caer libremente desde 75 cm de altura, cada ciclo forma 1 golpe y se cuenta el número de ellos necesario para que el tubo muestreador penetre 30 cm.

Se acostumbra hincar 15 cm el muestreador, sin conteo, posteriormente 30 cm con conteo y los últimos 15 también sin conteo.

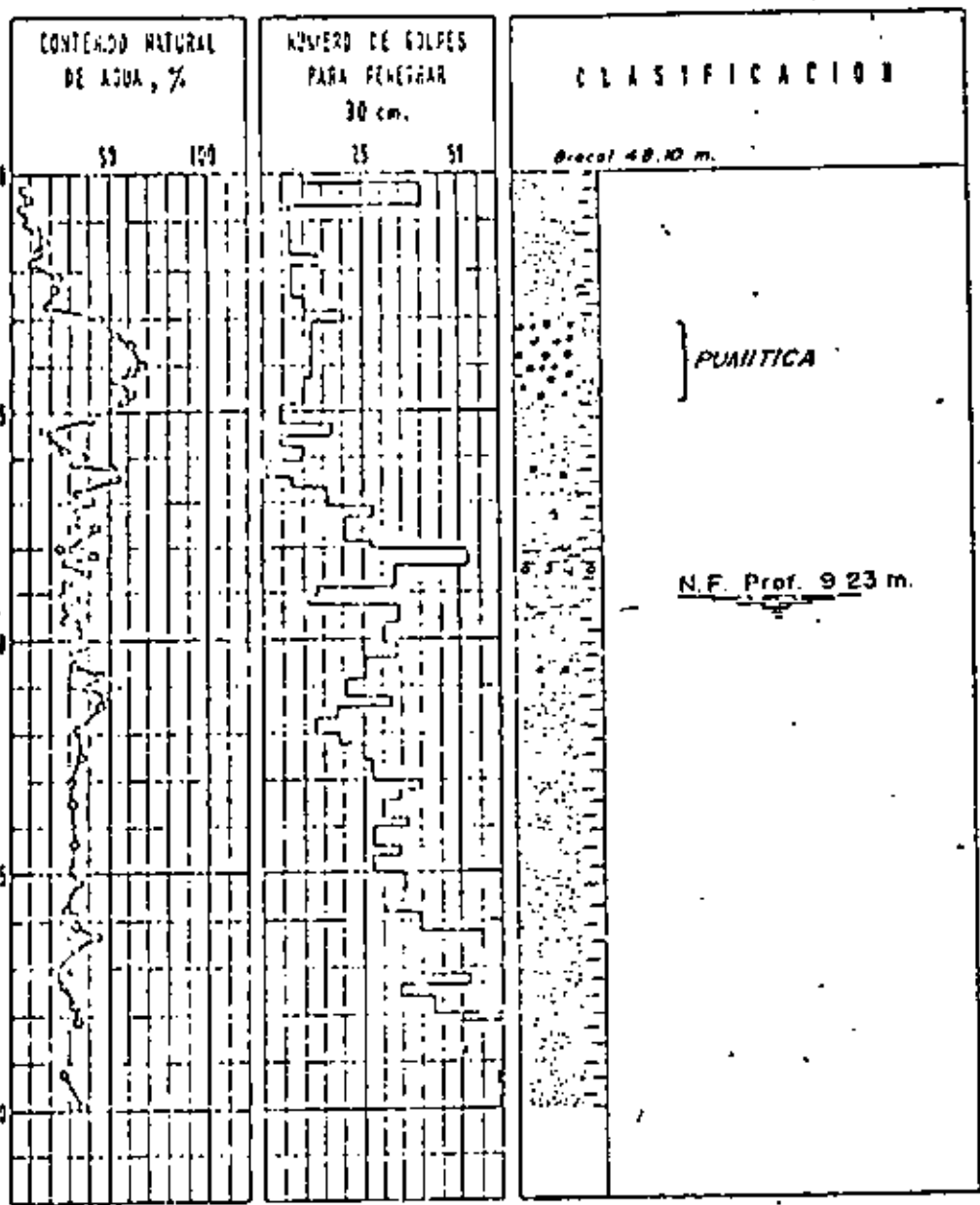
./.

(110)

Fig.7 Muestreador en la Penetración Estándar



P R E F U N D I D A D , M E T R O S



Mas de 60 golpes

SIENES CONVENCIONALES:

- ARENOS
- ARCILLA
- LIMOS
- ARENOS
- ESCALAS

El método permite además recuperar muestras alteradas del suelo que sirvan para clasificarlas, bien sea como suelos friccionantes (arenas), como suelos cohesivos (arcillas) o mezclas entre ellos. En la Fig.8 - se presenta un perfil del subsuelo, analizado mediante este método.

Existen correlaciones empíricas que permiten conocer las propiedades del suelo básicas para su análisis de capacidad de carga, a continuación se presentan las propuestas por K. Terzaghi y R.B. Peck en su libro "Soil Mechanics in Engineering Practice.

ARENAS

Número de Golpes N	0 - 4	4 - 10	10 - 30	30 - 50	más de 50
Densidad Relativa	muy suelta	suelta	mediana	compacta	muy compacta
Angulo de Fricción ϕ	28° a 29°	29° a 30°	30° a 36°	36° a 41°	41° a 45°

ARCILLAS

Número de Golpes N	0 - 2	2-4	4-8	8-15	15-30	más de 30
Consistencia.	muy blanda	blanda	media	firme	muy firme	dura
Resistencia en Compresión Simple, q_u en kg/cm ²	0 - 0.25	0.25-0.50	0.50-1.00	1.00-2.00	2.00-4.00	más de 4.00

La experiencia ha permitido concluir que en el caso de arenas, la correlación es razonablemente buena, con la aclaración adicional de que para arenas muy finas debajo del nivel freático, es necesario hacer una corrección en el número de golpes N y así:

$$N \text{ corregido} = 15 + \frac{1}{2} (N \text{ original} - 15)$$

En cambio en el caso de arcillas la correlación mencionada es demasiado cruda, y únicamente se toma como referencia general, pero no para cálculo.

En Europa, existen Penetrómetros de varias clases y categorías. En ellos no se recuperan muestras, sino se determina la resistencia que opone el suelo a ser penetrado y con ello se deduce su capacidad de carga y comportamiento. Si el Penetrómetro se empuja a presión, la prueba es de "penetración Estática" en cambio si es hincado a golpes, la prueba es de "penetración Dinámica".

Existen "Penetrómetros" complejos montados sobre camión, en los cuales se puede aislar la fricción lateral del suelo para una determinación más limpia de la resistencia por punzonamiento. (Fig.9)

En general todos los métodos basados en "Penetrómetros" tienen sus limitantes, por ejemplo, la aparición de una grava o boleó, en el transcurso de la prueba puede dar lugar a número de golpes N demasiado grande, que no corresponde al material que rodea -

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTOS

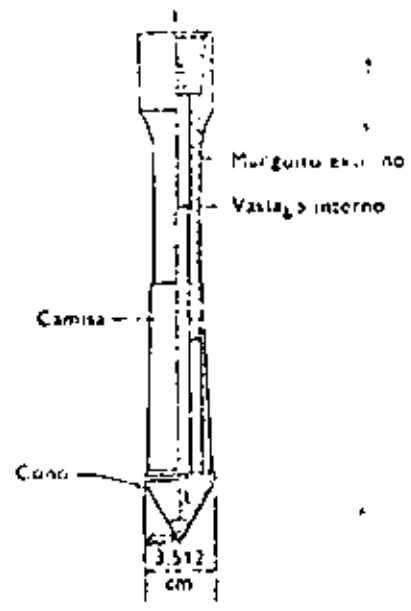
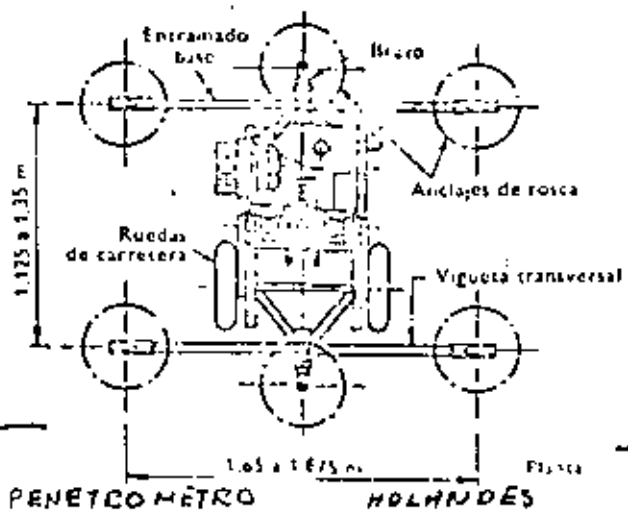
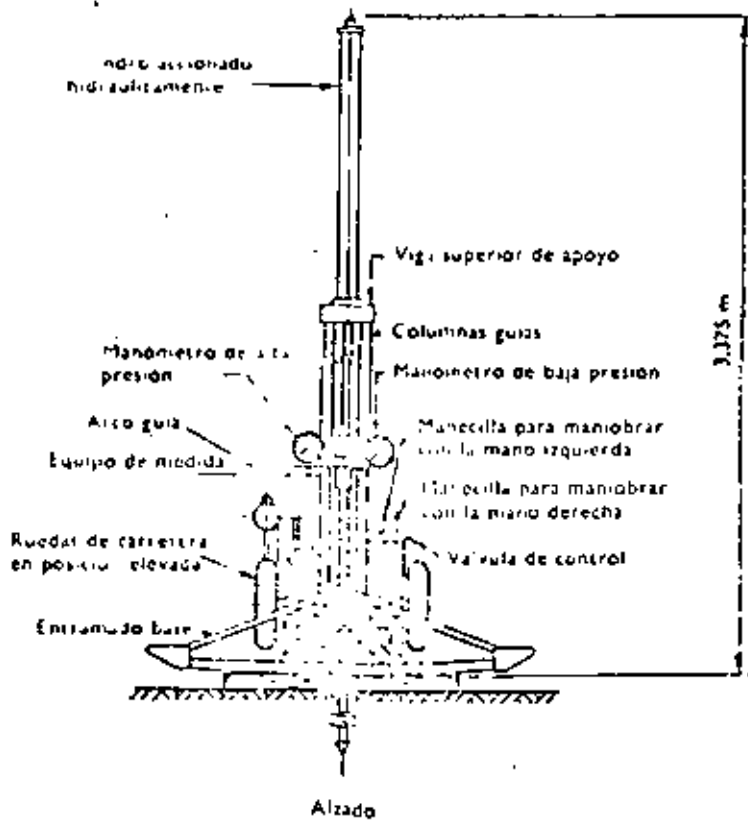
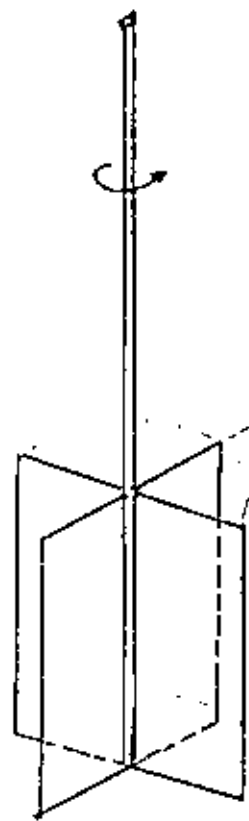
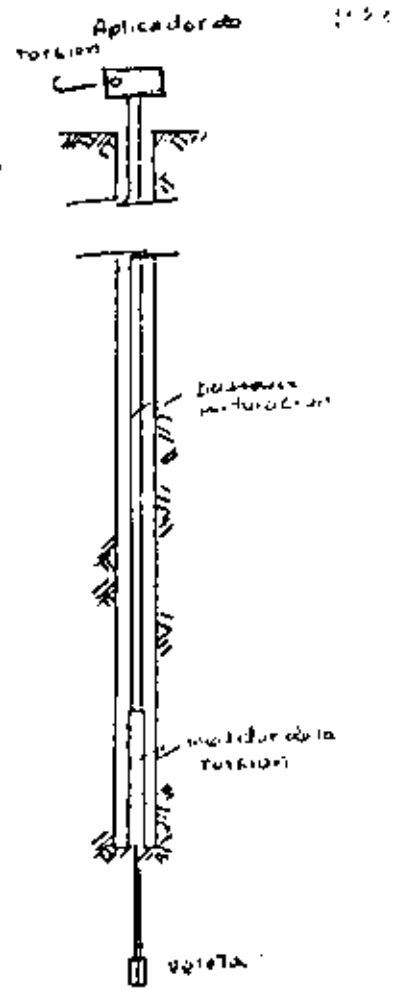


Figura 115
DETALLE DEL CONO DE CEMENTO

FIG 9 Penetrómetro Holandés



a) Veleta



b) Conjunto

Fig 10
VELETA

a la grava y que a final de cuentas controlará el comportamiento de la cimentación.

Por otro lado en las pruebas de penetración dinámicas, la energía por golpe aplicada en la superficie del terreno se pierde por fricción en las paredes de la perforación o bien en la propia tubería y un gran porcentaje no llega a la punta, cuando la profundidad de muestreo es grande (mayor de 30 m).

En el caso de arcillas, muy blandas, blandas y en algunos casos medias, es posible medir en el sitio la resistencia al corte mediante la Veleta, este artefacto (Fig.10) parecido a la porción posterior de una flecha, sólo que con 4 aspas, es hincado y posteriormente se le aplica una torsión a fin de provocar una superficie de corte cilíndrica de geometría conocida. La resistencia al corte se determina en función del par aplicado y la geometría de la superficie de falla.

En resumen, con los métodos antes mencionados se determinan las siguientes características del suelo, que se consideran básicas para el análisis de capacidad de carga:

- a. Estratigrafía del subsuelo, bajo la cimentación a las profundidades perturbadas por ésta.
- b. Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los

suelos, c = cohesión en ton/m^2 y ϕ = ángulo de fricción interna en grados.

- c. Peso volumétrico natural de los suelos.
- d. Posición del nivel freático.

3.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

3.2.1. Modelos Elementales

Varios autores han señalado mecanismos de falla elementales, uno de ellos Khristianovich, considera una balanza ordinaria de dos platillos - cuyo desplazamiento está restringido por la fricción en las guías de los platillos. Ver Fig.11. Al colocar un peso suficientemente pequeño - en uno de los platillos, la balanza permanece en equilibrio pues la - - fricción en las guías puede neutralizarlo, al aumentar el peso llega - un momento en que se vence la fricción y la balanza se desequilibra.

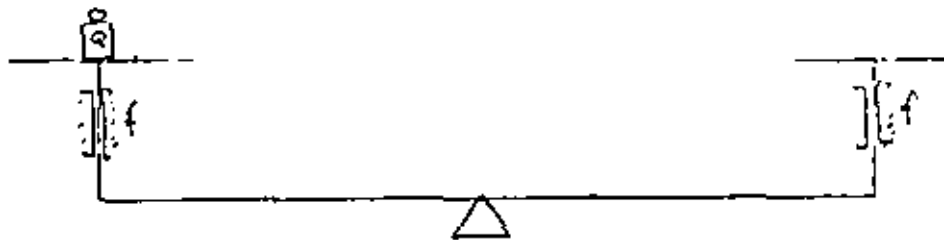


Fig 11 a

Por otro lado si queremos aumentar la carga en el platillo izquierdo, será necesario colocar en el derecho una pesa igual valor.

./.

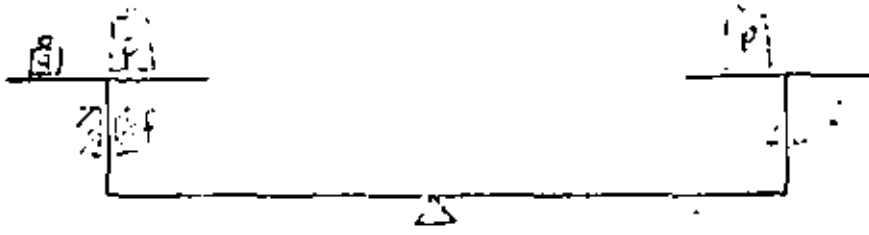


Fig. 11b

La analogía con el problema real de la capacidad de carga, está en que f viene a representar el papel de la resistencia al cortante del suelo, P la presión de confinamiento debida a la profundidad de apoyo y $P + Q$ la capacidad de carga del suelo.

3.2.2. Mecanismo de Falla

Prandtl en 1920 estudió el problema de la indentación de un medio, semi-infinito, homogéneo, isótropo y rígido plástico perfecto, por un elemento rígido de longitud infinita de base plana. K. Terzaghi en base a estos estudios propuso un mecanismo de falla como el que se indica en la Fig. 11.

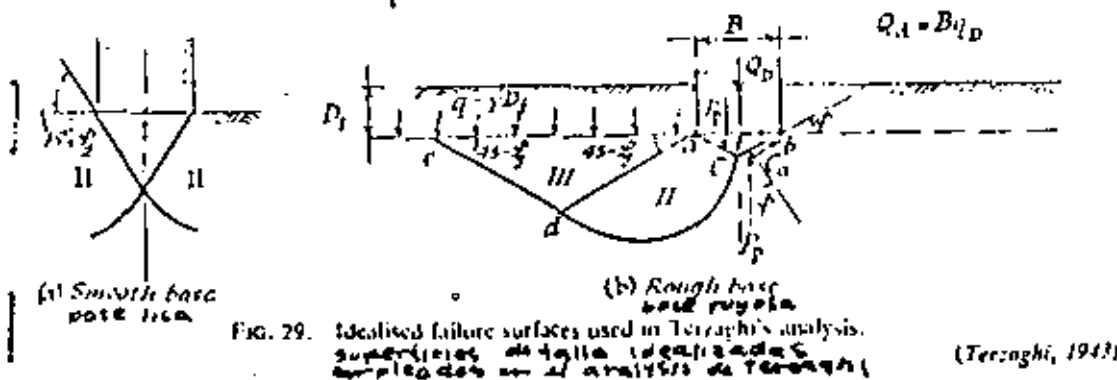


Fig. 12 Mecanismo de falla

donde la cuña de la zona I, se mueve como cuerpo rígido. La zo-

na II es de deformación tangencial radial, la zona III es un estado plástico pasivo de Rankine.

3.2.3. Soluciones

3.2.3.1. Fórmulas Teóricas

Trabajando algebraicamente con las fuerzas que intervienen en el equilibrio K. Terzaghi llegó a una expresión de la siguiente forma:

q_u = Componente cohesiva + Componente de Confinamiento + Componente Friccionante.

Y expresándolo en literales:

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga última, en ton/m²,

c = Cohesión del suelo, en ton/m²

γ_1 y γ_2 = Peso volumétrico del suelo, en ton/m³, por arriba y por abajo del nivel de apoyo de la cimentación respectivamente.

D_f = Profundidad de apoyo, en m.

B = Ancho del cimiento (recuérdese que es continuo) en cm.

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga, adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna del suelo y de su comportamiento bajo carga.

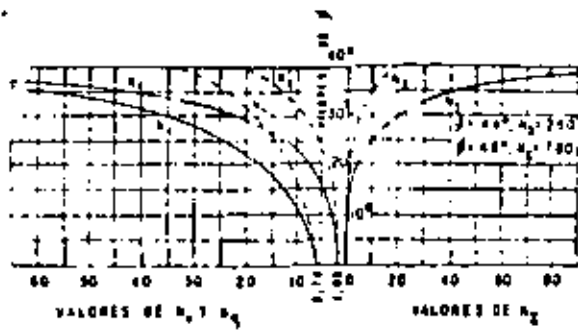


FIG. 13 Factores de seguridad de carga para reflexion de la zona de tension

FIG 13 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

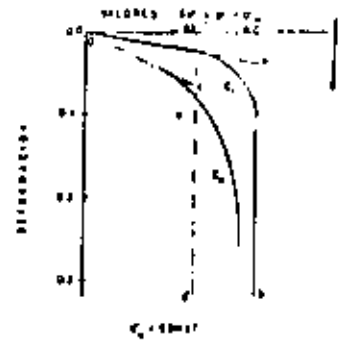


FIG. 14 Curvas de seguridad para valores de N1 y N2 para reflexion de la zona de tension

FIG 14 CRITERIOS DE FALLA LOCAL Y GENERAL

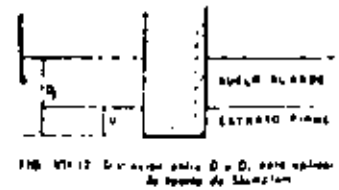


FIG. 15 Relación entre B y D, para valores de N1 y N2

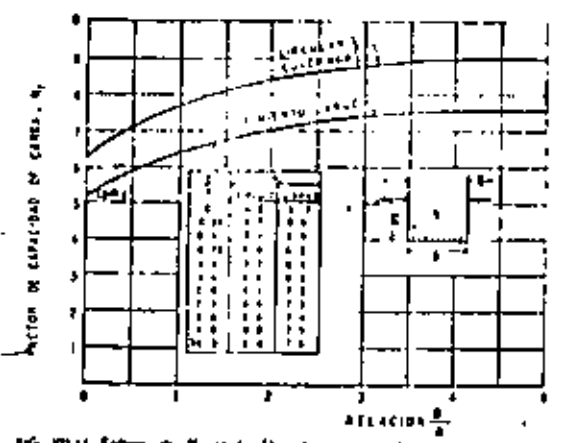


FIG. 16 Factores de N1, para Skempton, para valores permitidos anteriores

FIG 16 FACTOR N1 EN LA FORMULA DE SKEMPTON

En la Fig.13 se presentan las gráficas comúnmente empleadas para determinar los factores de capacidad de carga.

Terzaghi distingue además dos casos, el primero denominado "falla - General" en el cual la curva esfuerzo deformación del material es parecida a la curva C₁ de la Fig.14 y el segundo es llamado "falla - Local" y su curva esfuerzo deformación afecta la forma de C₂ en la misma figura.

Meyerhof, con más información sobre el particular propuso un nuevo mecanismo de falla en la cimentación, principalmente prolongando las superficies de deslizamiento hasta la superficie del terreno, tal como se indica en la Fig.15.

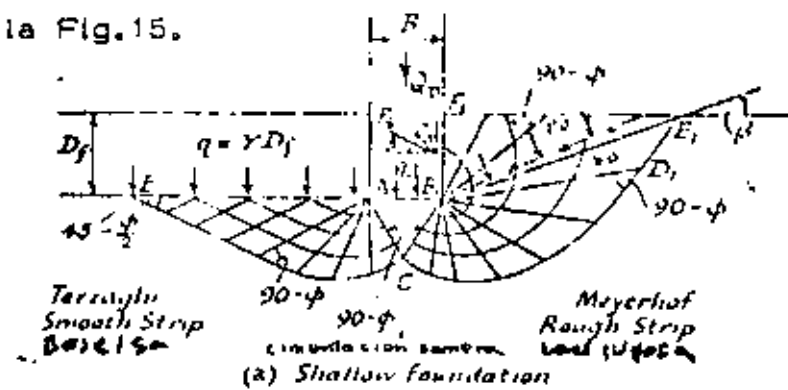


Fig. 15

La expresión de capacidad de carga es similar en forma a la de Terzaghi, pero aparece el concepto de la "superficie libre equivalente" - donde actúan los esfuerzos p_0 y S_0 .

Los resultados del cálculo de capacidad de carga para cimentaciones someras son similares en ambas teorías, sin embargo la de Terzaghi es más sencilla de aplicar.

Para el caso de cimentaciones profundas en cambio la teoría de Meyerhof ofrece mejores predicciones.

Skempton, para el caso de suelos cohesivos presenta una teoría similar a las anteriores pero en la cual el factor de capacidad de carga N_c varía con la profundidad, forma y tamaño de la cimentación.

La expresión es:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f$$

donde las literales tienen el significado ya visto y N_c , se determina según las gráficas de la Fig:16.

Meyerhof, en el año de 1957 presentó en la IV Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos, una teoría que permite calcular capacidad de carga en taludes o bien cerca del borde de taludes.

Las expresiones de la teoría distinguen sólo dos tipos de suelos:

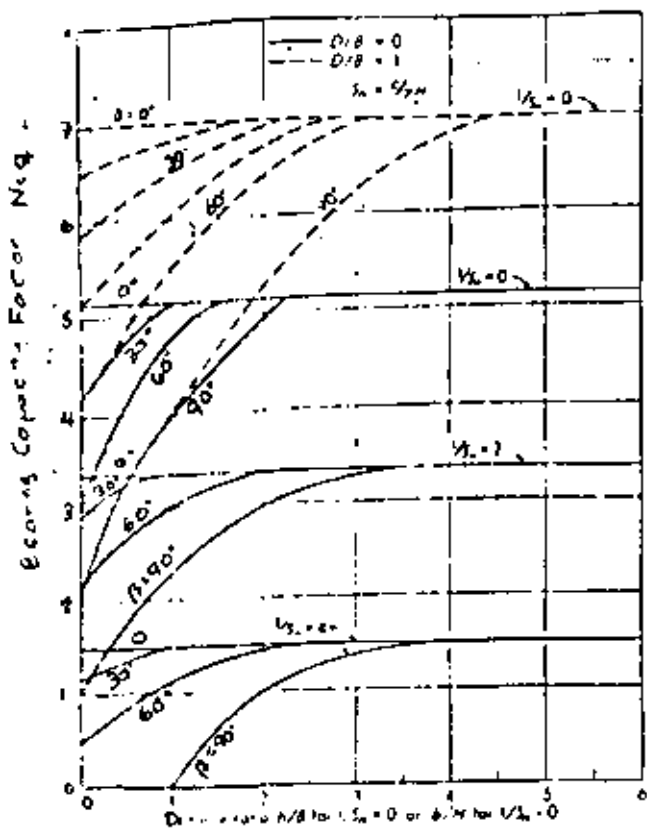
Friccionantes (arenas)

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N \gamma q$$

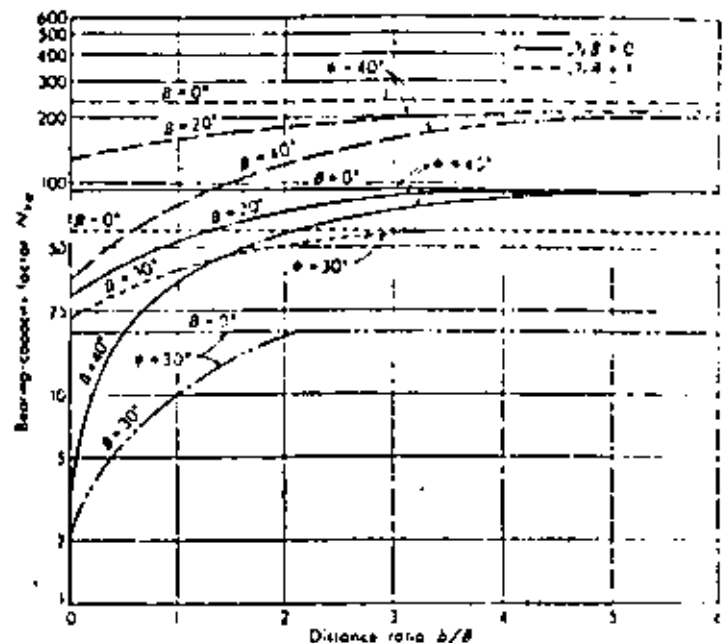
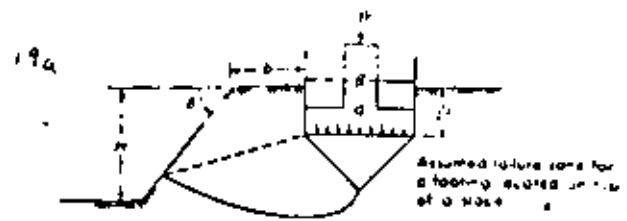
y cohesivos (arcillas)

$$q_u = c N_c q$$

./.

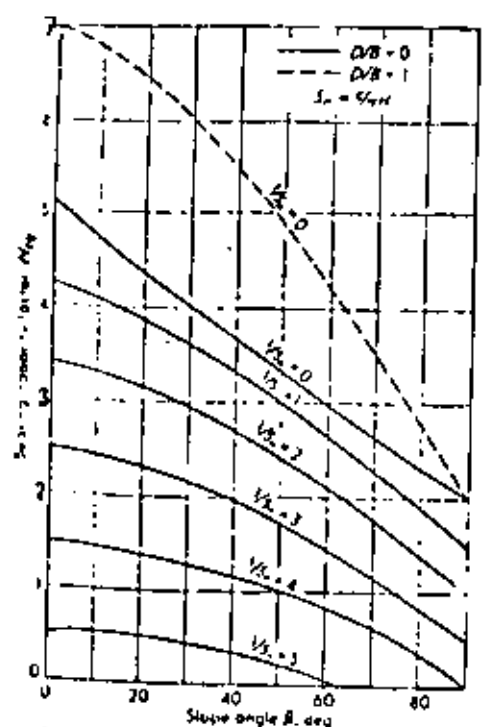


(a) Bearing capacity factors for a strip foundation on top of a slope for a purely cohesionless soil. Interpolate for intermediate D/B ratios.

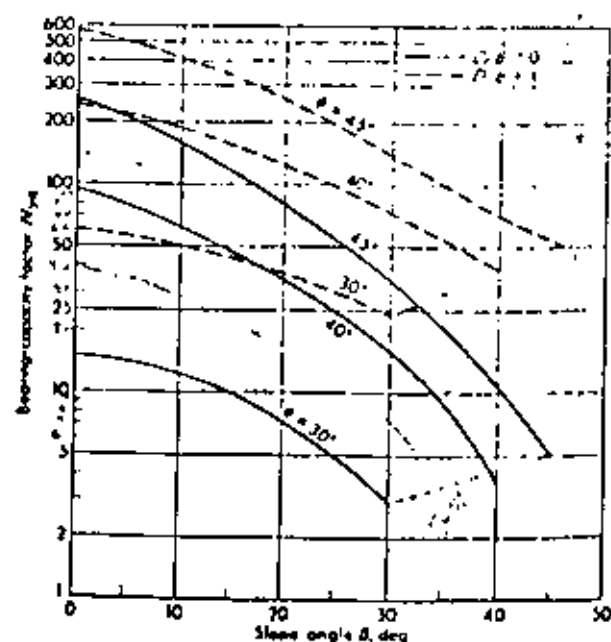
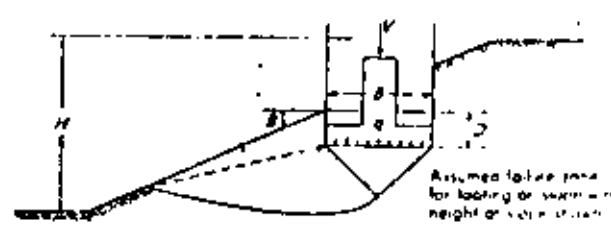


(1a) Bearing capacity factors for a strip foundation on top of a slope of cohesionless soil. Interpolate for intermediate D/B ratios.

Fig. 17. Bearing capacity factors for a footing located on top of a slope. (After Meyerhof (15).)



(1b) Bearing capacity factors for a strip foundation on a slope of pure cohesive material. Use linear interpolation for intermediate D/B ratios.



(1c) Bearing capacity factors for a strip foundation on slope of cohesionless soil.

SOIL BEARING CAPACITY AND SETTLEMENTS

Fig. 17. Bearing capacity factors for a footing located on a slope. (After Meyerhof (15).)

donde los factores de capacidad de carga N_q y N_{cq} se determinan en función de la geometría del talud y propiedades mecánicas del suelo que lo conforma (Fig.17).

3.2.3.2. Pruebas de Carga

Se llevan a cabo cuando es necesario determinar con mayor certeza la capacidad de carga de un suelo, bien sea por incertidumbre en la evaluación del comportamiento de una estructura en terrenos inexplorados o bien por la economía que puede derivarse de un valor más cercano a la realidad. En el inciso 3.4 se describen con detalle.

3.2.3.3. Reglamentos de Construcción

Los valores de capacidad de carga recomendados en los reglamentos de construcción, generalmente son conservadores, sin embargo, como se verá en el inciso 3.5, pueden dar lugar a problemas de economía o de estabilidad, cuando no se interpretan correctamente.

3.3. FORMULAS TEORICAS (Aplicación)

3.3.1. Suelos Friccionantes

Pertenece a este grupo las arenas, arenas finas, gravas y combinaciones de estos materiales.

Generalmente es la teoría de K. Terzaghi la que se emplea en estos casos, eliminando el término cohesivo y así:

$$q_u = \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

donde las literales tienen el significado ya mencionado.

Nótese que en este tipo de suelos es muy importante el término D_f , profundidad de apoyo, para zapatas cuyo ancho B es pequeño.

Cuando B aumenta, la capacidad de carga aumenta en forma proporcional.

El nivel freático afecta ambos términos, al provocar que γ_1 y γ_2 , - pesos volumétricos, se comporten como sumergidos y por tanto condicionan una reducción substancial de la capacidad de carga.

3.3.2. Suelos Cohesivo Friccionantes

Aquí se consideran los suelos limo arenosos, arcillo arenosos, arenos arcillosos y arena limosos principalmente.

También es la teoría de K. Terzaghi la que normalmente se emplea en estos casos, sólo que con los tres términos:

$$q_u = c N_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

puede observarse que el término "cohesivo" puede llegar a ser el más importante cuando el ángulo de fricción interna del material es mayor de 30° .

Este tipo de suelos exhiben las capacidades de carga más elevadas, sin embargo es imperativo en ellos que se confirme la conservación de la cohesión "C" bajo cualquier cambio eventual que pueda sufrir la cimentación. Por ejemplo puede suceder que el "cementante" asociado a un determinado valor de cohesión "C" se pierda al sumergir en agua al material, o se reduzca paulatinamente a través del tiempo.

3.3.3. Suelos Cohesivos

Es el caso de las arcillas y arcillas limosas plásticas, principalmente.

Se acostumbra emplear la expresión de Skempton para definir su capacidad de carga.

$$q_u = cN_c + \gamma D_f$$

En este caso N_q implícitamente vale 1 y N_c varía con el ancho, profundidad y forma de la cimentación.

Se puede observar que la profundidad de apoyo, es poco importante

en la capacidad de carga, y que inclusive podríamos colocar la cimentación en la superficie del terreno y a pesar de ello existiría una capacidad de carga substancial.

Es de advertir en este caso que el término γD_f sólo debe tomarse en cuenta cuando la cimentación es hueca. En efecto, el peso propio del suelo que rellena el hueco de la zapata, cuando ésta es maciza produce una presión similar a γD_f , y así la presión neta, disponible para recibir a la superestructura se manna en dicha cantidad y por lo tanto:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f - \gamma D_f$$

$$q_u = cN_c$$

En sentido estricto este mismo razonamiento se debe aplicar a los suelos friccionantes y cohesivo friccionantes, antes descritos pero en tal caso el valor N_q que acompaña al término γD_f , es notablemente mayor de 1, y por lo tanto, prácticamente no sufre afectación.

Con objeto de tener una idea del grado de precisión que puede lograrse con la fórmula de Skempton aplicada al cálculo de capacidad de carga de un suelo cohesivo, se presenta en la Fig.18 una tabla, tomada del libro Foundations de A. Little, una colección de casos de estructuras que al ser cimentadas sobre suelos cohesivos han fallado

Se puede decir por lo tanto que el factor de seguridad en el momento de la falla ha sido 1 y es posible entonces comparar el valor N_c teórico, con la relación capacidad de carga última/cohesión (q_d/c), que en cierta forma viene a ser el N_c práctico.

Del análisis de los valores mostrados en la tabla se puede concluir -- que para los casos presentados, la capacidad de carga estimada teóricamente difiere en el peor de los casos del orden de + 7% a - 9% -- del valor real.

3.3.4. Rocas

El enfoque para la determinación de la capacidad de carga en las rocas, no está principalmente en encontrar las propiedades mecánicas intrínsecas del material sino en los detalles geológicos del macizo -- completo.

Según esto es más importante determinar las condiciones de fracturamiento, alteración, fisuramiento, etc., de la roca. También es importante conocer su perfil geológico general, que permita decidir sobre la existencia de cavernas, huecos, fallas, grietas y en general -- discontinuidades que puedan provocar concentraciones de esfuerzo y fallas de la roca.

En ocasiones una exploración correcta del sitio donde se desea des--

TABLE 6
Values of N_c compared with Observations of Full Scale Foundation Failures on Clay

Site	Dimensions of foundation				Average settlement at failure s_f , in	$\frac{p_f}{H}$ %	Nett foundation pressure at failure q_{net} tons ft ²	Average shear strength of clay c_u tons ft ²	$\frac{q_{net}}{c_u}$	$\frac{q_{net}}{c_u}$	%
	B, ft	L, ft	D_f , ft	$\frac{D_f}{H}$							
Hagalund, Sweden	13	6.5	0	0.27	3	3	0.43	0.071	5.8	5.4	6.9%
Kippen, Scotland	6	9	3.5	0.69	10	10	0.95	0.067*	6.4	6.5	+1.6%
Loch Ryan, Scotland	8*	8*	50	6.3	11	12	1.9	0.22	6.0	7.2	-16.0%
Newport, Wales	8	8	6*	0.75	14	15	2.9	0.36	8.6	9.0	-4.4%
			20	7.5	(total)				8.0	7.4	+7.5%
Stalhaven, England:											
A	25*	35*	0	0	—	—	0.84	0.135	6.4	6.2	3.1%
B	53*	52*	0	0	30	3	0.83	0.140	5.7	6.2	-8.8%
Truro, Canada	77	195	12	0.16	140	15	2.3	0.42	5.6	5.56	0.7%
Say (Schebotaev, 1957) (location not given)	49	225	3	0.08	—	—	2.6	0.50	5.2	5.4	-3.5%

(After Skempton, 1957)

* Diameter † In clay. ‡ With friction § No side friction ¶ Vane * Compression test

FIG 18 COMPARACION DE VALORES DE N_c TEORICOS Y PRACTICOS (40%) EN LA FORMULA DE SKEMPTON

plantar una obra permitirá confirmar si el apoyo se hará en roca sana o es un simple fragmento de roca en el que se pretende cimentar.

Normalmente se emplean factores de seguridad altos del orden de 6 a 10, limitando además la capacidad de carga de trabajo a valores compatibles con el concreto empleado en la cimentación.

Excepto el caso de rocas, pizarras, calizas, areniscas, lutitas y volcánicas, la resistencia de la roca sana es tan buena o más que la del concreto.

En la siguiente tabla se da una idea general del orden de magnitud de la resistencia en compresión simple de algunas rocas:

ROCA	RESISTENCIA EN COMPRESION SIMPLE (kg/cm ²)		
BASALTO	1800	a	2800
GRANITO	700	a	1800
ESQUISTO	350	a	1000
CALIZA	350	a	1000
CALIZA POROSA	70	a	350
ARENISCA	170	a	700
PIZARRA	70	a	350

La Fig. 19 presenta algunas consideraciones adicionales que deben to

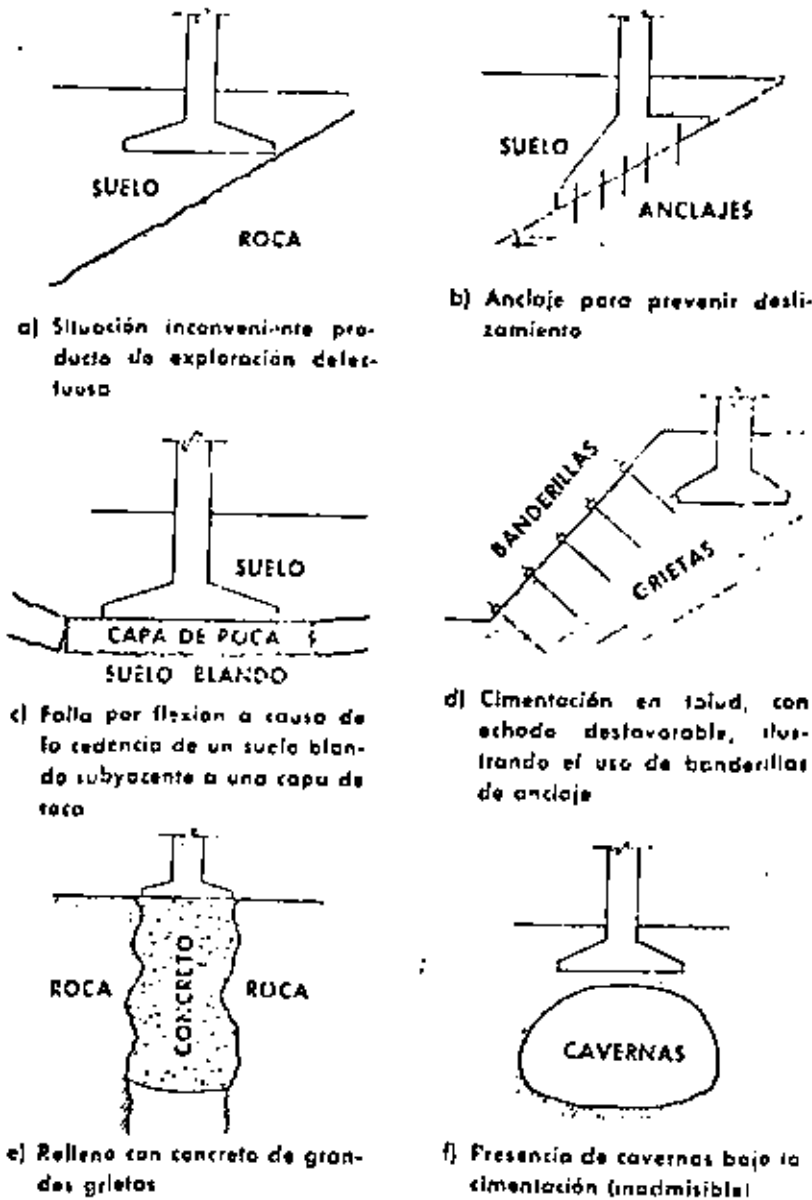


FIG. VIII-5 Problemas relacionados con cimentaciones en roca

FIG. 19

tenanse en cuenta para el caso de cimentaciones sobre rocas, con diversos problemas.

3.3.5. Factor de Seguridad

Para determinar la capacidad de carga admisible, es necesario dividir la capacidad de carga última por un número mayor de 1, que normalmente se le llama Factor de Seguridad.

Dicho factor toma en cuenta las incertidumbres acumuladas durante todo el proceso de cálculo, por ejemplo en la determinación de las propiedades mecánicas del suelo, en la aplicabilidad de las teorías, en las cargas reales que actuarán sobre la cimentación, en el procedimiento constructivo, etc.

Es usual emplear un valor de 3, en el cálculo de capacidad de carga para condiciones estáticas normales, y del orden de 2 para la combinación más desfavorable, de cargas estáticas permanentes y cargas dinámicas o estáticas eventuales.

3.4. PRUEBAS DE CARGA

Quando las condiciones de la obra por cimentar lo requieran, bien sea por incertidumbres o por economía se emplean pruebas de carga para determinar la capacidad de carga de trabajo de un suelo.

Con la salvedad del caso mostrado en la Fig.20, en el que no es aplicable una prueba de carga, en general los resultados que se obtienen están más cerca de la realidad.

3.4.1. Procedimiento

La Fig.21, presenta el arreglo típico que tiene una prueba de esta naturaleza.

En general se procede de acuerdo con una secuencia que a grandes rasgos es como sigue:

- a. Se prepara la superficie de apoyo para la placa de carga, procurando retirar cualquier capa dura local que pueda afectar los datos del ensaye. Las dimensiones del pozo donde se haga la prueba deben ser del orden de 6 veces el ancho de la placa y profundidad igual a la del estrato donde se desee apoyar la cimentación real.
- b. Mediante un gato hidráulico que reaccione contra un sistema de lastre independiente, se aplican cargas, por incrementos, a cada $1/5$ de la presión propuesta como capacidad de carga.

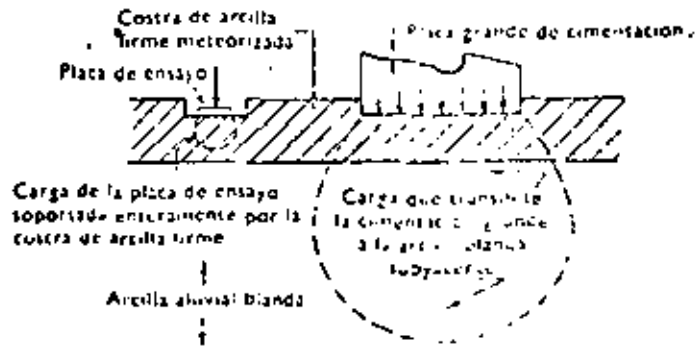


Figura 17

FIG. 20

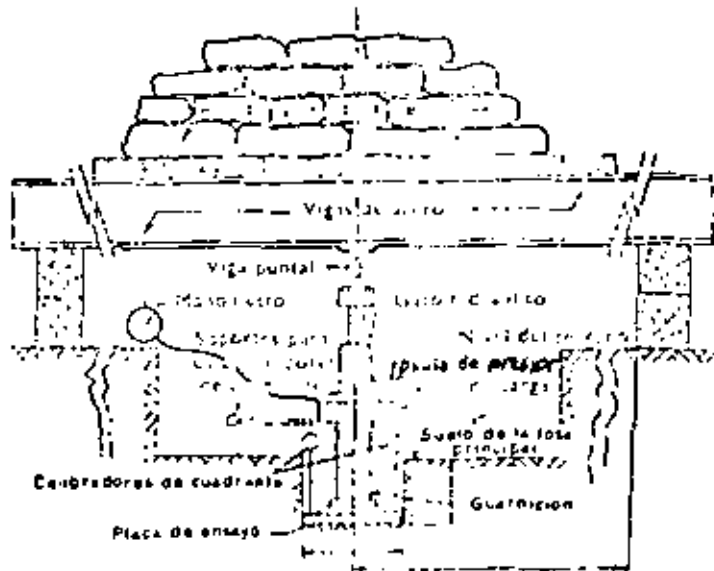
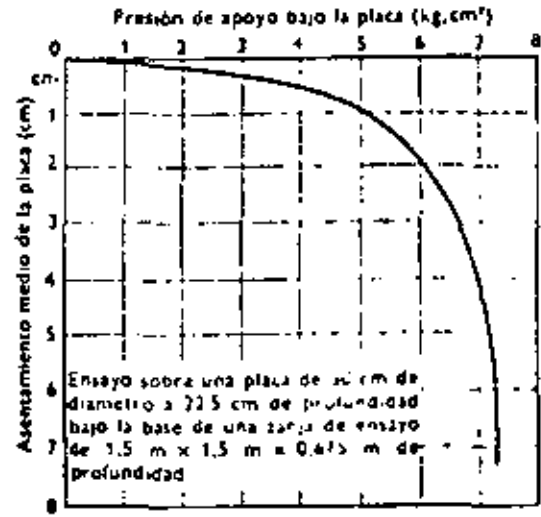


FIG. 21

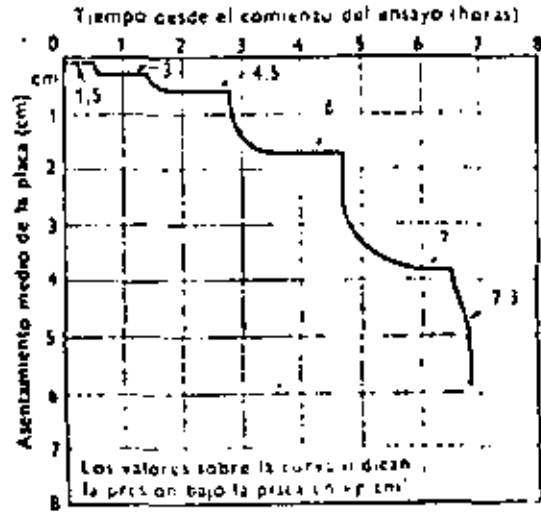
En caso de emplear anclas en lugar de lastre, deberán hincarse a 8 veces el diámetro de la placa.

- c. Es aconsejable emplear un anillo o una celda de presión calibrados para medir las cargas reales, ya que el sistema mecánico de los Gatos no está diseñado para dar lecturas confiables a pesar de ser calibrado.
- d. Mediante un sistema independiente de sujeción, deberán medirse los asentamientos de la placa, en dos puntos opuestos, mediante micrómetros con precisión de 0.01 mm.
- e. En ocasiones pueden emplearse sistemas ópticos de medición que refieran el movimiento de la placa a bancos alejados suficientemente de la prueba.
- f. Durante la prueba deberán registrarse para cada incremento, datos del asentamiento de la placa contra el tiempo (Fig.22). No deberá pasarse al siguiente incremento hasta que la variación de deformación respecto al tiempo sea prácticamente despreciable (10 micras por hora). Base a este juego de curvas, se construye la curva asentamiento contra presión de contacto, (Fig.22, curva superior).

284



a)



b)

FIGURA 11
RESULTADOS TÍPICOS DE UN ENSAYO DE APOYO EN PLACA

FIG 22

- g. De requerirse, es posible descargar a cero, en ciertos valores de la presión con objeto de separar las de formaciones elásticas y plásticas.

Esto^{es} especialmente útil en el caso de cimentaciones de maquinaria cuando se busca conocer la frecuencia natural de vibración de conjunto suelo cimentación.

3.4.2. Cálculo e Interpretación

Es aconsejable emplear en un mismo sitio varios tamaños de placa, — con el objeto de extrapolar con más elementos de juicio el valor de — capacidad de carga de trabajo más adecuado a la cimentación real.

Recuérdese que el asentamiento asociado a una presión es función directa del diámetro de la placa y que si se quiere llevar al prototipo la experiencia de la prueba es necesario llevar en mente la relación entre las dimensiones del prototipo y la placa.

Por ejemplo si una placa de 60 cm de diámetro se asentó 5 mm para una presión de 10 ton/m², entonces una zapata. de 3 metros de lado, — experimentará un asentamiento del orden de:

$$\text{Asent. Zapata} = 5 \text{ mm} \times \frac{300}{60} = 25 \text{ mm} = 2.5 \text{ cm}$$

Para la misma presión de 10 ton/m².

./.

3.4.3. Limitaciones

Deberá llevarse siempre en mente que tanto la zona afectada por la prueba como la zona afectada por la cimentación real, deben pertenecer al mismo estrato.

3.5. REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION

3.5.1. Alcance

Dan recomendaciones ^e general es de capacidad de carga para obras comunes de Ingeniería cuyo comportamiento ha sido observado y sancionado por la experiencia.

Proporcionan valores conservadores, que pueden aplicarse al caso de obras en las que no se justifique económicamente hacer un estudio especial y que pertenezcan a un numeroso grupo de obras de la misma naturaleza.

3.5.2. Cálculo e Interpretación

Cada reglamento asociado a una gran ciudad trae su propio método de aplicación, que en ciertos casos, como en el de la ciudad de México - recuerdan las fórmulas de K. Terzaghi y G. Meyerhof.

Por ejemplo: para el caso de la zona de baja compresibilidad el regla

mento de la Ciudad de México propone:

$$q_a = A B + C D + E$$

donde:

q_a = Capacidad de carga admisible en ton/m².

B = Ancho del cimiento en metros

D = Profundidad de apoyo en metros

A, C y E = Coeficientes, cuyos valores, se tabulan en el reglamento, en función de la clase del material y el tipo de cimentación.

3.5.3. Precauciones

Cuando se extrapola la capacidad de carga dada por un "Reglamento" a obras de Ingeniería sin precedente en la zona cubierta por aquel, puede incurrirse en soluciones artísticas en un caso o bien en soluciones que experimenten asentamientos excesivos por aplicar parcialmente las recomendaciones.

Esto último puede suceder cuando se coloca un edificio sobre zapatas diseñadas para una presión baja dada por reglamento, pero que en conjunto provoquen asentamientos importantes.

3.6. CONCLUSIONES

Puede decirse que los conceptos fundamentales de este capítulo son:

- a. Un suelo falla por rotura o por deformación excesiva.
- b. Capacidad de carga admisible es la que previene la falla por rotura del suelo.
- c. Capacidad de carga de trabajo es la que previene la falla por rotura y por deformación excesiva del suelo.
- d. La capacidad de carga de una cimentación es afectada por las propiedades mecánicas del suelo en que se --
apoya (principalmente, cohesión, ángulo de fricción, --
peso volumétrico, posición del nivel freático), por la
geometría en planta de la cimentación, por la profun-
didad de apoyo y dimensiones de la cimentación.
- e. En general puede considerarse que la expresión de ca
pacidad de carga de un suelo tiene tres términos, el-
cohesivo, el confinante y el friccionante.
- f. En suelos friccionantes el término cohesivo no existe
y el término confinante es muy importante.

- g. En suelos cohesivos el término friccionante no existe y el término confinante prácticamente no es importante, a excepción de las cimentaciones huecas.
- h. Los suelos cohesivo friccionantes en general tienen una excelente capacidad de carga.
- i. Las pruebas de carga proporcionan resultados más apegados a la realidad pero es imperativo conocer la estratigrafía del subsuelo donde se aplican para decidir sobre su aplicabilidad.
- j. Los reglamentos de construcción aportan valores conservadores de la capacidad de carga aplicables a obras donde sea antieconómico efectuar otro tipo de análisis. Al construir obras sin precedente conviene no apegarse a los valores de capacidad de carga recomendados sino profundizar concientemente en su evaluación.

México, D.F., Marzo de 1974

A t e n t a m e n t e

ING. JUAN J. SCHMITTER



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ANALISIS DE ASENTAMIENTOS

ING. ALDO ALFARO GONZALEZ

MAYO 1983

C O N T E N I D O

1. INTRODUCCION	1
2. CAUSAS DE DESPLAZAMIENTO VERTICAL	3
3. COMPRESIBILIDAD DE LOS SUELOS	5
4. CALCULO DE ASENTAMIENTOS	8
5. EXPANSIONES POR DESCARGA DEL TERRENO	23
6. DISTRIBUCION DE PRESSIONES DE CONTACTO	25
7. ASENTAMIENTO ADMISIBLE O TOLERABLE	27
8. ASENTAMIENTO POR VIBRACION	32
9. SUELOS EXPANSIVOS	35
10. DESPLAZAMIENTO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	41
11. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA	51

ANEXO A DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO

ANEXO B CRITERIOS DE CALCULOS DE ASENTAMIENTOS ELASTICOS

TEMA

ANALISIS DE DEFORMACIONES

1. INTRODUCCION

La cimentación de una estructura, como todas las partes de ésta, debe ser estable y económica. La primera condición se alcanza cuando se cumple con los siguientes requisitos básicos:

- a) ser segura contra fallas por resistencia al corte del suelo de apoyo,
- b) no acusar deformaciones, asentamientos o emersiones, de magnitud superior a la tolerable por la estructura y obras colindantes,
- c) localizarse de forma tal que quede protegida contra la acción de agentes externos.

Los tres requisitos deben satisfacerse aún cuando son independientes entre sí. Por ejemplo, una cimentación desplazada a profundidad suficiente para no ser afectada por agentes externos y segura contra falla por resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo, no necesariamente presentará un comportamiento apropia-

do en cuanto a desplazamientos verticales.

La mayoría de las fallas de cimentaciones se deben a asentamientos excesivos que son intolerables por la estructura que soportan. Son menos frecuentes las fallas por resistencia al corte del subsuelo, ya que para llenar este requisito usualmente se aplican márgenes de seguridad amplios.

En la Ciudad de México son numerosas las cimentaciones que por deformaciones, asentamiento o "emersión", tienen mal comportamiento. En otros sitios de la República también existen evidencias de este tipo de fallas, por ejemplo: hundimiento por licuación en Coatzacoalcos, durante el Macrosismo de Jalisco, 1959; hundimiento por socavación en puentes; comportamientos defectuosos por suelos expansivos y colapsables en diversas localidades del país, principalmente en el noroeste, etc.

2. CAUSAS DE DESPLAZAMIENTO VERTICAL

Las fallas de cimentaciones son debidas generalmente a asentamientos excesivos e intolerables para las estructuras, son menos frecuentes las fallas por resistencia al corte de los suelos pues desde este punto de vista es posible aplicar márgenes de seguridad amplios.

Las principales causas de asentamiento de estructuras son las siguientes:

- a) peso propio
- b) recompresión al volver a cargar un terreno expandido,
- c) saturación del terreno, que puede causar colapso o expansión,
- d) sismo y vibración, cuando generan licuación o densificación,
- e) fallas de techos de cavernas o minas.
- f) contracción de arcillas por secado,
- g) falta o pérdida de apoyo lateral,
- h) erosión del subsuelo: socavación y tubificación,
- i) extracción de agua del subsuelo: bombeo profundo de acuíferos o en construcciones cercanas,
- j) asentamiento de construcciones o sobrecargas vecinas,
- k) acción química y degradación de materia orgánica,
- l) remoldeo de arcillas,

- m) hundimiento regional,
- n) otras causas.

Es frecuente que el mal comportamiento de una estructura sea debido a dos o más causas.

En pocos casos, por ej. a) y b), es posible predecir la magnitud de la deformación, al menos con buena aproximación. En la gran mayoría no es posible cuantificar el orden de magnitud e incluso es difícil predecir su probabilidad de ocurrencia y daños que pudieran ocasionar, por lo que el ingeniero debe aplicar medidas para evitarlos, jugando un papel determinante la información del subsuelo, el comportamiento de estructuras en condiciones semejantes y, principalmente, el criterio y la experiencia del mismo. Una de las medidas aplicadas es el uso de cimentaciones de tipo profundo, lo que reduce el número de causas probables, aunque no las elimina del todo.

Además de las citadas, existen otras causas no predecibles, que sólo se resuelven cuando se presentan, aplicando medidas para evitarlas, repararlas oportunamente o para disminuir sus efectos.

3. COMPRESIBILIDAD DE LOS SUELOS

Toda masa de suelo al someterla a un incremento de carga se comprime y deforma, pudiendo ocurrir la deformación a corto o a largo plazo, o bien, bajo ambas condiciones.

La deformación a corto plazo es de tipo elástico y se presenta inmediatamente después de aplicar la carga. Se le denomina deformación o asentamiento elástico inmediato. La deformación a largo plazo es debida a la acción de cargas de larga duración que producen la consolidación del terreno de cimentación, distinguiéndose dos componentes; consolidación primaria y consolidación secundaria.

La consolidación primaria ocurre en suelos finos plásticos, de baja permeabilidad, en los que el tiempo que tarda para producirse es función del tiempo de expulsión del agua que los satura. Se estudia a partir de la teoría de consolidación de Terzaghi.

La consolidación secundaria se presenta en algunos suelos (principalmente arcillas muy compresibles, suelos altamente orgánicos, micáceos, etc.) que después de sufrir el proceso de consolidación primaria, continúan deformándose en forma similar al comportamiento de un cuerpo viscoso. Este proceso dura muchos años, prolongándose siglos; se tiene noticia de obras medievales en Europa que aún están hundiéndose.

Cuando un terreno es descargado las deformaciones serán ascendentes, denominándose, de manera similar, expansiones a corto y a largo plazo.

En base a lo aquí expuesto, la expresión general del asentamiento debido al peso aplicado de una cimentación es:

$$\Delta H_t = \Delta H_e + \Delta H_p + \Delta H_s \quad (1)$$

donde:

ΔH_t , asentamiento total,

ΔH_e , asentamiento elástico,

ΔH_p , asentamiento por consolidación primaria,

ΔH_s , asentamiento por consolidación secundaria.

Dependiendo del tipo y características (Inherentes o adquiridas) del suelo, uno o dos de estos asentamientos es más importante que los restantes. Así, en arenas, gravas y boleos el asentamiento elástico es preponderante.

$$\Delta H_t = \Delta H_e \quad (2)$$

En suelos arcillosos inorgánicos saturados la componente más importante es la de consolidación primaria, siguiendo la deformación elástica, pero esta última suele no tomarse en cuenta por ser despreciable comparada con aquélla.

$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_e \approx \Delta H_p \quad (3)$$

En suelos tales como arcilla muy blanda, orgánicos, micáceos y turba, las tres deformaciones son importantes, pero usualmente la elástica es menor y se desprecia, por lo que:

$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_s \quad (4)$$

En arcillas duras y en rocas, excepto rocas fracturadas con grietas rellenas de arcilla, rige la deformación elástica (expresión 2).

A partir de teorías simplificadoras y aproximadas, apoyadas en pruebas de laboratorio, los tres tipos de asentamiento pueden valuarse aproximadamente en algunos suelos. Sin embargo, en las rocas es utópico pues no es posible trabajar con muestras suficientemente grandes que representen su estructura secundaria o defectos geológicos, características que rigen fundamentalmente su comportamiento; por esta razón, una evaluación racional de be apoyarse en pruebas realizadas in situ.

4. CALCULO DE ASENTAMIENTOS

4.1 Cálculo de asentamientos elásticos

La deformación elástica para un área uniformemente cargada se calcula con la expresión que integra la solución de Boussinesq:

$$\Delta H_e = \frac{wB(1-\mu^2)}{E} I_f \quad (5)$$

donde:

B , ancho del cimiento

w , carga uniformemente repartida

μ , relación de Poisson

E , módulo elástico

I_f , valor de influencia o factor de forma.

Sowers* anota los siguientes valores de influencia para distintas formas del área cargada:

Forma del área	Valor de influencia, I_f		
	centro	esquina	medio
cuadrada	1.12	0.56	0.95
rectangular L/B = 2	1.52	0.76	1.30
L/B = 5	2.10	1.05	1.83
L/B = 10	2.54	1.27	2.20
circular (D en vez de B)	1.00	0.64 (borde)	0.85

* Sowers G. F., *Shallow Foundations, Foundation Engineering*, Leonards editor, McGraw-Hill, 1962, p. 566.

El problema con la aplicación de la expresión (5) y de otras similares, estriba en la dificultad para determinar satisfactoriamente los valores de E y μ .

En la mayoría de los suelos y rocas el rango de variación de μ es reducido, de 0.2 a 0.5, como puede verse en las tablas 1 y 2. Estos valores son difíciles de determinar y además tienen poca influencia en el cálculo, por lo que generalmente se asignan a criterio del ingeniero. Nótese que la deformación calculada tiene diferencia de un 20 % si en lugar de 0.5 se asigna a μ un valor de 0.3, o viceversa.

Los valores del módulo de elasticidad tienen un rango de variación mucho más amplio que, además del tipo de suelo o roca, depende de los siguientes factores: incremento con la profundidad o presión de confinamiento, compresión del suelo bajo la carga y por la presión de confinamiento del propio cimiento, contenido de agua, etc. En la práctica el módulo E se estima de las curvas esfuerzo-deformación axial determinadas de pruebas de compresión triaxial, drenada en el caso de arenas y no drenada (ó de compresión simple) en las arcillas. Como los suelos son "elásticos" para valores pequeños de la deformación, el valor de E se toma como la tangente del tramo inicial de la curva (módulo tangente inicial, E_T) o como la secante que une el origen, con el punto correspondiente al 50 % del máximo esfuerzo vertical de la prueba. Algunos autores sugieren que el módulo E se determine a partir de pruebas triaxiales realizadas

con 3 a 5 ciclos de carga y descarga.

El método más preciso para valuar E es el de la prueba de placa in situ. Consiste en utilizar placas rígidas de acero de diferentes tamaños pero misma forma, determinando para cada una su curva esfuerzo-deformación.

Los valores de E también pueden estimarse a partir de algunas correlaciones, como las siguientes (Bowles, Ref. 4)

- arcillas sensitivas normalmente consolidadas:

$$E = (250 \text{ a } 500) s_u$$

s_u , resistencia al corte, no drenada

- arcillas de baja sensibilidad ($s_t \leq 2$):

$$E = 1000 s_u$$

- arenas

$$E = 5 (N+15), \text{ kg/cm}^2$$

N, número de golpes de la prueba de penetración estándar

- arenas arcillosas

$$E = 3 (N+5), \text{ kg/cm}^2$$

Las tablas 1 a 5, reproducidas de las referencias 3 a 5, contienen valores de μ y E de algunos materiales.

La expresión (5) es aplicable a cimientos flexibles en los que es válido suponer una distribución uniforme de la presión de contacto. En cambio, en cimientos cuadrados rígidos el asentamiento es

Tabla 1 (Ref. 3)

TABLE 1-11.3

Compressibility	m_v cm ³ /kg	ν	Sediment
Very high	greater than 0.1	0.43 to 0.35	Lacustrine clays and silts
High	0.1-0.02	0.35 to 0.30	Clays and silts, lacustrine sandy silts. Residual soils. Loose volcanic dust
Medium	0.02-0.005	0.30 to 0.25	Compact clays and silts, fine eolian sediments. Residual soils and volcanic semi-compact sediments. Fine alluvium
Low	0.005-0.002	0.25	Sand, compact silts, alluvial soils. Compact and well graded sediments
Very low	less than 0.002	0.25	Sands, gravelly soils. Compact alluvial sediments, cemented and well graded

Tabla 2 (Ref. 3)

Table 2-3. Typical range of values for the static stress-strain modulus E_s for selected soils. Field values depend on stress history, water content, density, etc.

Soil	E_s	
	ksi	kg/cm ²
Clay		
Very soft	0.05-0.4	3-30
Soft	0.2-0.6	20-40
Medium	0.6-1.2	45-90
Hard	1-3	70-200
Sandy	4-6	300-425
Glacial fill	1.5-22	100-1,600
Loess	2-8	150-600
Sand		
Silty	1-3	50-200
Loose	1.5-3.5	100-250
Dense	7-12	500-1,000
Sand and gravel		
Dense	14-28	800-2,000
Loose	7-20	500-1,400
Shales	20-2,000	1,400-14,000
Silt	0.3-3	20-200

Tabla 3 (Ref. 5)

Table 2-4. Typical range of values for Poisson's ratio μ

Type of soil	μ
Clay, saturated	0.4-0.5
Clay, unsaturated	0.1-0.3
Sandy clay	0.2-0.3
Silt	0.3-0.35
Sand (dense)	0.2-0.4
Coarse (void ratio = 0.4-0.7)	0.15
Fine-grained (void ratio = 0.4-0.7)	0.25
Rock	0.1-0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1-0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15

Tabla 4 (Ref. 5)

Tabla 12.3 Módulo de Young para el primer ciclo de carga

	Suelta	Compacta
Partículas angulosas, frágiles	140 kg/cm ² 2000 psi	350 kg/cm ² 5000 psi
Partículas redondeadas, duras	560 kg/cm ² 8000 psi	1050 kg/cm ² 15,000 psi

Nota. Módulo secante para la mitad del esfuerzo desviador máximo, con una presión de confinamiento de 1 atmósfera.

Tabla 5 (Ref. 5)

Tabla 12.4 Módulo de Young para cargas repetidas

Suelo (presión de confinamiento de 1 atmósfera)	Módulo de Young (kg/cm ²)	
	Suelta	Compacta
Cuarzo triturado y tamizado, anguloso y fino	1,190	2,100
Arena de Ottawa tamizada, fina y redondeada	1,820	3,150
Arena de Ottawa estándar, media y redondeada	2,100	3,040
Arena tamizada, media, subangulosa	1,400	2,450
Cuarzo triturado y tamizado, medio, anguloso	1,260	1,890
Arena gruesa bien graduada, subangulosa	1,050	1,960

uniforme y suponiendo que w representa el valor medio de la presión de contacto, dicho asentamiento será:

$$\Delta H_e = \frac{0.8 w B (1-\mu^2)}{E} \quad (6)$$

El asentamiento de una zapata cuadrada de ancho B ($A = B^2$) sujeta a una carga P transmitida por la columna, si $\mu = 0.5$, será:

$$\Delta H_e = \frac{0.6 w B}{E} = \frac{0.6 P}{EB} = \frac{0.6 P}{E \sqrt{A}} \quad (7)$$

De esta expresión se deduce que si el asentamiento para una carga P se quiere reducir a la mitad, el área debe aumentarse cuatro veces.

En el Anexo B se presentan tres criterios para el cálculo de desplazamientos verticales, en la superficie y a cualquier profundidad, de cimentaciones elásticas. Para cimentaciones rígidas debe corregirse el asentamiento bajo el centro del área cargada, calculando como si se tratara de una cimentación flexible, afectado de los siguientes factores que dependen de la profundidad de desplante:

Tabla 6.

Profundidad	Factor
0 a 0.5 B	0.85
B	0.90
1.5 B	0.95
2 B	1.0

La teoría para el cálculo de desplazamientos elásticos también

se aplica en la estimación de expansiones a corto plazo de excavaciones en arcilla, las cuales ocurren inmediatamente después de retirar el peso al terreno. Interesa conocerlas para planear los procedimientos o etapas de excavación, en forma tal que los asentamientos producidos por recompresión del terreno expandido, sean tolerables para la estructura que vaya a construirse.

Por la dificultad de determinar E y μ , es más frecuente que el asentamiento de estructuras desplantadas en suelos arenosos se estime a partir de criterios empíricos o semi-empíricos, o bien, se limite la presión de contacto a un valor tal que produzca asentamientos tolerables. A continuación se presentan dos casos: uno para zapatas y otro para losas de cimentación.

Caso I. Zapatas desplantadas en arena.

El criterio más utilizado es el de Terzaghi-Peck, que correlaciona la resistencia a la penetración (número de golpes N del muestreador estándar) con la presión de contacto q_a limitada a un valor tal que produzca un asentamiento máximo de 2.5 cm (1") y diferencial de 1.9 cm (3/4").

La Fig. 1* muestra la gráfica de correlación entre N y q_a para diferentes anchos de zapatas desplantadas en arena se-

* Figura tomada de Terzaghi-Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, J. Wiley, 1967, p. 491, y transformada a unidades del Sistema Métrico (Ref. 2).

ca o parcialmente saturada, de los grupos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos: SW, SP y SM. Si el suelo es grava o una mezcla de ésta con arena, N no es indicativo del grado de compactación. En este caso se recomienda efectuar pozos a cielo abierto para estimar al menos cualitativamente, el grado de compactación en función de la apariencia, estabilidad y resistencia a la excavación. Si se utiliza una presión de contacto en grava, igual a la de una arena de la misma compactación, el valor proporcionado por la gráfica de la Fig. 1 es conservador.

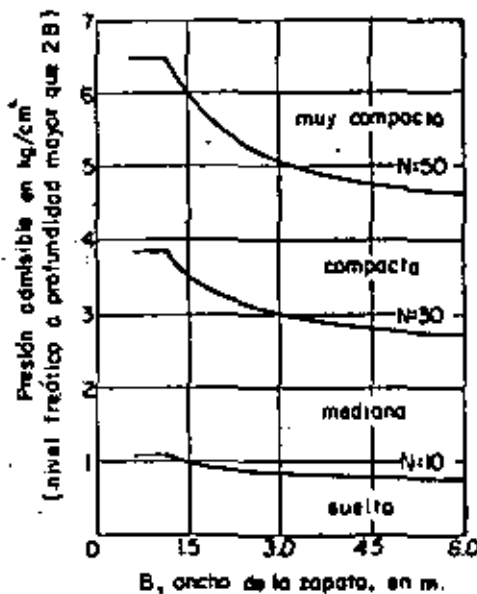


Fig. 1 Presión de contacto admisible de zapatas en arena, a partir de la prueba de penetración estándar (Ref. 2)

Si la arena bajo el cimiento está sumergida y muy suelta ($N < 5$ golpes), cualquier vibración puede producir un estado de licuación seguido de un asentamiento súbito. Asentamientos fuertes también pueden deberse a cambios del nivel freático. Por tanto, en arena bajo esas condiciones deberá emplearse otro tipo de cimentación, como pilotes.

En arena sumergida de mayor compactad, para el cálculo de q_a debe tomarse en cuenta el efecto de sumersión. Si la relación D_f/B es pequeña el valor proporcionado por la Fig. 1 debe reducirse a la mitad; si $D_f/B = 1$ el valor se reduce solo un tercio. La sumersión de la arena, bajo ciertas circunstancias, tiende a reducir la resistencia a la penetración N , si esto ocurre deberá hacerse una corrección.

El ejercicio 5 ilustra un caso real de la presión de contacto de una zapata en arena saturada.

Caso II. Losas desplantadas en arena

Terzaghi y Peck proponen los valores de capacidad de carga unitaria admisible anotados en la siguiente tabla, aplicables a losas cimentadas en suelos arenosos, siempre que la estructura tolere sin dañarse asentamientos diferenciales entre columnas de 2 cm y un asentamiento máximo de 5 cm.

Tabla 7. Valores propuestos de la capacidad de carga admisible para losas en arena.

compacidad relativa de la arena	suelta	media	compacta	muy compacta
N	< 10	10-30	30-50	> 50
q_a	requiere compactarse	7 -25	25-45	> 45

Los valores están basados en un asentamiento máximo de 5 cm.

Se supone que el espesor del estrato de arena es mayor que el ancho B de la losa, y que el nivel freático está muy cerca o arriba de la losa. Si la profundidad de la roca está a una distancia mucho menor que B/2, o si el nivel freático está a una profundidad mayor que B/2, la capacidad de carga admisible puede aumentarse.

Se supone que las cargas están distribuidas más o menos uniformemente sobre la base del edificio. Si algunas partes de una losa grande desplantada sobre arena, están sujetas a muy diferentes cargas por unidad de superficie, es conveniente establecer juntas de construcción en los límites de esas partes.

El valor de N de la tabla se obtiene de la siguiente forma: se realizan varios sondeos de penetración estándar de longitud

 N , número de golpes en 30 cm de la prueba de penetración estándar
 q_a , valor propuesto de la capacidad de carga admisible, en ton/m².

igual al ancho B de la cimentación, medida a partir del desplante, determinado para cada uno el valor promedio de N , de los cuales se elige el menor que será el que se utilice. El número de sondeos dependerá de las dimensiones del edificio y de la heterogeneidad del subsuelo.

El Anexo C es un artículo de Eric E. Jordan (Ref. 6) en el que analiza diversos métodos de cálculo de asentamientos en arenas.

4.2 Cálculo de asentamientos por consolidación primaria

El asentamiento ΔH por compresión de un estrato de espesor H y relación de vacíos inicial e_0 , debido a un cambio de ésta (Δe_0), es:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H \quad (8)$$

Para calcular ΔH se requiere determinar el espesor inicial del estrato mediante exploraciones de campo y conocer la variación de la relación de vacíos que el suelo experimentará al someterlo a un incremento de carga. Con este fin se utiliza la curva de compresibilidad (e -log p), determinada de pruebas de consolidación en el laboratorio.

Si el subsuelo está formado por varios estratos compresibles, el asentamiento total será igual a la suma del enjutamiento de cada uno.

Skempton y Bjerrum (Fig. 2) proponen factores de corrección (C) al asentamiento calculado, los cuales son función de la relación espesor del estrato-ancho de la cimentación, H/B , y del estado de consolidación de la arcilla. El asentamiento corregido (ΔH_c) es el siguiente:

$$\Delta H_c = C \Delta H \quad (9)$$

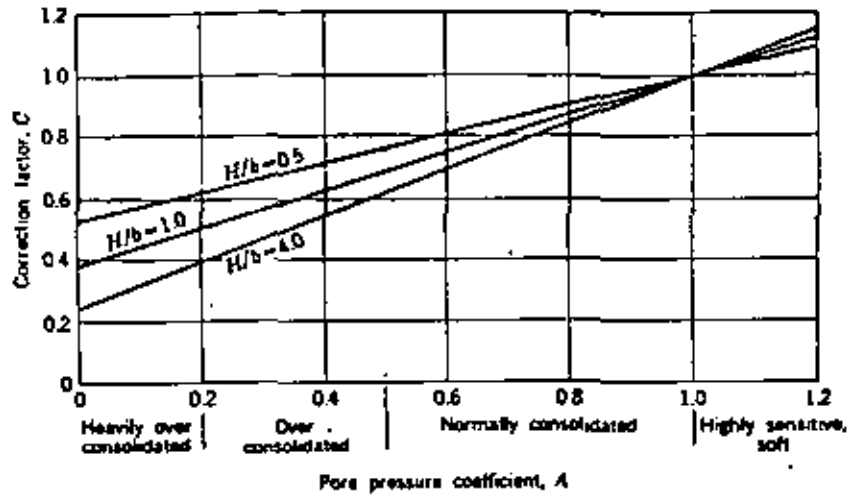


Fig. 2. Factores de corrección de asentamientos (Ref. 7).

Puede notarse en la Fig. 2 que en el caso de arcilla blanda, como la de la Ciudad de México, el factor de corrección es prácticamente igual a 1.

En arcilla normalmente consolidada, el asentamiento puede estimarse a partir de correlaciones del límite líquido (LL) y el índice de compresión (C_c):

$$C_c = 0.009 (LL - 10) \quad (10)$$

y aplicando la expresión:

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{(p_c + \Delta p)}{p_c} \quad (11)$$

donde: p_c , presión de preconsolidación

Δp , incremento de presión

Como ejemplo de una aplicación real del cálculo de asentamien

tos a partir de la expresión (8), se incluye el Ejercicio 6, en el que pueden observarse la secuela y las consideraciones o simplificaciones que en general se hacen para la solución del problema real.

Los pasos a seguir en el cálculo, en términos generales, son los siguientes:

- a) Elección del tipo de cimentación.
- b) Cálculo de capacidad de carga admisible por resistencia al corte.
- c) Cálculo del diagrama de presiones efectivas.
- d) Cálculo del incremento de presión por la sobrecarga impuesta, utilizando la Carta de Newmark, las gráficas de Fadum u otro procedimiento.
- e) Suma de los diagramas obtenidos en (c) y (d).
- f) División del subsuelo en estratos o capas de iguales propiedades cada una.
- g) Determinación de la presión efectiva inicial (p_0) al centro de cada estrato, así como del incremento de presión medio (Δp).
- h) Cálculo en cada estrato de Δe para el incremento Δp , utilizando las curvas e - $\log p$.

- i) Aplicación de la expresión (8).
- j) Corrección del asentamiento según la expresión (9).
- k) Corrección del asentamiento por rigidez de la estructura.
- l) Comparación de los asentamientos total y diferencial con los tolerables para la estructura.

Como complemento de este tema, se presenta el Ejercicio 7 que se refiere al cálculo del tiempo de consolidación basado en la teoría de consolidación de Terzaghi. Cabe mencionar que los resultados obtenidos al aplicar esta teoría, generalmente no concuerdan con los observados en la práctica.

4.3 Cálculo de asentamiento por consolidación secundaria

Como se mencionó en el inciso 3, en suelos muy blandos, arcilla orgánica y turba la componente de asentamiento por consolidación secundaria es más importante que las otras.

No existe una solución precisa para cuantificar esta deformación, pero una clásica que proporciona orden de magnitud aceptable, comparada con las reales, es la que se presenta en el Ejercicio 8.

5. EXPANSIONES POR DESCARGA DEL TERRENO

En cimentaciones compensadas que requieren de excavación del terreno para alojarlos interesa conocer las expansiones producidas por la descarga del mismo.

Las expansiones pueden ser de dos tipos: a "corto plazo y a "largo plazo".

5.1 Expansiones a corto plazo

También se denominan elásticas y ocurren inmediatamente a medida que se excava el terreno. Tienen importancia debido a que pueden ocasionar daños a construcciones vecinas por desplazamientos ascendentes diferenciales, y a la propia estructura al cargar con su peso al terreno expandido. Su orden de magnitud permitirá establecer las etapas de excavación y los procedimientos que las limiten a valores mínimos tolerables.

Para fines prácticos, se acepta que la magnitud de los asentamientos por recompresión es del mismo orden que la expansión experimentada por el terreno.

Con objeto de ilustrar el cálculo de expansiones a corto plazo, se anexa el Ejercicio 9.

5.2 Expansiones a largo plazo

Este fenómeno es el inverso de la consolidación; implica in-

crementos en la relación de vacíos y contenido de agua, debidos a la acción de una descarga de larga duración de un terreno de baja permeabilidad.

Las expansiones a largo plazo en suelos arcillosos, ocurren a continuación de las elásticas, cuando una excavación ha permanecido abierta un período de tiempo muy largo, o bien, en cimentaciones sobrecompensadas en las que el peso del suelo excavado es mayor que el peso de la construcción, siendo la carga, de sobrecompensación la responsable de esas expansiones.

Cuando se dispone de tiempo suficiente antes de la construcción, existe la alternativa de excavar a una profundidad tal que el peso del suelo extraído, iguale a la carga de sobrecompensación, permitiendo que el terreno se deforme libremente, observando su evolución a partir de nivelaciones de bancos localizados dentro y fuera del área excavada. Sin embargo, en la gran mayoría de las obras esto no es posible, por lo que se recurre a otros artificios para reducir las expansiones a un valor tolerable, como la utilización de lastre, empleo de anclajes o pilotes trabajando a tensión, reducción de la profundidad de desplante, etc.

Un ejemplo del cálculo de expansiones a largo plazo se presenta en el Ejercicio 10.

6. DISTRIBUCION DE PRESIONES DE CONTACTO

Se llama "presión de contacto" a la presión que actúa entre la base del cimiento y el terreno de cimentación. Tiene importancia en el diseño de cimientos ya que determina la distribución de fuerzas cortantes y momentos flexionantes.

Bajo un área superficial uniformemente cargada, equivalente a una cimentación idealmente flexible, el cimiento se deformará según la Fig. 3, siendo también uniforme la distribución de la presión de contacto.

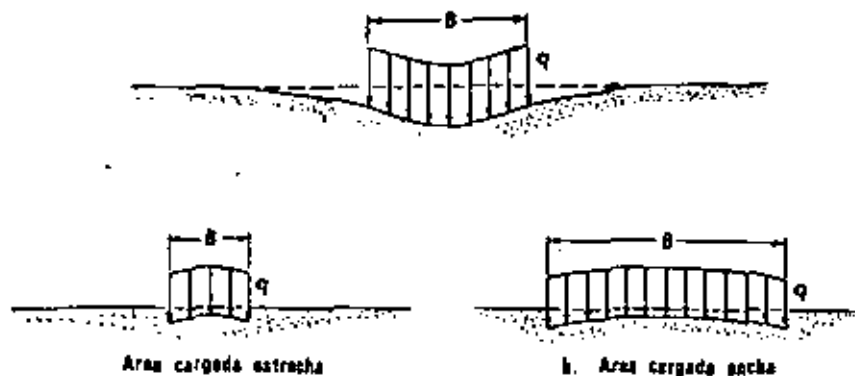


Fig. 3. Distribución de asentamientos bajo una carga uniforme (cimiento idealmente flexible): (a), en material idealmente elástico, como arcilla saturada; (b), en material elástico cuya rigidez aumenta con la presión de confinamiento, como arena y grava (Sowers, 1962, Ref. 7)

Si el cimiento es rígido, la distribución de presiones será de las formas indicadas en la Fig. 4, según el tipo de suelo

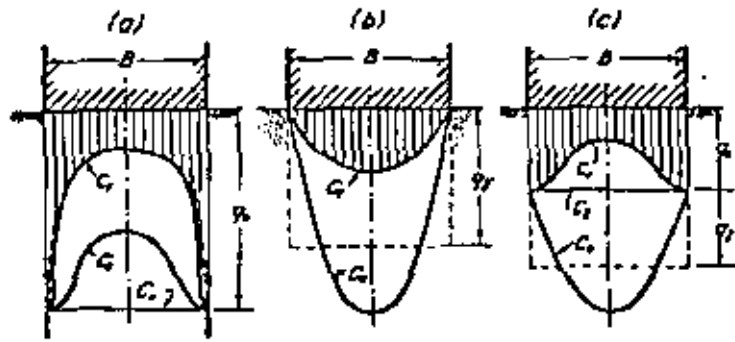


Fig. 42.2. Distribución de la presión de contacto en la cara de fundación de una zapata rígida y lisa asentada sobre: (a) un material elástico real; (b) arena no cohesiva; (c) suelo con características intermedias. Las curvas C_1 corresponden a la presión de contacto para la zapata sometida a la carga que produce la rotura del suelo.

Fig. 4 (Ref. 2)

Es común que en el diseño de un cimiento se considere que la presión de contacto es uniforme. En el caso de cimientos rígidos desplantados en arena, esa consideración conduce a un diseño conservador, pero en arcilla, donde la presión es mayor en los bordes, quedará del lado inseguro. Sin embargo, en general, los factores de seguridad empleados en el diseño estructural son suficientes para absorber los esfuerzos en exceso.

En el diseño de cimentaciones rígidas, de grandes dimensiones, como losas y cajones, desplantados en suelo compresible, es importante tomar en cuenta la distribución no uniforme de la presión de contacto. Las consideraciones al respecto se tratarán en el Tema 6, aunque por lo general se diseñan como techos invertidos sujetos a una presión de contacto uniforme.

7. ASENTAMIENTO ADMISIBLE O TOLERABLE

Enseguida se incluye copia del artículo de la Ref. 5, que describe los tipos de asentamiento y sus limitaciones para diversas estructuras, aceptadas por la mayoría de los autores.

14.2 ASENTAMIENTO ADMISIBLE

El asentamiento puede tener importancia por tres razones, incluso aunque la falla no sea inminente: aspecto, condiciones de servicio y daños de la estructura.

Los asentamientos pueden alterar el aspecto de una estructura, provocando grietas en los muros exteriores, y en los revocos de las paredes interiores. También pueden dar lugar a que una estructura se incline lo suficiente para que pueda apreciarse a simple vista su inclinación.

El asentamiento puede interferir con el servicio de una estructura en diversas formas; por ejemplo, las grúas y otros tipos de maquinaria pueden dejar de funcionar correctamente; las bombas, compresores, etc. pueden desajustarse; y las unidades de seguimiento como el radar pierden precisión.

El asentamiento puede producir el fallo estructural de un edificio y su colapso, incluso aunque el factor de seguridad contra la falla por corte de la cimentación sea elevado.

Algunos de los diversos tipos de asentamiento se indican en la Fig. 14.6. La Fig. 14.6a muestra un *asentamiento uniforme*. Un edificio sobre una placa estructural muy rígida sufre un asentamiento uniforme. La Fig. 14.6b representa un *giro* o vuelco uniforme en el que toda la estructura tiene la misma distorsión angular. La Fig. 14.6c muestra un caso muy habitual de *asentamiento no uniforme* o *diferencial*. El asentamiento diferencial puede producirse por: a) presiones uniformes que actúan sobre un suelo homogéneo;

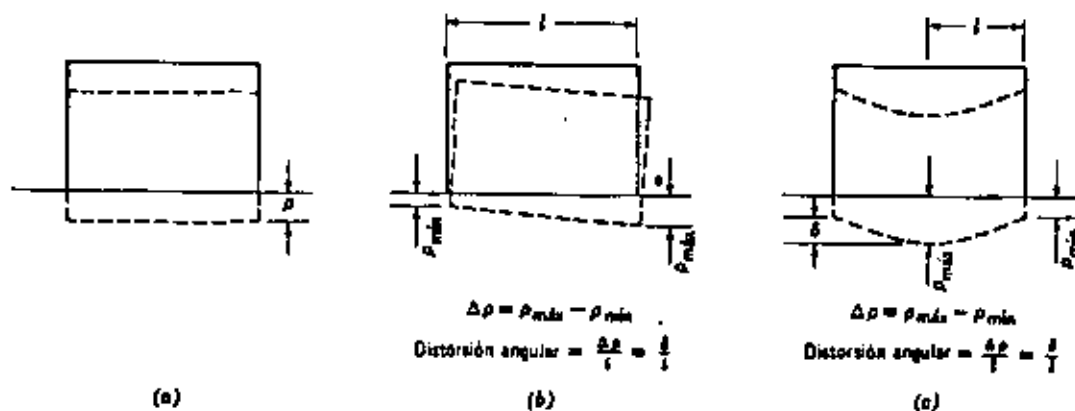


Fig. 14.6. Tipos de asentamiento. a) Asentamiento uniforme, b) Vuelco, c) Asentamiento no uniforme.

Tabla 14.1 Asentamiento admisible

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo	
Asentamiento total	Drenaje	6-12 plg.	
	Acceso	12-24 plg.	
	Probabilidad de asentamiento no uniforme		
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.	
	Estructuras reticulares	2-4 plg.	
Inclinación o giro	Chimeneas, silos, placas	3-12 plg.	
	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho	
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004/l	
	Rodadura de camiones, etc.	0.01/l	
	Almacenamiento de mercancías	0.01/l	
	Funcionamiento de máquinas - telares de algodón	0.003/l	
	Funcionamiento de máquinas - turbogeneradores	0.0002/l	
	Carriles de grúas	0.003/l	
	Drenaje de soleras	0.01-0.02/l	
	Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001/l
		Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-0.002/l
Fisuración de revocos (yeso)		0.001/l	
Pórticos de concreto armado		0.0025-0.004/l	
Pantallas de concreto armado		0.003/l	
Pórticos metálicos continuos		0.002/l	
Pórticos metálicos sencillos		0.005/l	

Según Sowers, 1962.

Nota. l = distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados son para asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden a asentamientos irregulares y estructuras delicadas.

o b) presiones diferentes sobre el terreno o c) condiciones del terreno heterogéneas.

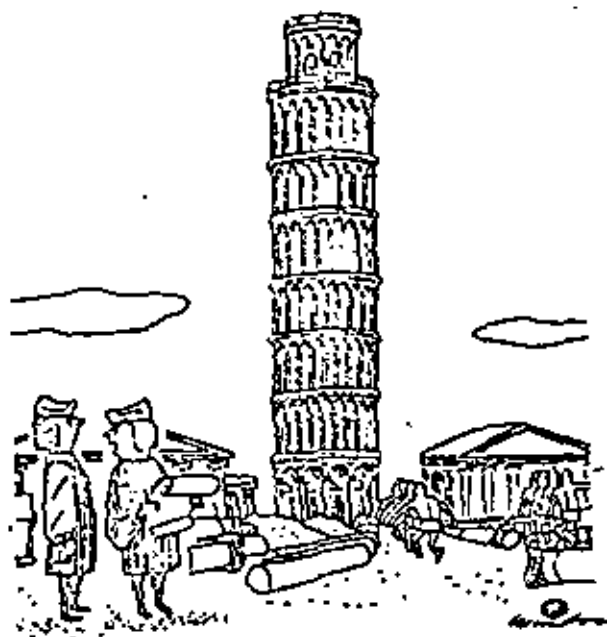
Como se muestra en la Fig. 14.6 ρ_{\max} indica el asentamiento máximo y ρ_{\min} el mínimo. El asentamiento diferencial ($\Delta\rho$) entre dos puntos es la diferencia entre el asentamiento máximo y el mínimo. El asentamiento diferencial también se caracteriza por la *distorsión angular* δ/l que es el asentamiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia horizontal entre ellos.

El asentamiento que una estructura puede tolerar, *asentamiento admisible*, depende de muchos factores incluyendo el tipo, forma, situación y finalidad de la estructura, así como la forma, velocidad, causa y origen del asentamiento. La Tabla 14.1 da indicaciones sobre los asentamientos admisibles. Podría parecer que el ingeniero que proyecta una cimentación debería considerar el asentamiento admisible especificado por el proyectista de la estructura. Pero, sin embargo esto raramente es el caso y el ingeniero de cimentaciones se encuentra frecuentemente entre el ingeniero estructural, que no desea el menor asentamiento, y el cliente que quiere una cimentación económica. Así pues, es importante considerar los asentamientos admisibles.

En los párrafos siguientes se comentarán algunos de los aspectos sobresalientes del asentamiento admisible, ilustrándolo gráficamente. En la última parte de esta sección se hacen indicaciones para estimar en cada caso el asentamiento admisible.

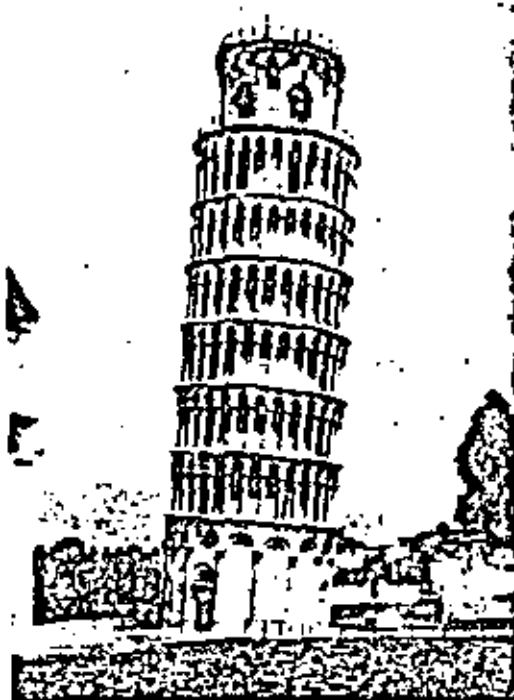
Asentamiento total

En general, la magnitud del asentamiento total no constituye un factor crítico, sino principalmente una cuestión de conveniencia. Si el asentamiento total de una estructura es superior a 15 ó 20 cm pueden presentarse problemas en las conducciones (de gas, agua o alcantarillado) conectadas a la estructura. Sin embargo, las juntas deben proyectarse pensando en el asentamiento de la estructura. La figura 1.3 muestra un ejemplo clásico de un edificio que ha sufrido grandes asentamientos y aún permanece en servicio. Sin embargo existen casos en los que los asentamientos totales grandes pueden dar lugar a graves problemas; por ejemplo, un depósito sobre arcilla blanda, próximo a la costa, puede asentar, quedando por debajo del nivel del agua.



"¡Sí!, ha escalado un poco en la cimentación pero eso no se sabrá nunca!"

(a)



(b)

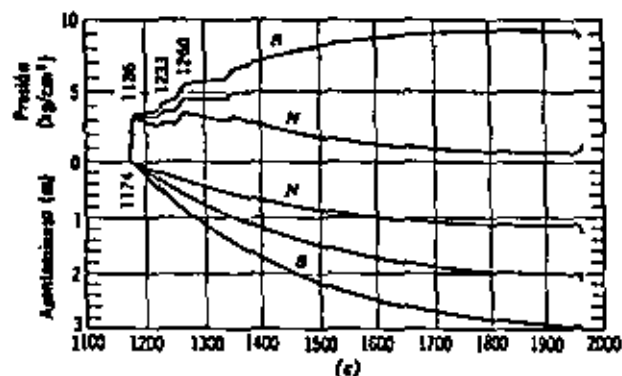


Fig. 14.7. Torre inclinada de Pisa. a) Tomada de la Conferencia sobre Asentamientos, ASCE 1964. b) y c) Según Terracina.

Vuelco o inclinación

Un caso clásico es la Torre Inclinada de Pisa (Fig. 14.7). Como puede verse por la curva tiempo-asentamiento, el lado Norte de la torre ha asentado algo más de 1 m, mientras que el lado Sur ha asentado aproximadamente 3 m, con un asentamiento diferencial de 1.8 m. Esta inclinación produce un aumento de las presiones sobre el terreno en el lado Sur de la Torre, agravando así la situación. Un asentamiento tan importante en un edificio elevado representa una situación peligrosa, potencialmente inestable. Actualmente se están estudiando métodos para impedir el progreso de los asentamientos (Terracina, 1962).

Asentamiento no uniforme

La distorsión angular admisible en edificios ha sido estudiada por análisis teóricos, mediante pruebas con grandes modelos de pórticos estructurales y observaciones in

situ. La Fig. 14.8 da un resumen de los resultados de estos estudios. Un caso extremo lo constituyen los radares de seguimiento de precisión, en los que un asentamiento diferencial de sólo $\delta/l = 1/50,000$ puede inutilizar el sistema de radar.

Un depósito metálico para el almacenamiento de fluidos constituye una estructura particularmente interesante. La mayor parte de la carga se debe al fluido almacenado, y por efecto de la flexibilidad del fondo del depósito, la presión sobre el terreno tiene una distribución uniforme. La flexibilidad significa también que los depósitos pueden soportar grandes asentamientos diferenciales sin daños, y los propietarios de tales depósitos raramente se preocupan de su aspecto. Existe sin embargo un notable desacuerdo entre ingenieros, constructores y propietarios respecto al asentamiento admisible para tales depósitos. Un estudio de este tema por Aldrich y Goldberg (sin publicar) ha revelado los siguientes hechos:

1. Algunos depósitos han asentado más de 1.50 m. y permanecen en servicio.
2. Algunos depósitos han fallado estructuralmente con asentamientos de sólo 18 cm.
3. Los asentamientos admisibles comúnmente considerados para el proyecto de las cimentaciones de depósitos metálicos varían de 2.5 a 50 cm.

La gran disparidad en los resultados observados y en cuanto a los asentamientos admisibles a considerar resalta la dificultad con que se enfrenta el ingeniero al establecer los asentamientos admisibles. Aunque la Tabla 14.1 y la Fig. 14.8 constituyen buenas indicaciones para trabajos rutinarios, las obras importantes deben estudiarse cuidadosamente.

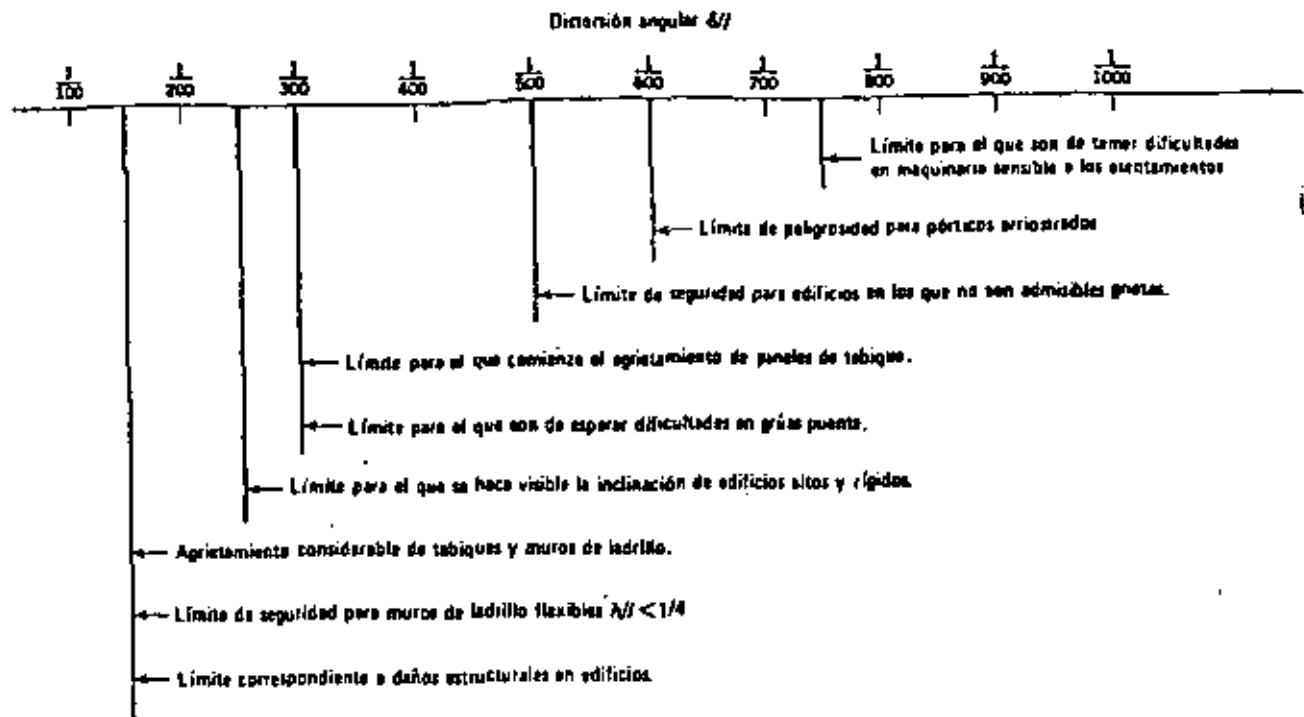


Fig. 14.8. Distorsiones angulares límites (Según Bjerrum, 1963a).

Relación entre el asentamiento total y el diferencial (o no uniforme).

Como se ha indicado anteriormente, en el proyecto de una cimentación tiene más importancia el asentamiento diferencial que el total. Por otro lado, es mucho más difícil estimar el asentamiento diferencial que el asentamiento máximo. Esto se debe a que la magnitud del asentamiento diferencial viene afectada principalmente por la heterogeneidad del terreno natural y también por la capacidad de las estructuras para salvar las zonas blandas de la cimentación. En un trabajo muy importante, suele merecer la pena hacer un estudio detallado del terreno para localizar las zonas de mayor o menor resistencia; investigando a fondo la relación entre los desplazamientos de la cimentación y las fuerzas de la estructura. En obras de menor importancia puede ser suficiente con emplear una relación empírica entre el asentamiento total y el diferencial y establecer el criterio de proyecto a partir de un asentamiento total admisible.

La Fig. 14.9 da los resultados correspondientes a edificios reales cimentados sobre suelos granulares. En la parte a) se dan los valores observados de la distorsión angular δ/l en función del asentamiento diferencial máximo. Mientras que δ/l se determina por el asentamiento diferencial entre columnas adyacentes, el asentamiento diferencial máximo puede producirse entre dos columnas muy separadas. La curva dibujada en la figura constituye la media de los puntos observados. La parte b) muestra la relación entre el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo. La línea trazada como envolvente superior indica que el asentamiento diferencial máximo puede ser igual al asentamiento máximo; es decir, puede

existir una columna que no tenga prácticamente asentamiento. En general, el asentamiento diferencial máximo es menor que el asentamiento máximo².

El empleo de estas relaciones se aclara con el ejemplo 14.1. Según la naturaleza del edificio se elige un valor δ/l admisible. A continuación se utilizan las curvas para encontrar el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo total admisible. El asentamiento calculado por los métodos de las secciones 14.8 a 14.10 debe ser menor que este asentamiento admisible. Un asentamiento total admisible de una pulgada (2.5 cm) suele especificarse corrientemente para edificios comerciales.

► Ejemplo 14.1

Datos. Un edificio de una sola planta de concreto armado, con muros de ladrillo.

Problema. Calcular el asentamiento total admisible que asegurará la no fisuración de los muros de ladrillo.

Solución. Según la Fig. 14.8, δ/l máxima = $1/500 = 0.002$.

La Tabla 14.1 habría dado 0.003. Se adopta $\delta/l = 0.002$.

Según la Fig. 14.9a, el asentamiento diferencial máximo admisible es de 2.5 cm.

Según la Fig. 14.9b, tomando el límite superior, el asentamiento total admisible es también de 2.5 cm. ◀

² Puede producirse un asentamiento diferencial máximo mayor que el asentamiento total máximo cuando una parte de la estructura se levanta y otra se hunde. Este caso no es raro en depósitos cimentados en arena.

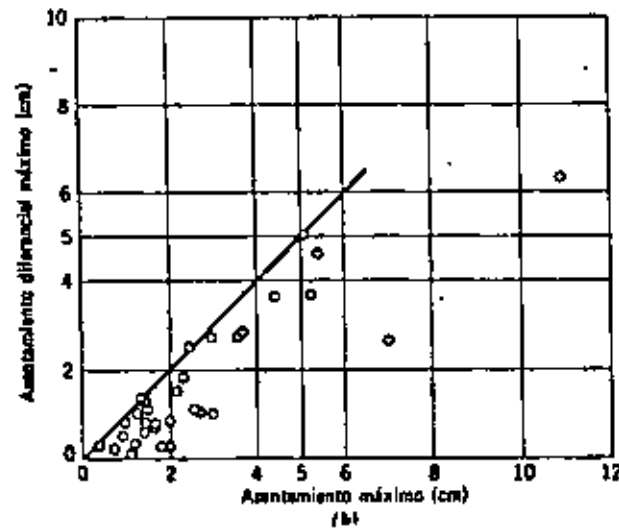
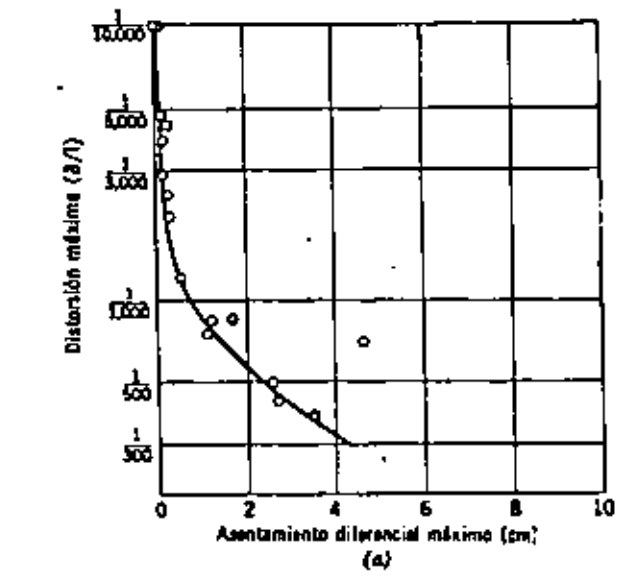


Fig. 14.9. Asentamiento de estructuras cimentadas sobre arena [Según Bjerrum, 1963a y 1963b].

8. ASENTAMIENTO POR VIBRACION

8.1 Suelos no susceptibles a licuación

Las estructuras desplazadas en suelos granulares, en particular en arena de baja compacidad, son susceptibles a sufrir asentamientos por vibración. Esta produce una disminución de la relación de vacíos por reacomodo de las partículas; la influencia del peso de la estructura es poco significativo.

La vibración puede ser causada por el funcionamiento de maquinaria, tráfico, hincado de pilotes, explosiones y sismo.

No existe un método apropiado para evaluar el asentamiento de estructuras bajo la influencia de solicitaciones debidas a vibración. Sin embargo, el problema puede acotarse calculando el asentamiento máximo que produciría en un estrato granular al variar la relación de vacíos natural a la correspondiente al estado más compacto; esta condición representaría la más severa y difícilmente llega a presentarse en la realidad. El cálculo se basa en la siguiente expresión:

$$\Delta H_{\text{máx}} = \frac{e_{\text{nat}} - e_{\text{mín}}}{1 + e_{\text{nat}}} H \quad (12)$$

donde:

$\Delta H_{\text{máx}}$, asentamiento máximo, en cm

e_{nat} , relación de vacíos de la arena en su estado natural

e_{mfn} , relación de vacíos mínima, correspondiente al estado más compacto de la arena.

H, espesor del estrato, en cm.

Este criterio requiere de la determinación de la e_{nat} mediante pruebas in situ, y de la e_{mfn} en el laboratorio, provocando el estado más compacto en la arena.

Si el asentamiento es excesivo e intolerable, deberá emplearse otro tipo de cimentación o provocar antes de la construcción la compactación de la arena, a partir de la aplicación de diversos procedimientos, como vibrocompactación, vibroflotación, pilotes hincados a percusión, etc.

En suelos arcillosos generalmente es despreciable el asentamiento por la causa citada.

8.2 Suelos susceptibles a licuación

El fenómeno de licuación ocurre en ciertos suelos en estado suelto, al tender a disminuir de volumen cuando son sometidos a esfuerzos cortantes. Si el agua que constituye la fase líquida no es expulsada rápidamente, la presión de poro no se disipa y la resistencia al corte se reduce, produciéndose el fenómeno de licuación, caracterizado por asentamientos súbitos comunmente de consecuencias catastróficas.

La experiencia ha mostrado que los suelos susceptibles al fe

nómeno de licuación son aquellos granulares finos, de graduación uniforme, de partículas redondeadas, en estado suelto y sumergidos.

Como ejemplo de un fenómeno de licuación parcial se cita el ocurrido en el Macrosismo de Jaltipan (Marsal, 1961), el 26 de agosto de 1959, donde las cimentación superficiales (zapatas) de varios edificios de Marina y Puertos Libres fallaron con asentamientos hasta de 1 m.

9. SUELOS EXPANSIVOS

Algunos suelos arcillosos son susceptibles a experimentar cambios volumétricos importantes al cambiar su contenido de agua, presentando como consecuencia expansiones al aumentar, y contracciones, al disminuir. Los depósitos de estos suelos generalmente se encuentran superficiales, sin embargo, algunos autores han reportado la presencia de estratos delgados a profundidades hasta de 60 m.

Los suelos expansivos pueden identificarse en función de algunas de sus propiedades índice, caracterizándose principalmente por presentar valores altos de su límite líquido y de su índice plástico. En la tabla siguiente se presenta el criterio propuesto por W.G. Holtz, para la identificación de arcillas expansivas. En las Figs. 5 y 6, se muestran gráficas que resumen criterios de otros autores.

Tabla 8 (Ref. 12)

TABLA IX-19

Clasificación de suelos expansivos según Holtz y Gibbs (Bureau of Reclamation de los E. U. A.)

Potencial de expansión	Expansión en consolidación, bajo presión vertical de 0.07 kg/cm ²	Límite de contracción	Índice de plasticidad	Porcentaje de partículas menores que una micra	E. L.
	%	%	%	%	%
Muy alto	> 50	< 10	> 32	> 57	> 100
Alto	20-50	6-12	23-43	18-57	> 100
Medio	10-20	8-16	12-34	12-27	50-100
Bajo	< 10	> 13	< 20	< 17	< 50

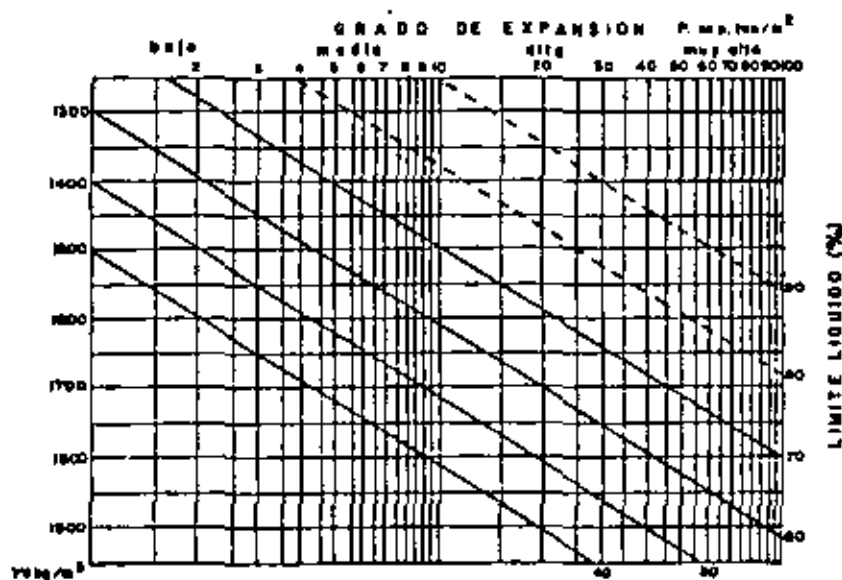
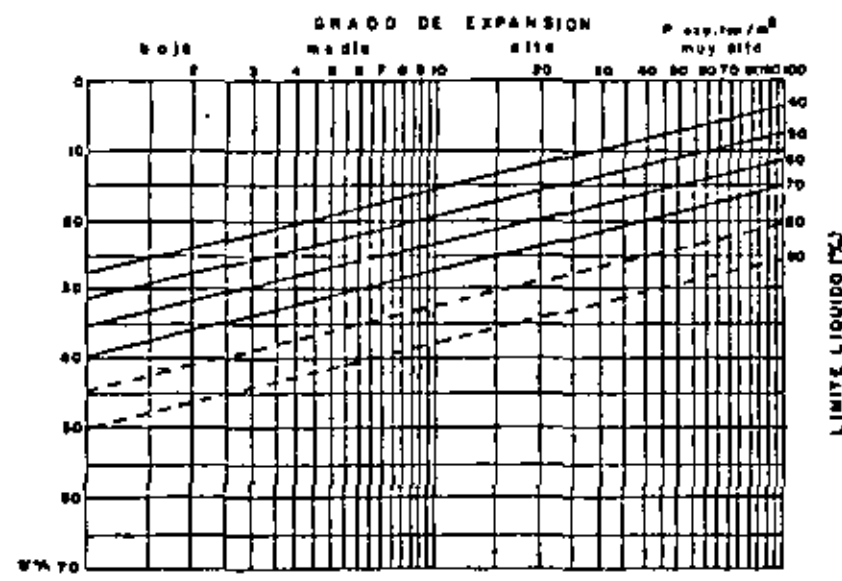
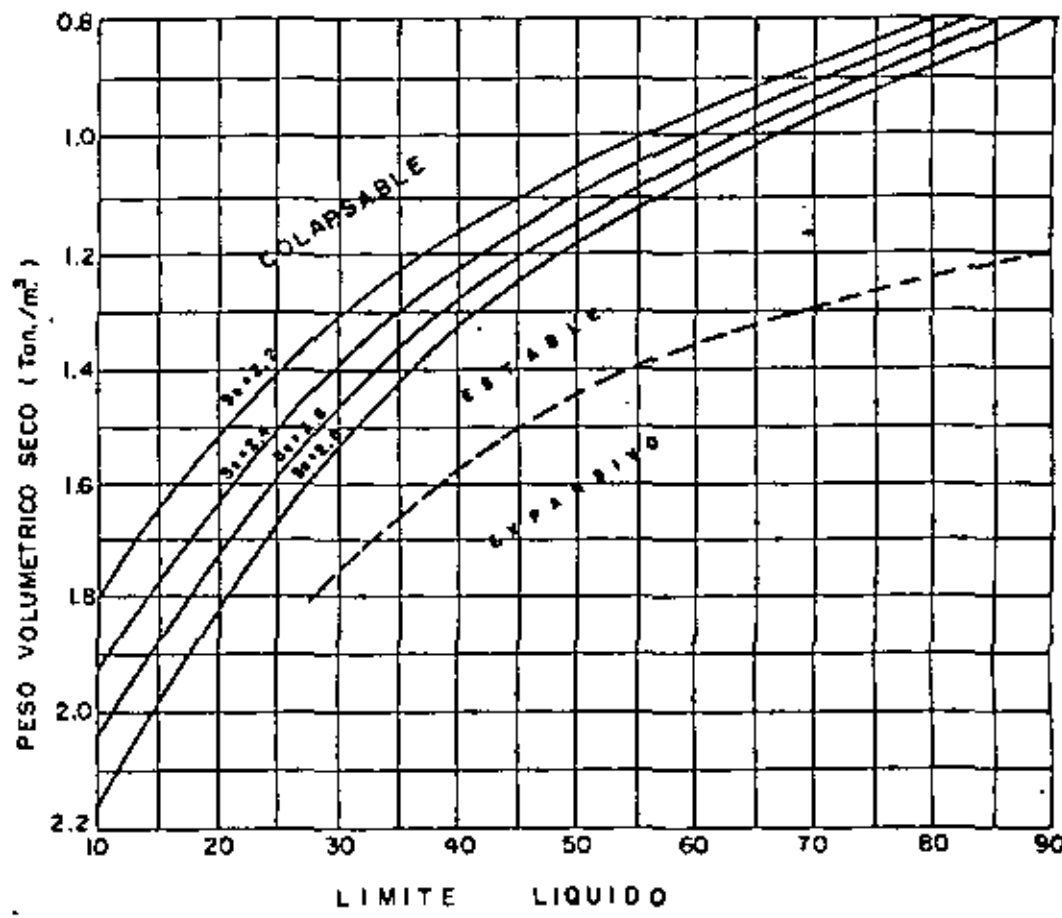


Fig. 5. CRITERIOS DE GHAZZALY Y VIJAYVERGIYA PARA LA PREDICION DEL POTENCIAL DE EXPANSION EN ARCILLAS.

Fig. 6. CRITERIO DEL BUREAU OF RECLAMATION PARA LA IDENTIFICACION DE SUELOS EXPANSIVOS Y COLAPSABLES



Por otro lado, en las zonas urbanas donde existen este tipo de suelos, su presencia es evidenciada por la experiencia local, basada en el comportamiento que presentan las estructuras ligeras sobre ellos construídas.

Cuando se tiene la evidencia o se sospecha la presencia de estos suelos, deberán obtenerse muestras inalteradas que permitan determinar en laboratorio sus características de deformación y su presión de expansión. La prueba más comunmente utilizada para medir dichos parámetros, es la denominada de saturación bajo carga, la cual consiste en ensayar en un consolidómetro juegos de 3 a 4 probetas. Cada espécimen se se confina lateralmente con un anillo rígido y se somete a una presión axial dada, midiéndosele su deformación bajo la presión aplicada, tanto en su estado natural como saturado. La secuencia entre la aplicación de la carga y la saturación del espécimen, se elige conforme al proceso que desee representarse. Cabe agregar que durante la ejecución de los ensayos podrá medirse, dependiendo del equipo de laboratorio utilizado, la presión de expansión o bien, con base en los resultados obtenidos al ensayar un juego de probetas, estimar el valor de la misma.

En las hojas 38 y 39 se muestran los resultados de este tipo de ensayos, realizado en un suelo típico del Bajío. Se agregan en dichas hojas algunos datos de propiedades índice, que permiten identificarlos de acuerdo a los criterios arriba mencionados.

La cimentación de estructuras en suelos expansivos requiere de diseños especiales, basados en una interpretación racional de los resultados de laboratorio y de las observaciones de campo, incluyendo el estudio del comportamiento de estructuras existentes, vecinas al área en estudio. Las soluciones más usuales son las siguientes:

- a) retiro parcial o total del suelo expansivo, sustituyéndolo con material granular. La profundidad de la excavación dependerá del espesor del suelo indeseable y de la presión de expansión.
- b) utilización de elementos estructurales capaces de admitir sin dañarse las deformaciones a que quedarán sujetos.
- c) utilización de zapatas en las que se concentren las cargas, con objeto de que al transmitir al suelo una presión mayor que la de expansión se evite su levantamiento.
- d) uso de elementos de cimentación profundos, alojados en suelos no expansivos. En el análisis y diseño de estas cimentaciones deberá tomarse en cuenta la tensión que pueda presentarse a lo largo del fuste de las pilas o pilotes.

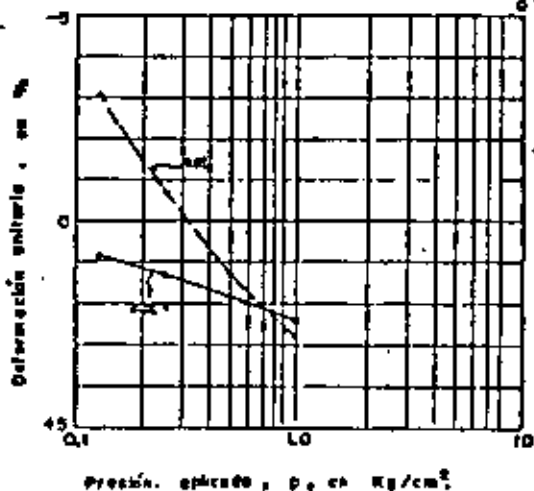
Los pisos de planta baja suelen ser los más afectados y en ocasiones, cuando es económico, se sustituyen por losas.

POZO PCA-5
 Muestra No. 1
 Elevación. -0.40 m
 NAP = 18.0 m

PROBETA	PRE-SION. Kg/cm ²	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL
		W _i %	e _i	G _s %	L _{nat} %	W _f %	e _f	G _f %	L _{sat} %	
1	0.125	28.1	0.88	79.8	0.8	37.9	0.92	100	-3.9	-3.1
2	0.25	30.0	0.90	85.8	1.3	38.9	0.96	100	-2.0	-0.7
3	0.50	31.3	0.91	86.0	1.8	39.6	0.96	100	-0.5	1.3
4	1.00	28.6	0.90	79.4	2.4	38.2	0.94	100	+0.4	2.8

(+) Compresión ; (-) Expansión

Otros datos:
 LL = 113
 IP = 86
 LC = 10
 γ_d = 1.25 ton/m³



ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

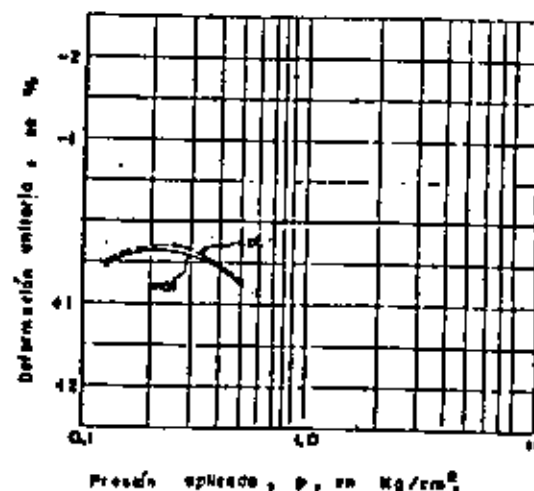
POZO PCA-5
 Muestra No. 2
 Elevación. - 0.75 m
 NAP: - 18.0 m

PROBETA	PRE-SION. Kg/cm ²	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL
		W _i %	e _i	G _s %	L _{nat} %	W _f %	e _f	G _f %	L _{sat} %	
1	0.125	25.0	0.68	85.5	0.52	28.2	0.67	97.6	-0.02	+0.50
2	0.25	23.5	0.72	76.0	0.37	28.3	0.71	92.5	-0.02	+0.35
3	0.50	20.8	0.75	64.6	0.72	28.2	0.74	88.8	-0.02	+0.70

Otros datos:

(+) Compresión ; (-) Expansión

LL = 34
 IP = 8
 LC = 22
 γ_d = 1.29 ton/m³



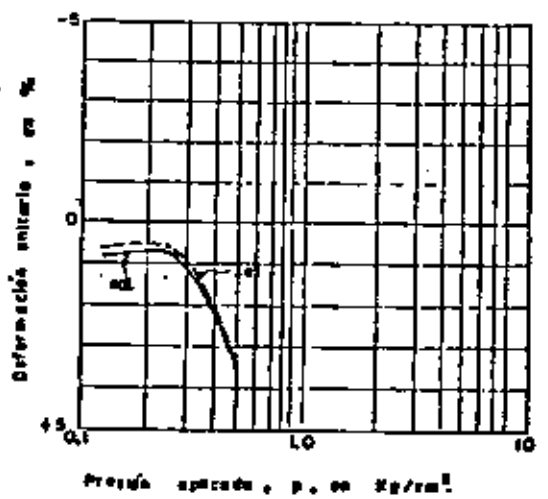
ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

POZO
Muestra No. 2
Elevación.- 0.85 m
NAF = 18.0 m

PROBETA	PRE-SION. kg/cm ²	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL
		W _i %	S _i %	G _i %	e _{nat} %	W _f %	S _f %	G _f %	e _{sat} %	
1	0.125	33.81	1.25	71.7	+0.87	39.6	1.23	85.2	-0.19	+0.68
2	0.25	33.80	1.21	74.7	+0.76	38.9	1.20	85.9	-0.11	+0.65
3	0.50	31.44	1.16	71.8	+3.5	36.9	1.08	90.5	0	+3.5

Otros datos:
LL = 58
IP = 18
LC = 29
γ_d = 1.15 ton/m³

(+) Compresión ; (-) Expansión



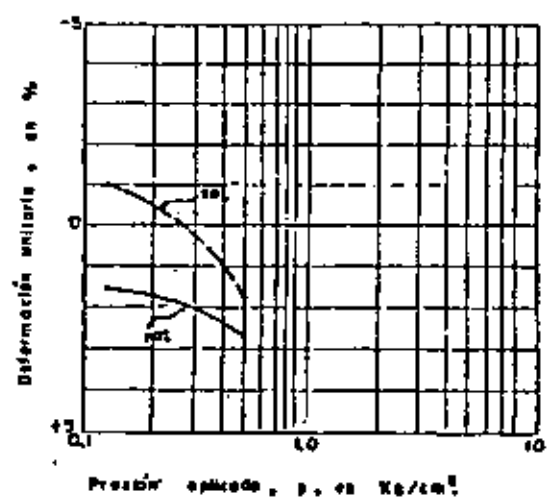
ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

POZO
Muestra No. 1
Elevación.- 0.35 m
NAF = 18.0 m

PROBETA	PRE-SION. kg/cm ²	ESTADO NATURAL				SATURADO BAJO CARGA				DEF. FINAL
		W _i %	S _i %	G _i %	e _{nat} %	W _f %	S _f %	G _f %	e _{sat} %	
1	0.125	32.0	1.05	76.4	1.6	41.9	1.08	97.4	-2.6	-1.0
2	0.25	33.8	1.07	79.3	1.9	42.5	1.08	98.8	-2.0	-0.1
3	0.50	28.5	1.03	69.5	2.6	38.5	0.99	97.6	-0.8	+1.8

Otros datos:
LL = 106
IP = 77
LC = 11
γ_d = 1.23 ton/m³

(+) Compresión ; (-) Expansión



ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

10. DESPLAZAMIENTOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Este tipo de cimentaciones es utilizado cuando las capas superficiales del subsuelo son incompetentes como terreno de cimentación. Trabajan transmitiendo las cargas de la estructura a estratos de suelo más resistentes y menos compresibles o distribuyéndolas por fricción (a lo largo de elementos tales como pilas y pilotes) en espesores más o menos grandes de suelos blandos o suelos. Este último caso se presenta cuando el estrato resistente es muy profundo o cuando los suelos blandos están sujetos a un proceso de consolidación.

En el análisis de cimentaciones profundas debe estudiarse razonablemente su comportamiento, ya que los desplazamientos pueden llegar a ser importantes y darse la situación de que la solución adoptada resulte inútil y a veces perjudicial. Por ejemplo, un edificio cimentado con pilotes de punta en un sitio afectado por hundimiento regional, como la Ciudad de México, y ade-más colindando con cimentaciones superficiales. Otro ejemplo, también visto en la Ciudad de México, lo es el empleo de pilotes de fricción cortos en suelos arcillosos compresibles de gran espesor, que pueden afectar una mayor volumen de suelo compresible que el involucrado por la losa o cajón que les transmite las cargas (Fig. 7).

El asentamiento de un grupo de pilotes tiene dos componen-

tes:

- a) la deformación elástica o acortamiento de los pilotes, y b) el hundimiento debido a la deformación de los estratos de suelo debajo de la punta de los pilotes.

El asentamiento del grupo generalmente es mayor que el de un pilote aislado sometido a la misma carga que cualquiera de los del grupo, excepto cuando los pilotes se apoyan en roca o en un estrato potente de suelo de muy baja compresibilidad. Esto puede demostrarse a partir del volumen del suelo compresible afectado por la sollicitación impuesta en uno y otro caso, lo que se ilustra en la Fig. 8.

En los análisis de asentamientos se considera que el grupo de pilotes es una gran pila de mismas dimensiones en planta que la envolvente del conjunto y de la misma longitud que la profundidad de la punta respecto a la superficie del terreno adyacente al edificio.

Para el cálculo de la deformación elástica o acortamiento de los pilotes se aplica la teoría de la elasticidad. En cambio, para el desplazamiento de la punta del grupo de pilotes no existe un método único, sino criterios aislados que el ingeniero debe elegir y aplicar conforme a las condiciones particulares del caso en estudio.

Las principales dificultades en este cálculo son la deter-

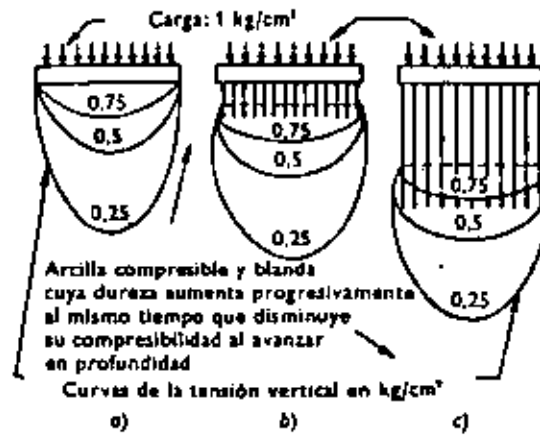


Figura 7.15
 COMPARACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS VERTICALES ENTRE a) UNA PLACA SUPERFICIAL, b) UNA PLACA CON PÍLOTOS CORTOS, c) UNA PLACA CON PÍLOTOS LARGOS

Fig. 7 (Ref. 11)

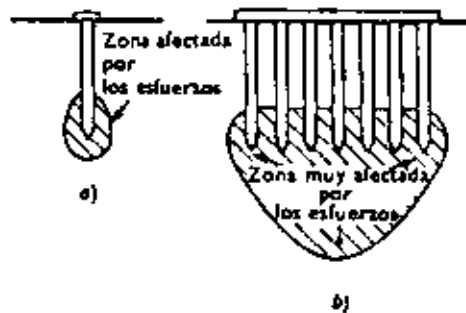


Figura 7.8
 COMPARACIÓN DE LAS ZONAS SOMETIDAS A ESFUERZOS BAJO UN PÍLOTE ÚNICO Y BAJO UN GRUPO DE PÍLOTOS
 a) pilote único; b) grupo de pilotes.

Fig. 8 (Ref. 11)

minación de la carga transmitida por los pilotes del grupo, su distribución a lo largo del fuste, la distribución de esfuerzos bajo la punta y la determinación de las propiedades de los suelos del estrato compresible.

En los siguientes puntos se presentan algunos criterios usuales, advirtiéndose que la magnitud del asentamiento obtenido debe tomarse como aproximado e interpretarlo de acuerdo a la experiencia local y al criterio del ingeniero.

10.1 Pilotes de punta apoyados en estratos resistentes muy potentes

Si la punta de los pilotes se encuentra apoyada en roca, sue los cohesivos duros, arena y/o gravas compactas o muy compactas y el espesor del estrato de apoyo es grande, el asentamiento del grupo será igual a la suma de la deformación elástica de los pilotes más la deformación inmediata o elástica del terreno de apo yo. Esta se valúa con la teoría de la elasticidad, considerando que la carga se aplica uniformemente en un plano horizontal que pasa por la punta de los pilotes, en un área definida por la en volvente de éstos, siempre que la separación entre centros de pi lotes no exceda de un 20 % de su longitud. Cuando la separación es mayor, la deformación del conjunto será igual a la de un pilo te individual, pues éstas actúan como columnas.

Algunas deformaciones rocosas tienen espesores importantes muy degradados por intemperismo (principalmente rocas ígneas in-

trusivas y rocas metamórficas), cuya compresibilidad puede ser importante. Estos suelos residuales frecuentemente contienen fragmentos mas o menos sanos que impiden el paso a los pilotes. En esta situación el cálculo de la magnitud y distribución del asentamiento es incierto y, a menos que el análisis se apoye en una exploración exhaustiva del subsuelo, la solución del problema consiste en atravesar la roca intemperizada, hasta apoyar la punta de los pilotes en la roca incompresible.

10.2 Pilotes de punta apoyados en estratos resistentes colocados sobre suelos compresibles

El método de cálculo más común considera la carga del grupo de pilotes distribuida uniformemente en su punta y en el área de la envolvente. A partir de este plano horizontal el incremento y distribución de esfuerzos se valúan con la solución de Boussinesq (Fig. 9). El cálculo de la deformación se hace aplicando la teoría de consolidación de Terzaghi.

10.3 Pilotes de fricción en arcilla

Todos los métodos suponen que un grupo de pilotes de fricción en arcilla blanda se comporta como una gran pila que transmite la carga neta de los pilotes a través de un plano paralelo a la base del conjunto. La principal diferencia entre los diferentes métodos está en la profundidad de dicho plano y el criterio para el cálculo de la distribución de esfuerzos impuestos. Así mismo,

hay diferencia en la elección del espesor de suelo compresible.

El criterio más utilizado es el de Peck, que supone la carga aplicada en el tercio inferior de los pilotes (Fig. 11) y una distribución lineal con pendiente 1:2 (horizontal a vertical). El estrato compresible se extiende a partir del mismo plano de aplicación de la carga. El asentamiento así calculado generalmente es mayor que el real. Sowers y Sowers recomienda corregir el método considerando que el espesor compresible se extiende a partir de la punta de los pilotes. En todo caso, se aplica la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

En otros métodos la distribución de esfuerzos se calcula con Boussinesq, a partir del mismo plano (en el tercio inferior de los pilotes). Otros consideran la carga aplicada en el cabezal de los pilotes y distribuida según líneas con pendiente 1:2 ó 1:4 (horizontal a vertical), como se muestra en las Figs. 10 y 12.

De lo expuesto en el párrafo anterior se deduce que el problema no está resuelto y que el criterio de cálculo lo debe elegir el ingeniero de acuerdo a su experiencia y conocimiento del suelo del sitio en estudio.

En el estudio de este tipo de cimentaciones debe tenerse presente que la longitud de los pilotes y la separación relativa entre éstos contribuyen apreciablemente a disminuir la magnitud de los asentamientos. Al respecto es conveniente reproducir el siguiente

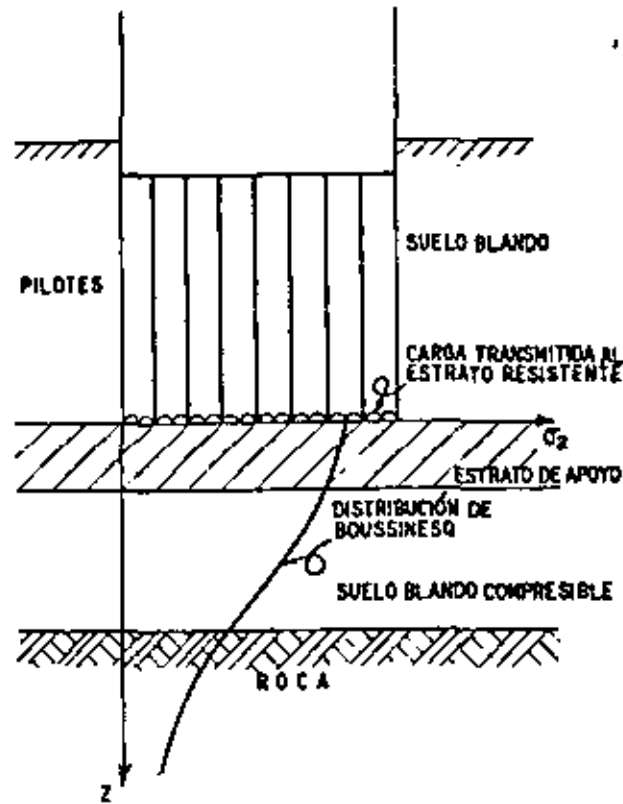


Figura VII-40. Método para calcular asentamientos bajo pilotes de punta.

Fig. 9 (Ref. 12)

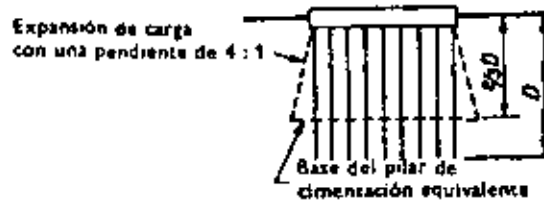
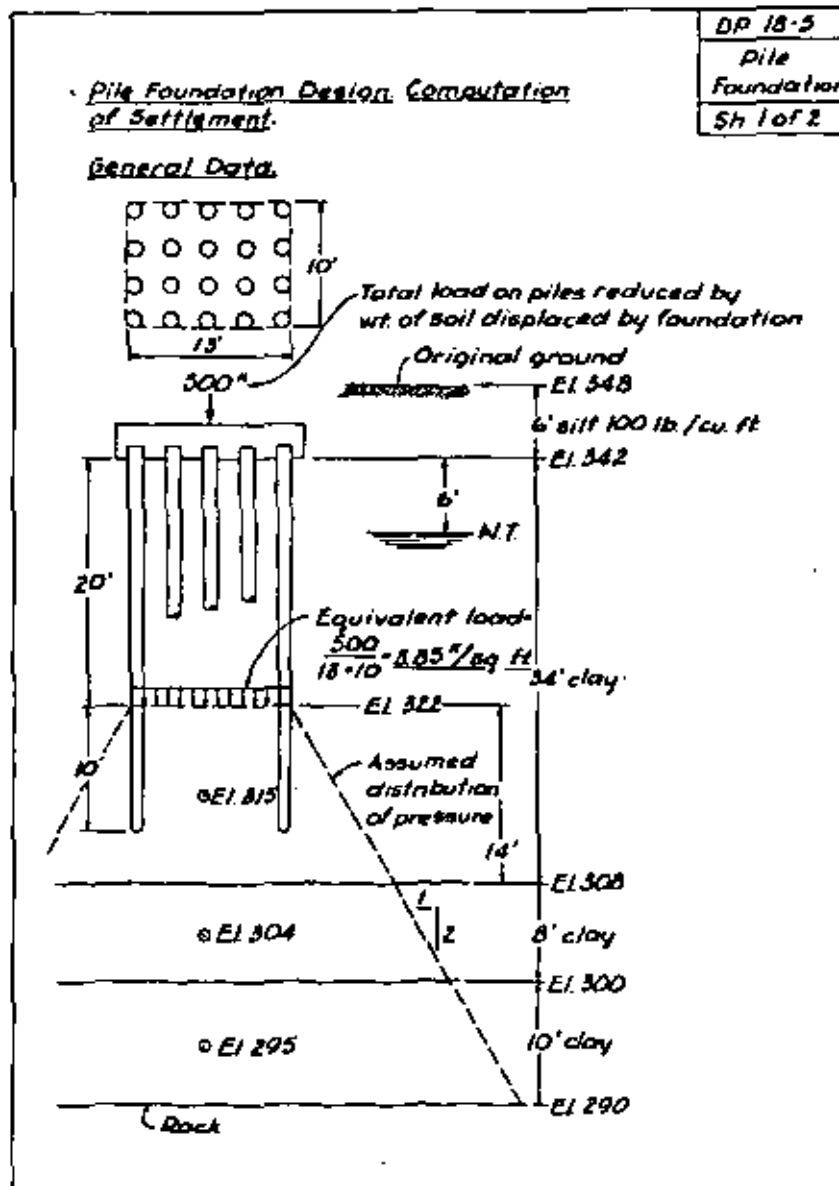


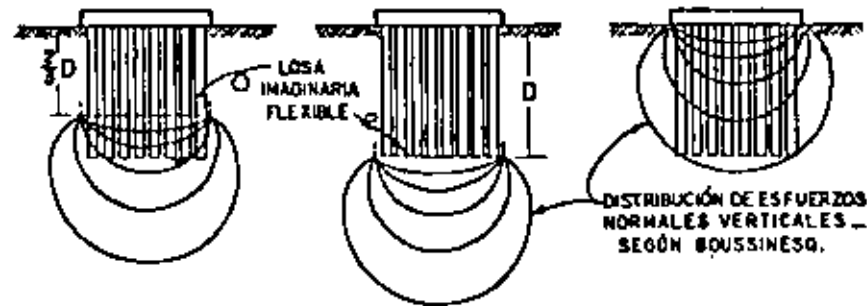
Figura 7.14

Fig. 10 (Ref. 11)

Fig. 11 (Ref. 9)



párrafo de la Ref. 2. "Si la profundidad de los pilotes es varias veces mayor que el ancho de las zapatas o cabezales y estos están muy separados entre sí, el asentamiento de la cimentación sobre pilotes será pequeño, por malo que sea el suelo. Pero si, por el contrario, dicha profundidad es mucho menor que el área cargada y esta área es grande, el asentamiento final puede resultar excesivo aún bajo una carga muy moderada". La Fig. 13 ilustra este problema.



Hipótesis para calcular la distribución de esfuerzos bajo grupos de pilotes de fricción (Ref. 40).

(a) PILOTES DE FRICCIÓN EN ARCILLA HOMOGÉNEA SUAVE.

(b) PILOTES DE FRICCIÓN EN ARCILLA SUAVE - SUBYACIDA POR ARCILLA MUY DURA.

(c) PILOTES DE FRICCIÓN EN ARENA SUBYACIDA POR ARCILLA SUAVE.

Fig. 12 (Ref. 11)

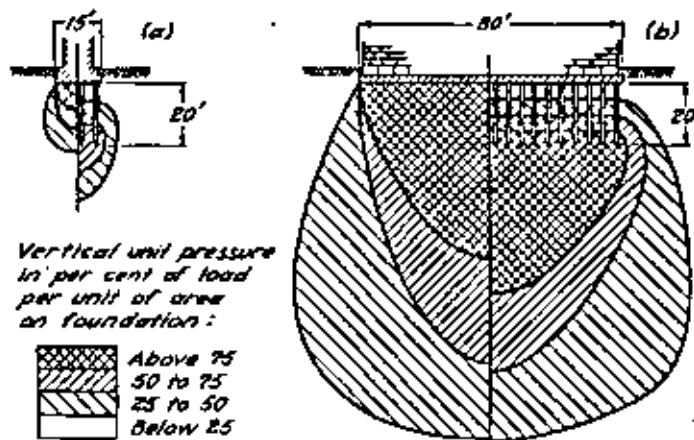


Diagram illustrating increase of vertical pressure in soil beneath friction pile foundations having piles of equal lengths carrying equal loads. In (a) width of foundation is small compared to pile length. In (b) width of foundation is large compared to pile length.

Fig. 13 (Ref. 2)

11. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

1. Juárez Badillo E., A. Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo II, LIMUSA, México, 1974.
2. Terzaghi K., R. B. Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley, 1967.
3. Zeevaert L., Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold Co., 1973.
4. Bowles J. E. Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill Book Company, 1977.
5. Lambe T.W., R.V. Whitman, Mecánica de Suelos, Limusa, 1979.
6. Jordan E. E. Settlement in sand-methods of calculating and factors affecting. Ground Engineering, January 1977
7. Simons N.E., B.K. Menzies, a short course in Foundation Engineering, IPC Science and Technology Press, 1976.
8. Sowers G.B., G.F. Sowers, Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones, LIMUSA, México, 1972
9. Peck R. B., W.E. Hanson, T.H. Thornburn, Foundation Engineering. Wiley, 1974.
10. Marsal R.J., M. Mazari. El Subsuelo de la Ciudad de México, UNAM, 1969.
11. Tomlinson M.J., Diseño y Construcción de Cimentaciones, URMO, Bilbao, 1971
12. Rico A., H. del Castillo, La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Volumen 2, LIMUSA, México, 1977.

13. Diversos autores, V. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS), 1970. Lo relativo a cimentaciones en Minatitlán-Coatzacoalcos-Pajaritos, Guadalajara, Monterrey, Ciudad de México.
14. Diversos autores, VI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, 1972. Lo relativo a cimentaciones en Acapulco, Morelia, Tampico, Península de Yucatán.
15. Diversos autores, VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, 1974. Lo relativo a cimentaciones en Ensenada, La Paz, Mexicali, Hermosillo, Guaymas, Obregón, Navojoa, Los Mochis, Culiacán y Tijuana.
16. Bara J., "Controlling the Expansion of Dessicated Clays During Construction" Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas, 1969.
17. Vijayverjiya, V.N., Ghazzaly, O.I., "Prediction of Swelling Potencial for Natural Clays", Proceedings of the Third Internationa! Conference on Expansive Soils. Haifa, 1973

ANEXO A

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO

Para el cálculo de asentamientos interesa la distribución de esfuerzos verticales que actúan en una masa de suelo, por lo que en este tema se tratará únicamente sobre ellos.

Los esfuerzos que actúan son dos: los debidos al peso de la masa y los inducidos por cargas externas.

A.1. Esfuerzos por peso del suelo

Toda masa de suelo en su estado natural original está sujeta a esfuerzos impuestos por su peso propio.

Si la masa está saturada y sumergida, parte del peso total actúan en la estructura del suelo (fase sólida) y el resto en el agua (fase líquida), según la siguiente expresión:

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \quad (1.A)$$

donde

σ , esfuerzo o peso total unitario del suelo (conjunto sólido-líquido),

$\bar{\sigma}$, esfuerzo efectivo o peso unitario que actúa en la estructura del suelo,

u , presión de poro o del agua intersticial.

Teóricamente se acepta que la fase líquida es indeformable, así como las partículas sólidas individuales; por tanto, será la estructura del suelo la que se deforme bajo la acción de esfuerzos externos. Es por ello que interesará para el cálculo de asentamientos el estado original de presiones efectivas del suelo.

La presión efectiva de una masa de suelo que tiene el nivel freático a una determinada profundidad, será igual a la suma de los pesos unitarios de los estratos parcialmente saturados localizados sobre ese nivel, más el peso unitario de los estratos sumergidos bajo el mismo.

El siguiente ejemplo ilustra lo anterior.

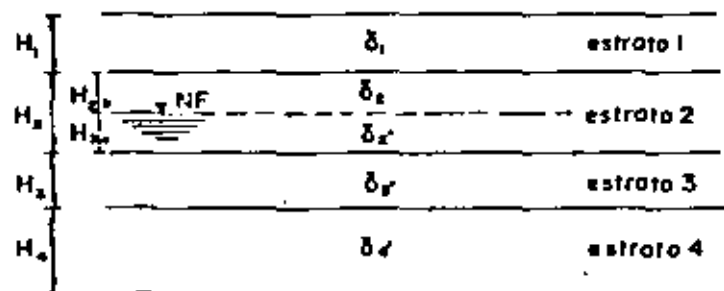


Fig. 1. A.

La presión efectiva en el horizonte inferior del estrato 4 será:

$$\sigma = \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_{2a} + \gamma_2' H_{2b} + \gamma_3 H_3 + \gamma_4 H_4 \quad (2.A)$$

donde

γ_1 , peso volumétrico natural del suelo sobre el nivel freático,

γ' , peso volumétrico del suelo sumergido, igual a $\gamma - \gamma_w$,
donde γ_w es el peso volumétrico del agua que se consi-
dera igual a 1 ton/m³.

H, espesor de los estratos

El cálculo de los esfuerzos efectivos en la expresión (2.A)
es equivalente a una que considera los esfuerzos totales menos la
presión de poro.

Para el mismo ejemplo, si el nivel freático estuviera en la
superficie o arriba de ella, la presión efectiva sería:

$$\sigma = \sum \gamma_i H_i \quad (3.A)$$

y si se localizara por debajo del estrato 4:

$$\sigma = \sigma = \sum \gamma_i H_i \quad (4.A)$$

Sin embargo, como interesa conocer la magnitud de la presión
efectiva a diferentes profundidades, es conveniente y más sencillo
trabajar con diagramas de distribución de presiones. Así, si se
dan valores numéricos al ejemplo de la figura:

$H_1 = 2$, $H_2 = 4$, $H_3 = 6$ y $H_4 = 3$ m; $\gamma_1 = 1.6$, $\gamma_2 = 1.4$, $\gamma_3 = 1.7$,
 $\gamma_4 = 1.3$ ton/m³; nivel freático de 3 m de profundidad; los dia-
gramas de presiones totales, de poro y efectivas, serán:

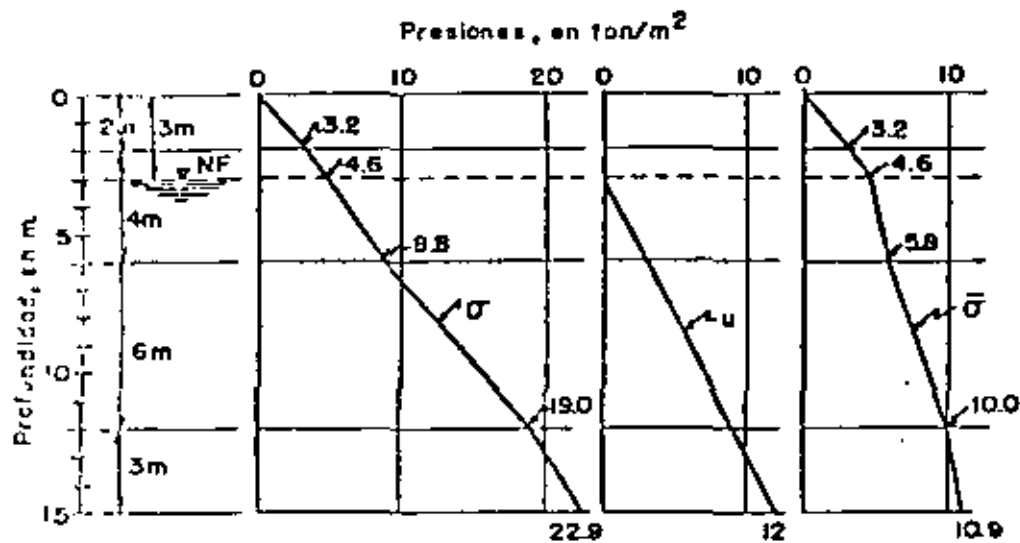


Fig. 2. A. Ejemplo de distribución de presiones

Más adelante se incluyen otros ejemplos: uno de ellos corresponde a un caso real en el que pueden notarse las simplificaciones y consideraciones de carácter práctico que usualmente se hacen. En ese caso el terreno está ubicado en la Ciudad de México, en un sitio donde la presión de poro ha sufrido abatimiento por la explotación de acuíferos profundos; se escogió con el fin de mostrar la acción hidrodinámica del agua del subsuelo, además de la hidrostática.

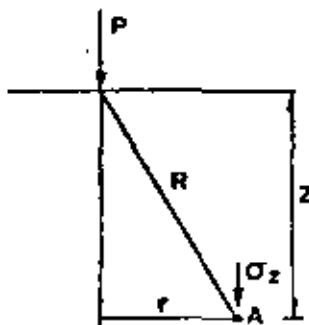
A.2. Incremento de esfuerzos debido a sobrecargas

Toda sobrecarga que se aplique en la superficie de una masa de suelo, modifica la distribución de esfuerzos originales. El incremento no es uniforme en todo el espesor de la masa, sino que

tiende a disminuir con la profundidad, excepto en el caso teórico de una carga aplicada en la superficie infinita.

El cálculo de la magnitud y distribución del incremento de esfuerzos, se realiza aplicando la solución de Boussinesq (caso particular de la solución general de Mindlin). Esta solución parte de la hipótesis de que la masa es semi-infinita, isotrópica, homogénea y elástica. Estas hipótesis no se cumplen en la realidad dada la complejidad de los suelos; sin embargo, la experiencia indica que la distribución de esfuerzos con ella calculada es aceptable para tener idea del orden de magnitud de los asentamientos.

Boussinesq resolvió el caso de una carga puntual P aplicada en la superficie:



$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (5.A)$$

Fig. 3.A. Solución de Boussinesq.

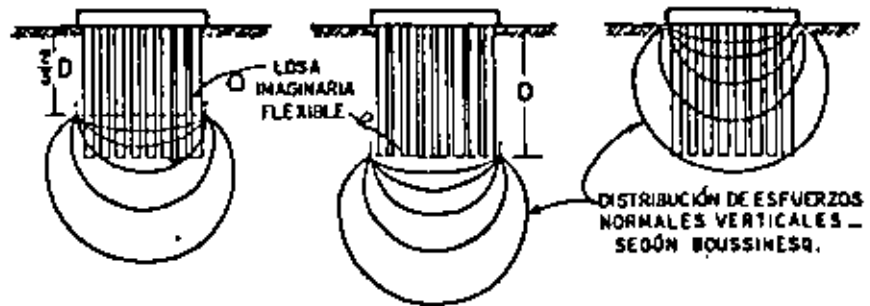
donde

- σ_z , esfuerzo vertical debido a la carga P ,
- z y r , profundidad y distancia horizontal del punto A en que se desea conocer σ_z .

Por integración de la expresión (9) se ha resultado diversos casos de tipos y distribuciones de cargas aplicadas en la superficie, como áreas sujetas a carga uniformemente repartida de cualquier forma (Carta de Newmark), de forma rectangular (Carta de Newmark y gráficas de Fadum), cargas de línea, cargas variables como las debidas a terraplenes de altura variable, etc. Estos casos se incluyen en la mayoría de los libros de texto.

En este tema se tratan la Carta de Newmark y la gráfica de Fadum para áreas de forma rectangular, por ser las más usuales en cimentaciones de estructuras. La primera se muestra en la Fig. 3.A y la segunda en la Fig. 4.A. El empleo de ambas es sencillo y se describe en los ejercicios 1 a 4 para diferentes tipos de cimentaciones someras, a saber, zapatas aisladas, zapatas continuas, losa corrida y cajón parcialmente compensado.

párrafo de la Ref. 2. "Si la profundidad de los pilotes es varias veces mayor que el ancho de las zapatas o cabezales y estos están muy separados entre sí, el asentamiento de la cimentación sobre pilotes será pequeño, por malo que sea el suelo. Pero si, por el contrario, dicha profundidad es mucho menor que el área cargada y esta área es grande, el asentamiento final puede resultar excesivo aún bajo una carga muy moderada". La Fig. 13 ilustra este problema.



Hipótesis para calcular la distribución de esfuerzos bajo grupos de pilotes de fricción (Ref. 40).

(a) PILOTES DE FRICCIÓN EN ARCILLA HOMOGÉNEA SUAVE.

(b) PILOTES DE FRICCIÓN EN ARCILLA SUAVE - SUBYACIDA POR ARCILLA MUY DURA.

(c) PILOTES DE FRICCIÓN EN ARENA SUBYACIDA POR ARCILLA SUAVE.

Fig. 12 (Ref. 11)

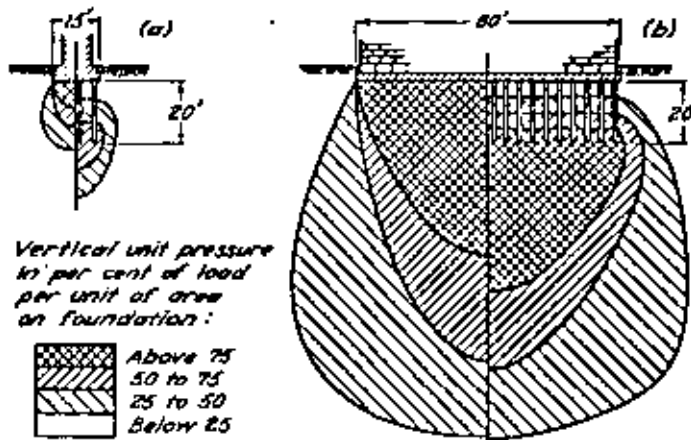


Diagram illustrating increase of vertical pressure in soil beneath friction pile foundations having piles of equal lengths carrying equal loads. In (a) width of foundation is small compared to pile length. In (b) width of foundation is large compared to pile length.

Fig. 13 (Ref. 2)

ANEXO B

B.1 CARTAS DE INFLUENCIA DE NEWMARK PARA EL CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS VERTICALES EN CIMENTACIONES ELASTICAS*.

Se describe un procedimiento gráfico para el cálculo de desplazamientos en la superficie y a cualquier profundidad en un medio semi-infinito, elástico, isótropo y homogéneo, sujeto en la superficie a cargas uniformemente repartidas. El desplazamiento, para cualquier forma de superficie cargada, se calcula contando en las cartas el número de cuadros cubiertos por la planta del área cargada, dibujada a una escala apropiada. En esencia, estas cartas se usan en igual forma que la de cálculo de incremento de presiones.

Se incluyen tres cartas de influencia. La Gráfica 1, se utiliza para calcular el desplazamiento o asentamiento en la superficie, para cualquier valor de la relación de Poisson μ . La Gráfica 2, para el cálculo de desplazamientos a cualquier profundidad, para $\mu = 0.5$. La Gráfica 3, se emplea para determinar la corrección que debe hacerse a los resultados de la Gráfica 2 cuando μ es diferente de 0.5.

El procedimiento para la utilización de las cartas es el siguiente:

* Traducción resumida del Boletín 367, Illinois Engineering Experiment Station.

- a) Se dibuja una figura del área cargada a una escala tal que la profundidad Z (en las gráficas 2 y 3) o la longitud base L (en la Gráfica 1), sea igual a la longitud del segmento Z ó L de las gráficas.
- b) La figura se coloca sobre la gráfica, haciendo coincidir el punto en que desea calcularse el asentamiento con el origen de la gráfica.
- c) Se cuenta el número de cuadros cubiertos por la figura.
- d) El asentamiento se calcula aplicando las ecuaciones:

$$S_o = 0.02 (1 - \mu^2) n_o w L/E \quad (13)$$

$$S' = 0.01 (1 + \mu) [n' + (1-2\mu) n_c] w Z/E \quad (14)$$

Para el caso de $\mu = 0.5$, las ecuaciones se simplifican a:

$$S_o = 0.015 n_o w L/E \quad (15)$$

$$S' = 0.015 n' w Z/E \quad (16)$$

Para el cálculo de asentamientos a diferentes profundidades bajo un punto de una determinada área cargada, se requieren figuras de diferentes escalas. Sin embargo, para el cálculo del asentamiento en la superficie puede usarse cualquier escala, determinando la longitud L para la escala particular empleada.

Las cartas pueden utilizarse para calcular el cambio de espesor de un estrato, como la diferencia de asentamientos en las fronteras superior e inferior del mismo.

Si el área no está uniformemente cargada, las cartas se utilizan suponiendo una serie de áreas sujetas a carga uniforme.

Ejemplo del uso de las cartas.

Supóngase un área de 30 x 30 m, sujeta a una carga uniforme de 5 ton/m², $E = 50 \text{ kg/cm}^2$ y $\mu = 0.3$. Se desea calcular el asentamiento al centro del área, en la superficie y a una profundidad de 15 m.

Por facilidad es conveniente usar la misma figura en las gráficas. Por tanto, prepárese una figura de lado igual a dos veces L en la Gráfica 1, y cuéntese en cada una el número de cuadros, obteniendo:

$$n_0 = 112 ; n' = 84 ; n_c = 50$$

En la superficie el asentamiento será, aplicando la fórmula (13)

$$S_0 = 0.02 \times 0.91 \times 112 \times 0.5 \times \frac{1500}{50} = 30.6 \text{ cm}$$

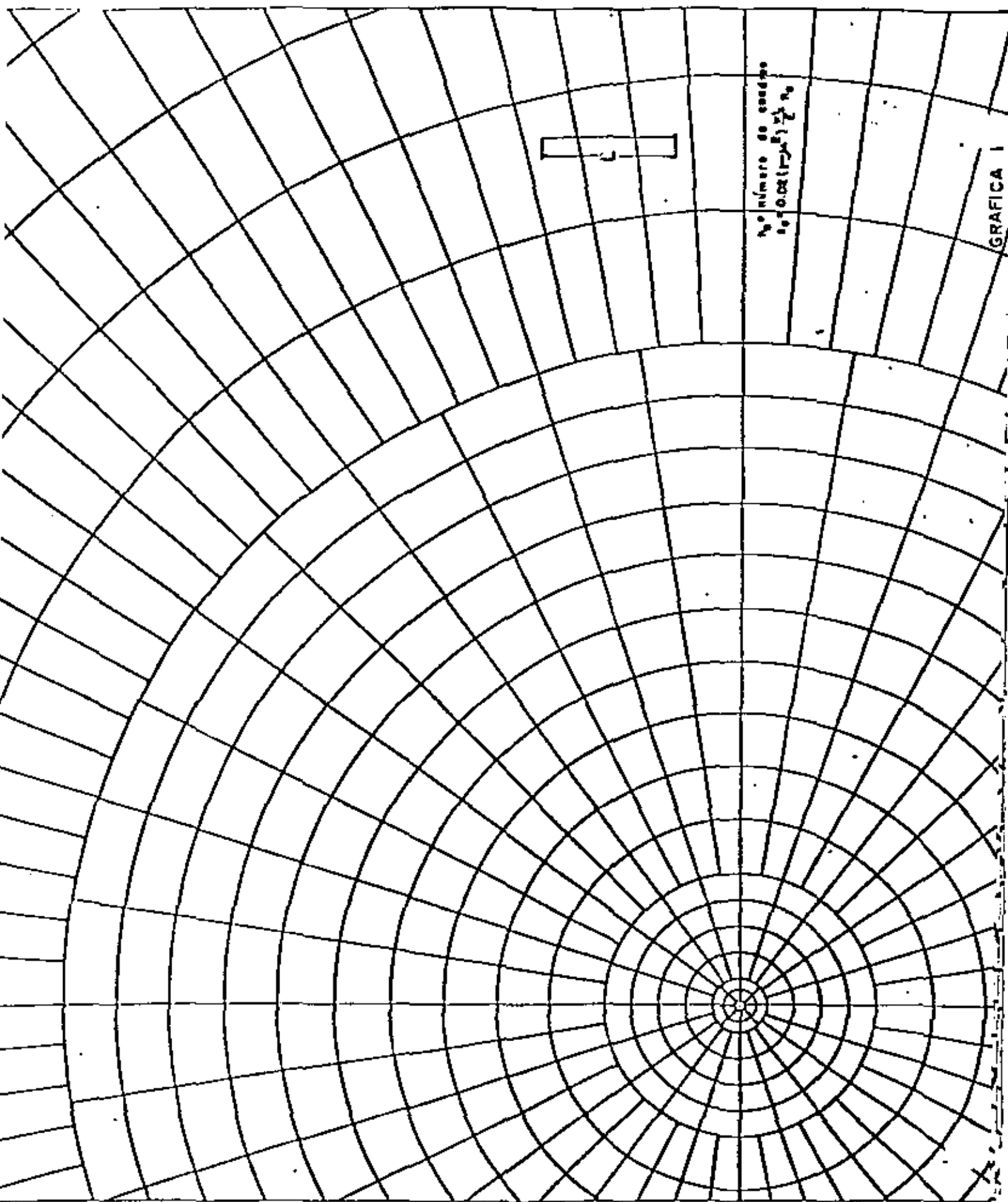
y a 15 m de profundidad, utilizando la expresión (2):

$$S' = 0.01 \times 1.3 (84 + 0.4 \times 50) \times 0.5 \times \frac{1500}{50} = 20.3 \text{ cm}$$

Con objeto de ilustrar la influencia de μ , si se considera en el mismo ejercicio que vale 0.5, se obtiene, aplicando las expresiones (15) y (16):

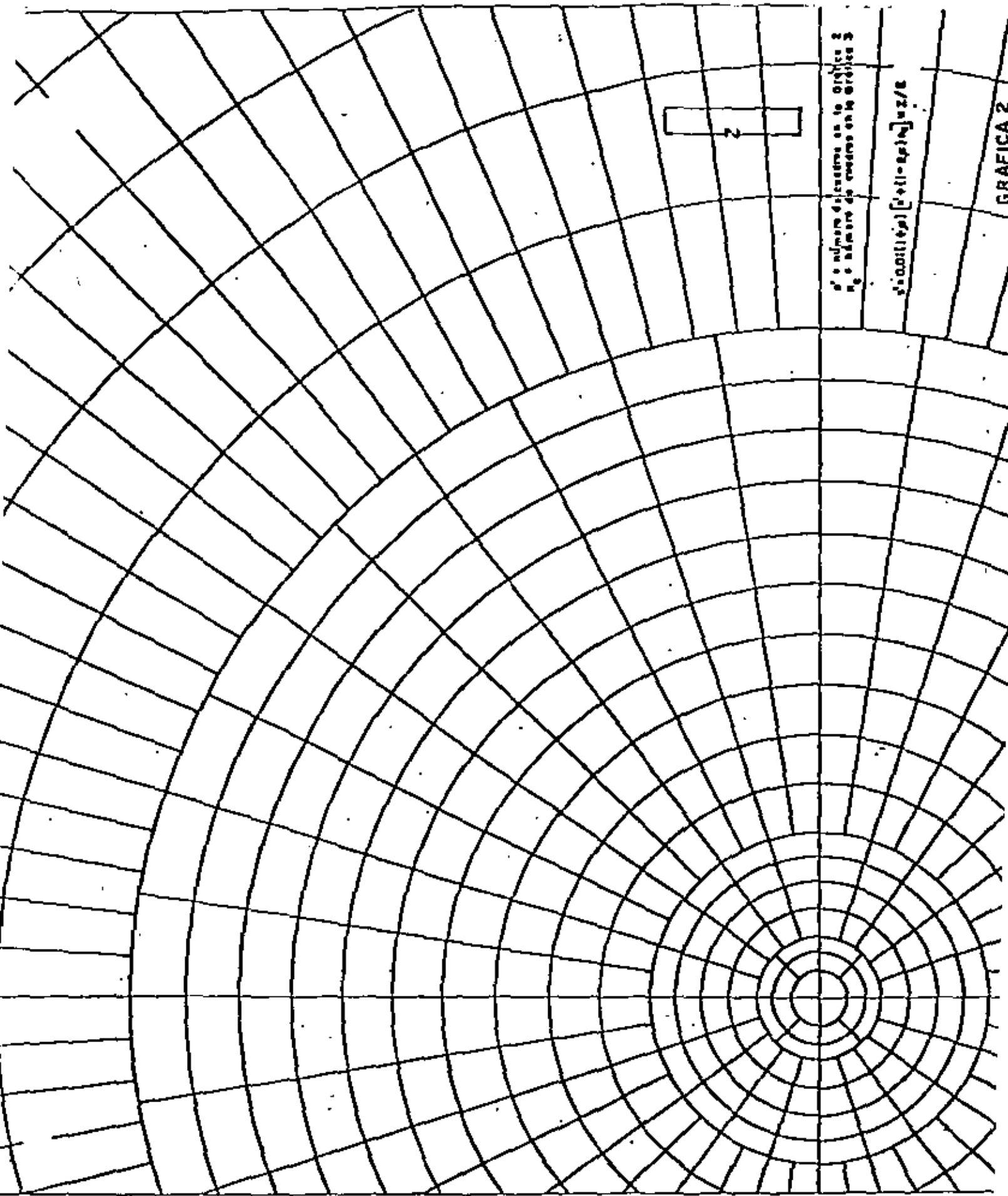
$$S_0 = 25.2 \text{ cm}$$

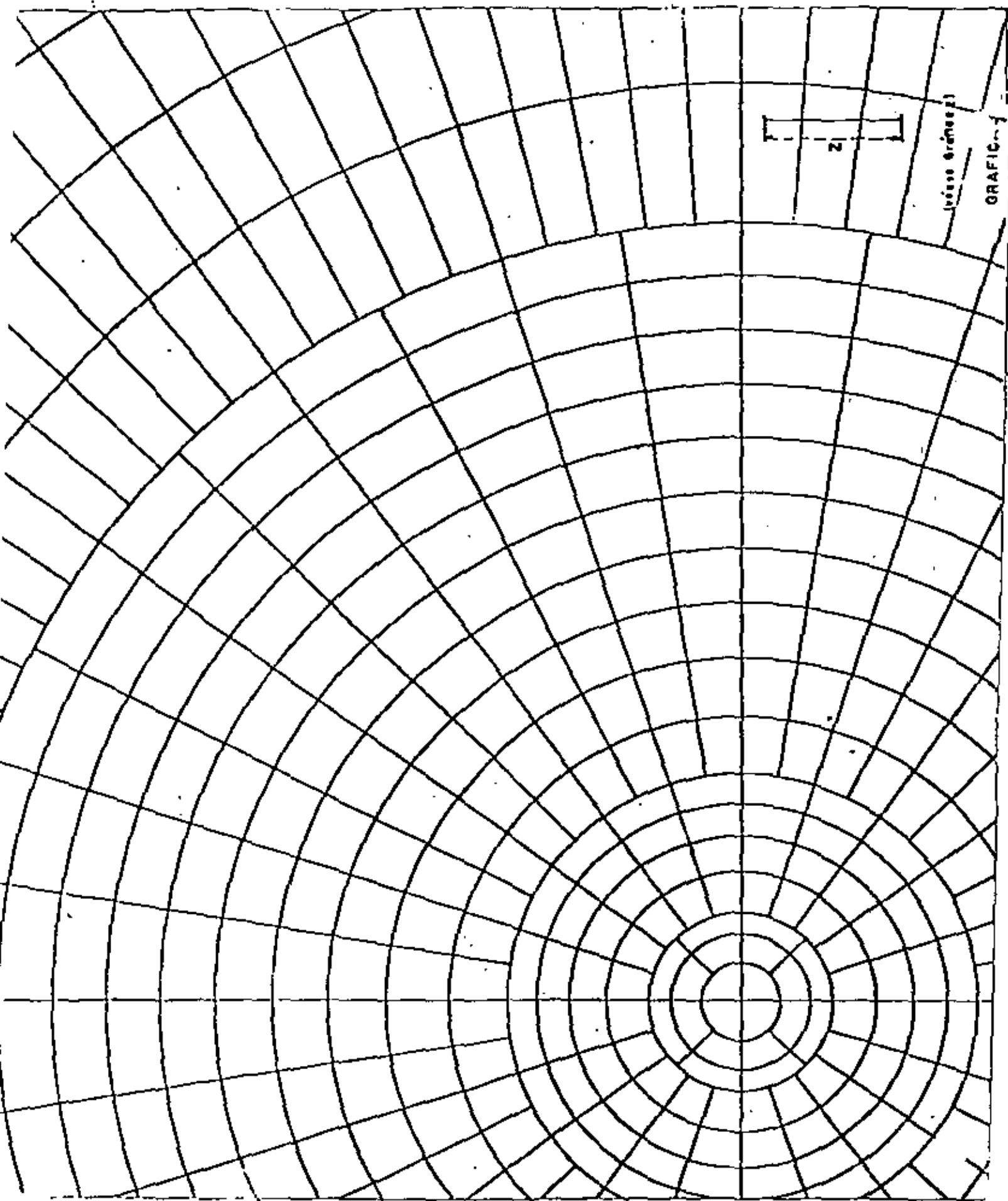
$$S' = 18.9 \text{ cm}$$



B-4

FIG. 6





B-6

FIG. 8

B.2. Método de Steinbrenner

(copia de la Ref. 2)

III-a.2. Asentamientos elásticos bajo cargas distribuidas

Se considera en primer lugar el caso de una superficie circular uniformemente cargada (flexible), en la frontera superior de un medio semi-infinito, elástico, homogéneo e isótropo. D será el diámetro de la superficie y p la magnitud de la presión superficial aplicada.

La deformación vertical bajo el centro del área cargada está dada por:

$$\delta_c = (1 - \mu^2) \frac{p}{E} D \quad (3-a.4)$$

y en los puntos de la periferia por:

$$\delta_p = \frac{2}{\pi} (1 - \mu^2) \frac{p}{E} D \quad (3-a.5)$$

El asentamiento promedio del área circular resulta igual a:

$$\delta_m = \frac{8}{3\pi} (1 - \mu^2) \frac{p}{E} D \quad (3-a.6)$$

En el caso de una placa circular rígida, con carga total P , la carga media por unidad de área resulta

$$p_m = \frac{P}{\pi R^2}$$

Donde R es el radio de la placa. El asentamiento bajo cualquier punto de la placa está dado por:

$$\delta_z = \frac{\pi}{4} (1 - \mu^2) \frac{p_m}{E} D \quad (3-a.7)$$

donde $D = 2R$.

Para cargas distribuidas sobre superficie rectangular flexible, Steinbrenner² resolvió el problema del cálculo de asentamientos bajo una esquina del rectángulo cargado. El asentamiento elástico entre la superficie y la profundidad z queda dado por:

$$\begin{aligned} \rho_s = \frac{p}{E} (1 - \mu^2) & \left[L \ln \frac{B + \sqrt{L^2 + B^2} \sqrt{L^2 + z^2}}{L(B + \sqrt{L^2 + B^2 + z^2})} + \right. \\ & \left. + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2} \sqrt{B^2 + z^2}}{B(L + \sqrt{L^2 + B^2 + z^2})} \right] + \\ & + \frac{p}{2\pi E} (1 - \mu - 2\mu^2) z \operatorname{ang} \operatorname{tg} \frac{LB}{z\sqrt{L^2 + B^2 + z^2}} \end{aligned} \quad (3-a.8)$$

Lo cual puede escribirse:

$$\rho_s = p \frac{B}{E} [(1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2] = p \frac{B}{E} F_s \quad (3-a.9)$$

donde F_1 y F_2 son funciones de z/B y L/B , con z profundidad en el suelo, B ancho y L , longitud del cimiento. En la fig. III-a.1.a, aparece una gráfica que proporciona los valores de F_1 y F_2 , y en la parte b de la misma figura, una gráfica que da directamente el valor de F_p , para el caso particular de $\mu = 1/3$.

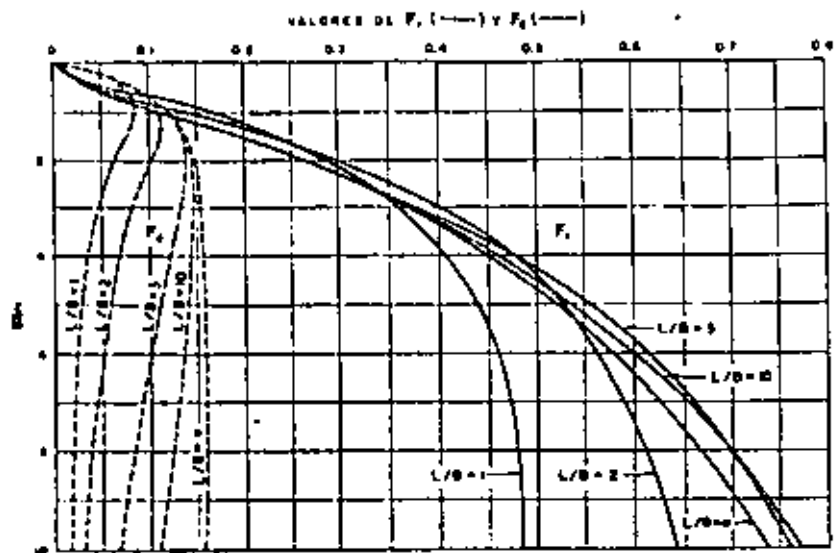
Si el suelo es homogéneo en toda la masa, el asentamiento elástico total podrá obtenerse con las fórmulas anteriores, haciendo $z = \infty$. Si existe una estratificación con cotas z_1, z_2 , etc. y módulos de elasticidad E_1, E_2 , etc., se podrá hallar el asentamiento total por suma de los parciales de cada capa. El método de disposición de los cálculos se reputa como obvio. El procedimiento tiene el gran defecto de no tomar en cuenta la influencia de las distintas rigideces en la distribución de los esfuerzos. En la ref. 3 aparece un ábaco modificado de los resultados de Steinbrenner y de manejo aún más sencillo (gráfico de López Nieto).

REFERENCIAS

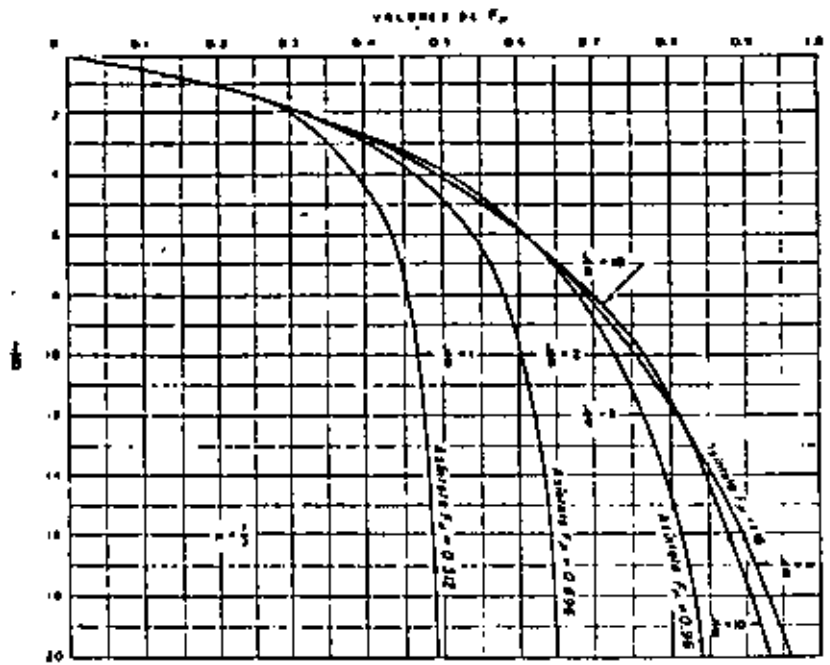
1. Plantema, G. — *Soil Pressure measurements during loading tests on a runway* — Proc. Zurich (3-15).
2. Steudemann — *Tafeln zur Setzungsberechnung — Die strasse* — 1934.
3. Jiménez Salas, J. A. — *Mecánica del Suelo. Apéndice 14* — Editorial Dossat — 1954.
4. Juárez Badillo, E. — *Notas no publicadas para clases* — Se cubren las ideas expuestas en todo el párrafo III.6 — México, D. F. — 1961.

BIBLIOGRAFIA

- Theoretical Soil Mechanics* — K. Terzaghi — John Wiley and Sons — 1956.
Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures — G. P. Tchebotarioff — McGraw-Hill Book Co. — 1957.
Mecánica del Suelo — J. A. Jiménez Salas — Ed. Dossat — 1954.
Traité de Mécanique des Sols — J. Caquot y J. Kerisel — Gauthier-Villars — 1956.
Mecánica del Terreno e Stabilità delle Fondazioni — C. Cestelli-Guidi — Ulrico Hoepli Ed. — 1951.



(a)



(b)

FIG III-0 | GRÁFICAS PARA EL CÁLCULO DE F_1 , F_2 Y F_3 ($\mu = 1/3$), EN LAS FÓRMULAS DE STEINBRÜNNER

B. 2 CARTAS PARA CALCULO DE ASENTAMIENTOS DE JANBU, BJERRUM Y
KJAERNSLI (Ref. 7)

Con este método se estima el asentamiento medio inmediato de un área uniformemente cargada, de forma rectangular o circular. El asentamiento medio se obtiene aplicando la ecuación:

$$\delta = \frac{qB}{E} \mu_0 \mu_1$$

donde

δ , asentamiento medio del área flexible uniformemente cargada, en cm.

q , carga unitaria transmitida al terreno, kg/cm^2

E , módulo determinado de pruebas triaxiales, en kg/cm^2 .

B , ancho del área cargada, en cm

$\mu_0 \mu_1$ factores de influencia, adimensionales, que dependen de las relaciones D/B (D , profundidad de desplante del cimiento), H/B (H , espesor del estrato compresible) y L/B (L , largo del cimiento).

La relación de Poisson se considera igual a 0.5

El método puede aplicarse en el caso de suelos muy estratificados en los que E tiene diversos valores, asimilando la variación de E con el reemplazo de todo el sistema de capas por una hipotética rígida en el fondo. La profundidad de esta capa hipotética se incrementa sucesivamente hasta ir incorporando cada capa real,

calculando en cada caso el asentamiento correspondiente a la E de la capa agregada. Sustrayendo el efecto de la capa hipotética de cada capa real, se deduce la compresión de cada capa, cuya suma es el asentamiento total.

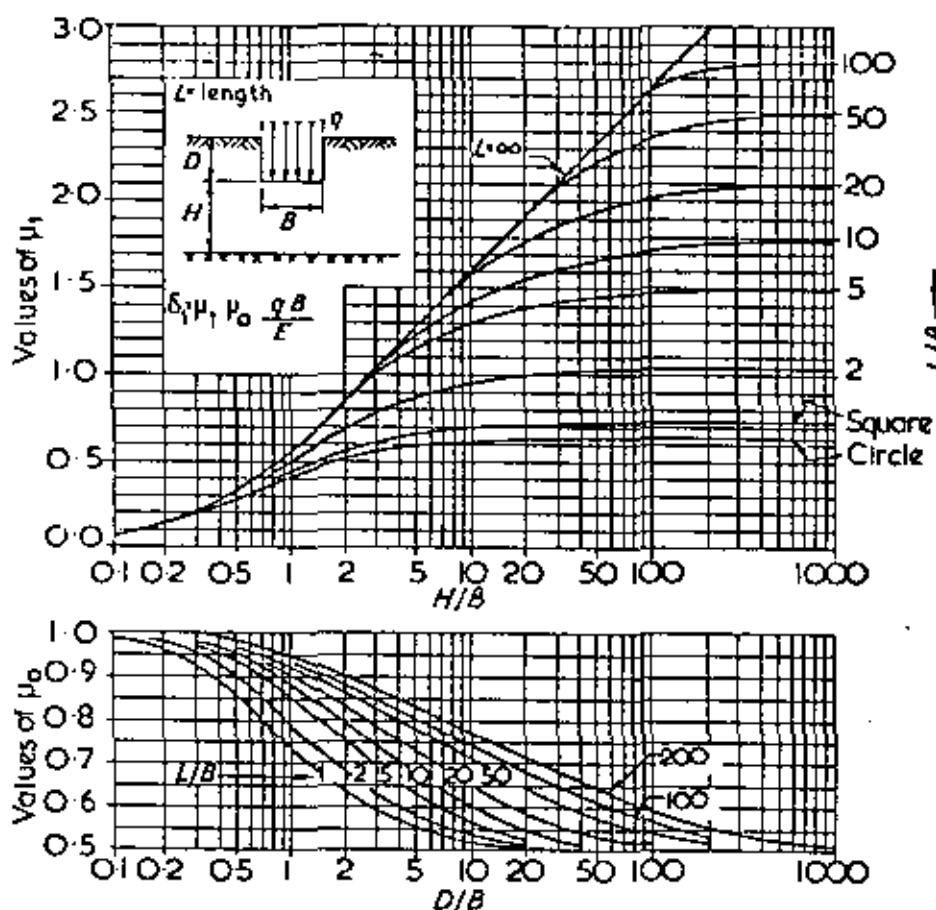


Fig 14 Diagrams for the factors μ_0 and μ_1 used in the calculation of the immediate average settlement of uniformly loaded flexible areas on homogeneous isotropic saturated clay (after Janbu, Bjerrum and Kjaernsli, 1956)

El ejemplo siguiente, tomado de la Ref. 7, ilustra el cálculo del asentamiento en un suelo estratificado.

Ejemplo (Ref. 7)

- a) El valor de μ_0 es constante, pues depende de D, B y L. De las cartas de influencia, para $D/B = 0.3$ y $L/B = 4$, $\mu_0 = 0.96$
- b) Compresión de la capa 1. Se supone que descansa sobre una base rígida indeformable. Para $H/B = 1.0$, $\mu_1 = 0.55$

$$\delta_1 = 0.55 \times 0.96 \frac{5 \times 10}{2000} = 0.013 \text{ m}$$

- c) Compresión de la capa 2. En primer lugar se supone que se extiende desde la superficie y descansa sobre una base rígida.

$$\begin{aligned} H/B &= 1.5, \quad \mu_1 = 0.67 \\ \delta_{2,1} &= 0.67 \times 0.96 \frac{5 \times 10}{3000} = 0.011 \text{ m} \end{aligned} \quad (1)$$

En el siguiente paso se calcula la deformación para el caso supuesto de que la capa 1 tuviera $E_1 = E_2 = 3000 \text{ t/m}^2$ y, desde luego, descansa sobre una capa rígida.

$$\delta_{2,2} = 0.55 \times 0.96 \frac{5 \times 10}{3000} = 0.009 \text{ m}$$

La compresión de la capa 2 será

$$\delta_2 = \delta_{2,1} - \delta_{2,2} = 0.002 \text{ m} \quad (2)$$

- d) Compresión de la capa 3. Se supone que va desde la superficie y descansa sobre una base rígida

$$\begin{aligned} H/B &= 2.5, \quad \mu_1 = 0.88 \\ \delta_{3,1} &= 0.88 \times 0.96 \frac{5 \times 10}{4000} = 0.011 \text{ m} \end{aligned}$$

Enseguida se calcula la compresión de una capa 3' (hipotética) que se extiende desde la superficie hasta la capa 2, descansa en una capa rígida y tiene $E = 4000 \text{ t/m}^2$

$$H/B = 1.5, \quad \lambda = 0.67$$

$$\delta_{3,2} = 0.67 \times 0.96 \frac{5 \times 10}{4000} = 0.008 \text{ m}$$

Compresión de la capa 3

$$\delta_3 = \delta_{3,1} - \delta_{3,2} = 0.003 \text{ m} \quad (3)$$

e) El asentamiento total es igual a la suma de la compresión de cada capa.

$$\Delta H = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0.013 + 0.002 + 0.003 = 0.018 \text{ m}$$

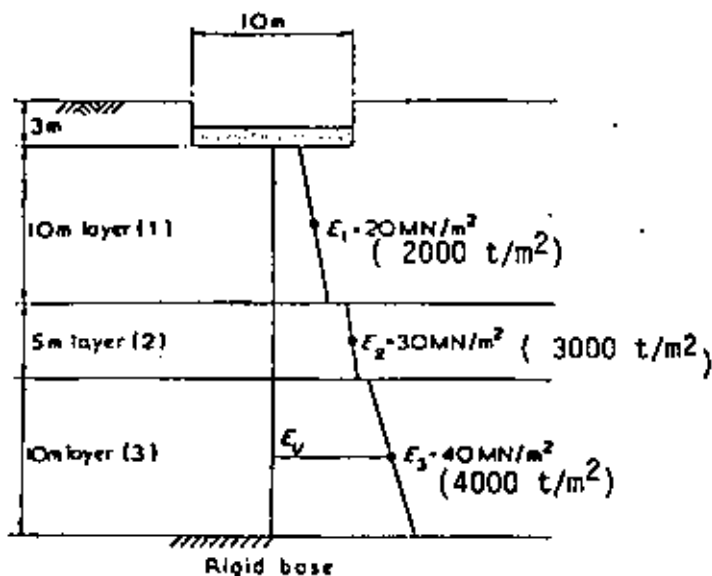
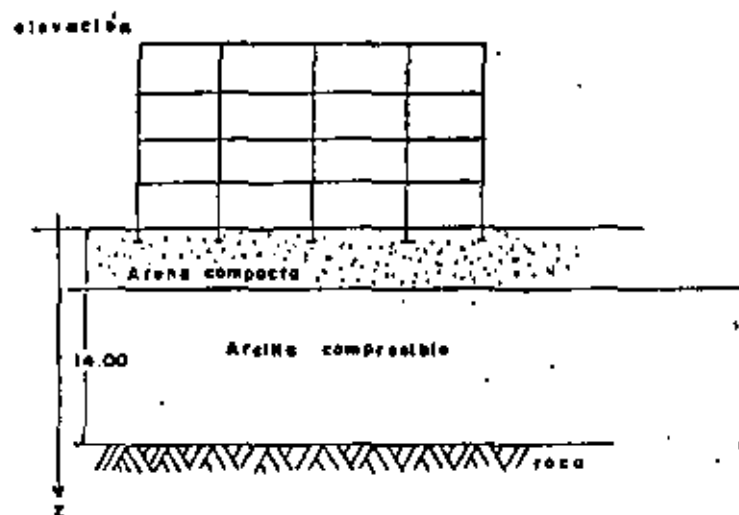
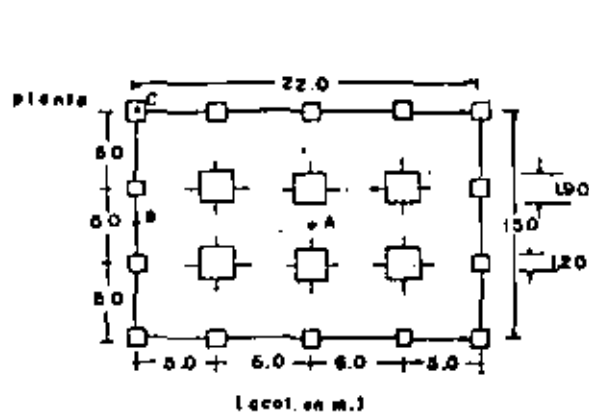


Fig.3.7 Rectangular footing, 10 m X 40 m, uniformly loaded with net intensity 50 kN/m^2 (5 t/m²)

EJERCICIO 1

Determine la distribución de presiones bajo los puntos A, B y C (Fig. 1) de un edificio flexible de 4 pisos apoyado en columnas, con peso total de 1320 ton (4 ton/m²). Analice la alternativa de zapatas aisladas, una bajo cada columna, desplantadas a 1 m de profundidad, de las dimensiones indicadas en la Fig. 1, sujetas a una presión de contacto de 35 ton/m². Para el cálculo utilice la carta de Newmark anexa.



SOLUCION

- 1o. Dibuje la planta del edificio con sus zapatas a diferentes escalas, una para cada profundidad de análisis, usando el módulo señalado en la carta de Newmark, de dimensión igual a la profundidad Z. En este caso se eligieron las profundidades de 3, 6, 8, 10 y 12 m, a las que corresponden dimensiones de la planta y zapatas indicadas en las columnas (2) a (5) de la tabla.
- 2o. Superponga cada planta dibujada en la carta, haciendo coincidir en cada caso los puntos A, B y C con el centro de ella y cuente el número de cuadros abarcados por las zapatas. Estas son las anotados como N en la tabla.
- 3o. Calcule las presiones a las distintas profundidades elegidas mediante la expresión:

$$\sigma_z = w \cdot I \cdot N$$

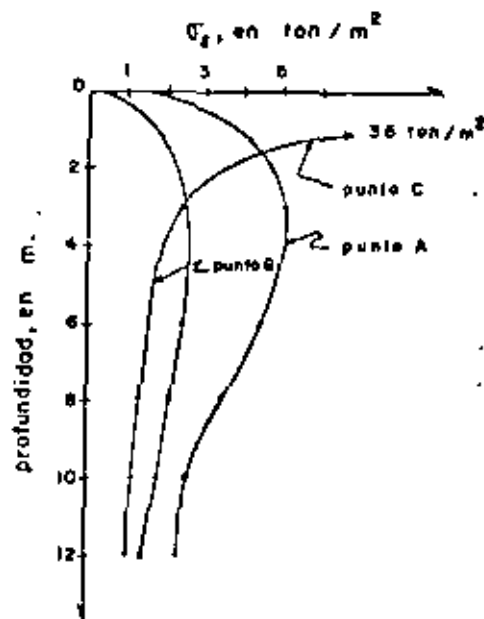
En este ejemplo: $\sigma_z = 35 \times 0.005 N$

$$\sigma_z = 0.175 N, \text{ en ton/m}^2$$

Los valores de $\bar{\sigma}_z$ aparecen en la tabla

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Z (m)	largo (m)	ancho (m)	zapatas perimetrales (cm)	zapatas centrales (cm)	Punto A		Punto B		Punto C	
					N	$\bar{\sigma}_z$	N	$\bar{\sigma}_z$	N	$\bar{\sigma}_z$
3.0	36.6	25.0	2.0	3.2	29	5.1	14	2.5	13	2.3
6.0	18.3	12.5	1.0	1.6	26	4.6	13	2.3	9	1.6
8.0	13.8	9.4	0.8	1.2	20	3.5	12	2.1	8	1.4
10.0	11.0	7.5	0.6	0.9	15	2.6	10	1.8	7	1.2
12.0	9.1	6.3	0.5	0.8	14	2.5	8	1.4	6	1.1

4o. La distribución de presiones bajo cada punto es la siguiente:



EJERCICIO 2

Determine la distribución de presiones en los mismos puntos A, B y C del edificio del Ejercicio 1, ahora desplantada en zapatas corridas, diseñadas para una presión de contacto de 6 ton/m^2 . Para el cálculo utilice la carta de Newmark.



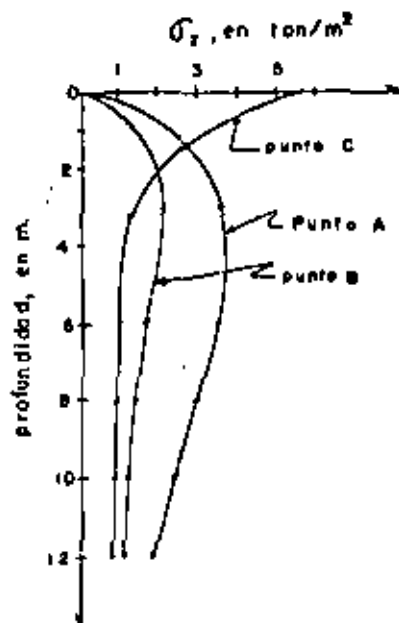
SOLUCION

Siguiendo los pasos del Ejercicio 1, se obtiene:

$$\bar{\sigma}_z = 0.030 \text{ N, en ton/m}^2$$

Z	Punto A		Punto B		Punto C	
	N	$\bar{\sigma}_z$	N	$\bar{\sigma}_z$	N	$\bar{\sigma}_z$
3.0	124	3.7	74	2.2	51	1.5
6.0	121	3.6	55	1.7	36	1.1
8.0	95	2.9	49	1.5	33	1.0
10.0	81	2.4	45	1.4	31	0.9
12.0	63	1.9	37	1.1	28	0.8

La distribución de presiones en los puntos A, B y C es la siguiente:

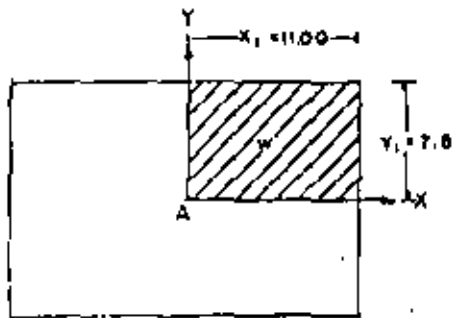


EJERCICIO 3

Determine la distribución de presiones en los mismos puntos A, B y C del edificio del Ejercicio 1, pero considerando que la cimentación es una losa corrida sujeta a una presión uniformemente repartida de 4 ton/m^2 , más 1 ton/m^2 como peso de la subestructura. Aplique para el cálculo la gráfica de Fadum.

SOLUCION

1o. Para el Punto A:



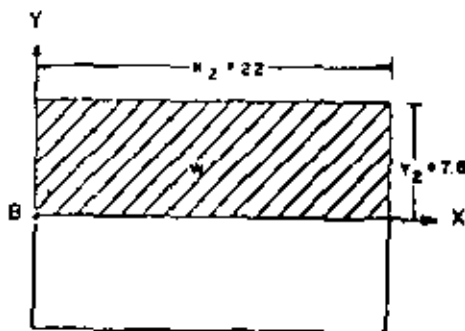
$$m_1 = \frac{x_1}{z_1}$$

$$n_1 = \frac{y_1}{z_1}$$

$$\bar{\sigma}_z = 4 \cdot w \cdot w_0$$

$$\bar{\sigma}_z = 20 \cdot w_0, \text{ en ton/m}^2$$

2o. Para el Punto B:



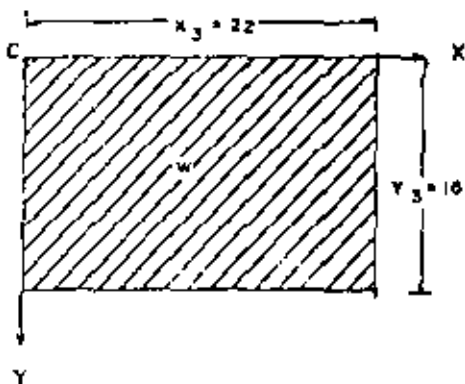
$$m_2 = \frac{x_2}{z_2}$$

$$n_2 = \frac{y_2}{z_2}$$

$$\bar{\sigma}_z = 2 \cdot w \cdot w_0$$

$$\bar{\sigma}_z = 10 \cdot w_0, \text{ en ton/m}^2$$

3o. Para el Punto C:



$$m_3 = \frac{x_3}{z_3}$$

$$n_3 = \frac{y_3}{z_3}$$

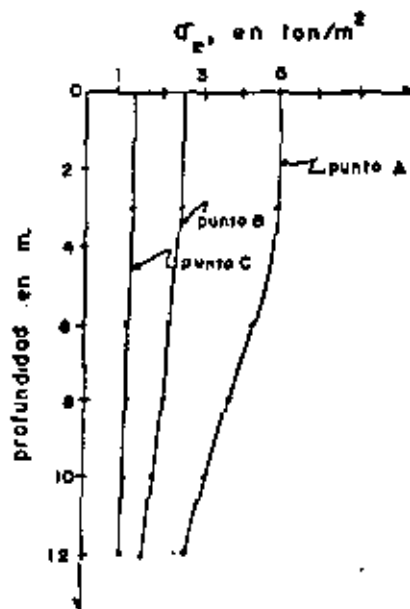
$$\bar{\sigma}_z = w \cdot w_0$$

$$\bar{\sigma}_z = 5 \cdot w_0, \text{ en ton/m}^2$$

4o. En la siguiente tabla se indican los valores de m y n para cada profundidad y punto, el de w_o determinado en la gráfica de Fadum y, finalmente, el de la presión σ_z .

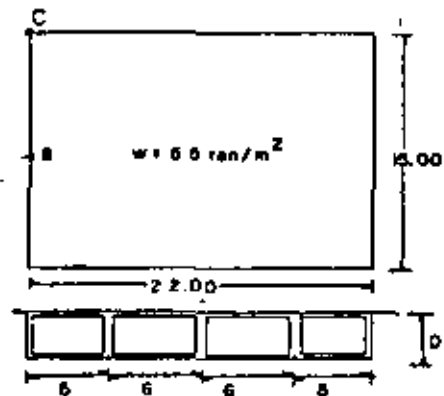
Z (m)	Punto A				Punto B				Punto C			
	m_1	n_1	w_o	σ_z	m_2	n_2	w_o	σ_z	m_3	n_3	w_o	σ_z
3.0	3.67	2.50	0.244	4.9	7.33	2.50	0.245	2.5	7.33	5.00	0.250	1.25
6.0	1.83	1.25	0.213	4.3	3.67	1.25	0.217	2.2	3.67	2.50	0.245	1.23
8.0	1.38	0.94	0.185	3.7	2.75	0.94	0.198	2.0	2.75	1.88	0.235	1.18
10.0	1.10	0.75	0.158	3.2	2.20	0.75	0.177	1.8	2.20	1.50	0.225	1.13
12.0	0.92	0.63	0.135	2.7	1.83	0.63	0.155	1.6	1.83	1.25	0.212	1.06

5o. La distribución de presiones bajo los puntos A, B y C es la siguiente:



EJERCICIO 4

Determine la distribución de presiones en los mismos puntos A, B y C del edificio del Ejercicio 1, suponiendo una cimentación parcialmente compensada, cuyo cajón pesa 1.5 ton/m^2 y una descarga neta al subsuelo de 1 ton/m^2 . El peso volumétrico del terreno es 1.5 ton/m^3 . Aplique para el cálculo la gráfica de Fadum.



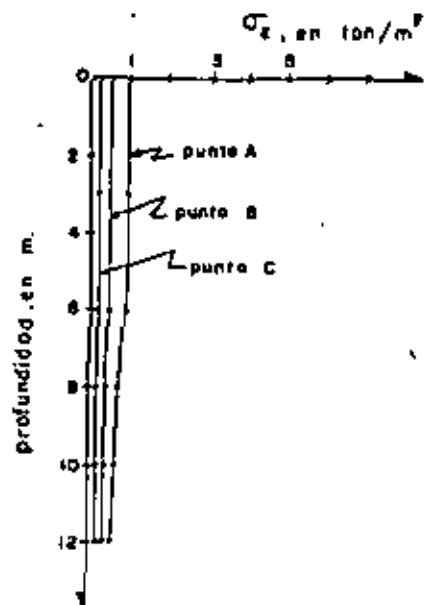
SOLUCION

1a. Profundidad de desplante

$$D_f = \frac{(5.5 - 1.0)}{1.5} = 3.0 \text{ m}$$

2a. Siga los mismos pasos del Ejercicio 3 usando una carga a nivel de desplante de 1 ton/m^2 . En la siguiente tabla se anotan los valores de σ_z , y en la gráfica su distribución.

Z (m)	Punto A				Punto B				Punto C			
	m_1	n_1	w_0	σ_z	m_2	n_2	w_0	σ_z	m_3	n_3	w_0	σ_z
3.0	3.67	2.50	0.244	0.98	7.33	2.50	0.245	0.49	7.33	5.00	0.250	0.250
6.0	1.83	1.25	0.213	0.85	3.67	1.25	0.217	0.43	3.67	2.50	0.245	0.245
8.0	1.38	0.94	0.185	0.74	2.75	0.94	0.198	0.40	2.75	1.88	0.235	0.235
10.0	1.10	0.75	0.158	0.63	2.20	0.75	0.177	0.35	2.20	1.50	0.225	0.225
12.0	0.92	0.63	0.135	0.54	1.83	0.63	0.155	0.31	1.83	1.25	0.212	0.212



EJERCICIO 5

Determine la presión de contacto admisible y ancho B de la zapata de un edificio, que estará sujeta a una descarga de 100 ton. El edificio se construirá en un cordón litoral constituido por arena, cuyas características se resumen en la figura.

La profundidad de desplante es 1 m. El nivel freático puede ascender hasta esa profundidad.

El asentamiento máximo tolerable es de 2.5 cm.

SOLUCION

Aplicase el criterio semi-empírico de Terzaghi-Peck, que correlaciona la resistencia a la penetración con la presión de contacto para asentamientos máximos de 2.5 cm. En este caso la resistencia corresponde al número de golpes promedio del penetrómetro estándar hasta una profundidad igual al ancho B de la zapata, bajo la misma.

En el caso de arena seca o parcialmente saturada, la presión admisible la proporciona directamente la gráfica para un determinado ancho del cimiento B ; pero en arena saturada, ese valor se reduce a la mitad cuando $D_f/B < 1$, y a dos tercios cuando $D_f/B = 1$.

1. Suponiendo $q_a = 30 \text{ ton/m}^2$, B será igual a 1.83 m. Hasta una profundidad igual a 1.83 m bajo la zapata, N promedio vale 35 golpes.

2. Entrando en la gráfica con estos valores, se obtiene $q_a = 40 \text{ ton/m}^2$ para arena seca, o sea, 20 ton/m^2 para arena saturada.

3. Cálculase nuevamente B para 20 ton/m^2 , obteniendo 2.25 m. El valor de N no cambia.

4. Entrando otra vez en la gráfica con $B = 2.25 \text{ m}$ y $N = 35$ golpes, se obtiene $q_a = 38 \text{ ton/m}^2$ para arena seca y 19 ton/m^2 para arena saturada. Este último valor es prácticamente igual a 20 ton/m^2 , por lo que se acepta como bueno.

En resumen, la zapata se diseñará para una presión de contacto de 20 ton/m^2 y de un ancho igual a 2.25 m.

En este caso no se hace corrección del número de golpes por su emergencia de la arena.

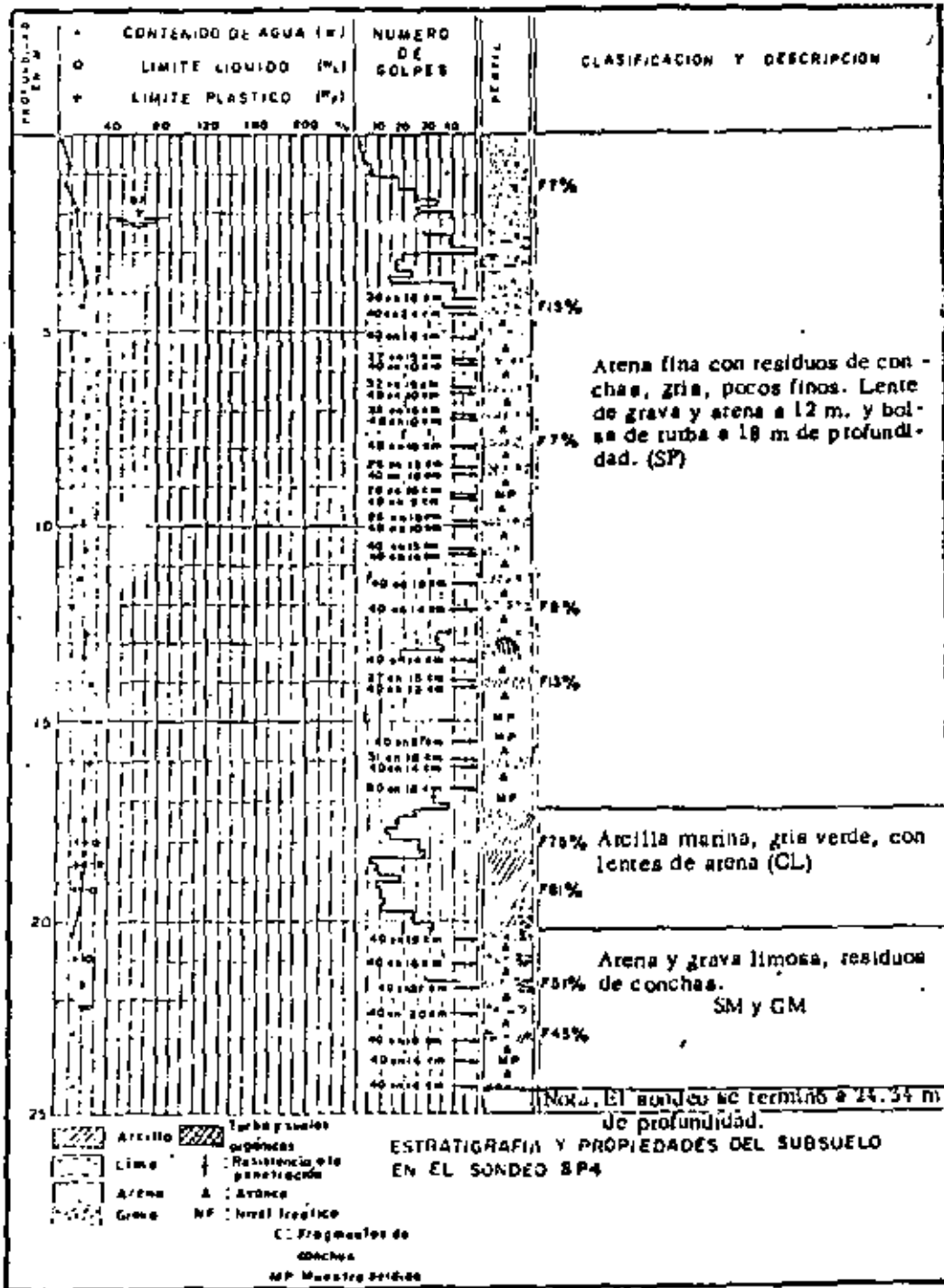


Figura del Ejercicio 5.

EJERCICIO 6

¿Ejemplo de cálculo de asentamientos "a largo plazo" de cimentaciones superficiales apoyadas en terrenos arcillosos compresibles.

En la Ciudad de México se proyecta construir un edificio destinado a aulas de enseñanza, que constará de planta baja y tres niveles tipo, cuya distribución de columnas a nivel de planta baja puede apreciarse en la Fig. 1, incluyendo la carga portada por cada uno de estos elementos, debida a carga muerta más viva reducida para cálculo de asentamientos.

En el sitio elegido para la construcción se instaló una estación piezométrica, cuyas lecturas se reportan en la tabla de la Fig. 2, y se efectuó un sondeo exploratorio, del tipo mixto alternando muestreo inalterado y penetración estándar, determinándose que el subsuelo es típico de la llamada "zona del lago", en general de alta compresibilidad y baja resistencia al corte, constituido por las formaciones indicadas en la Fig. 3, en la que además se reporta la variación con la profundidad de algunas propiedades índice y mecánicas de los suelos explorados. En las Figs. 4 a 7 se proporcionan las curvas de compresibilidad de algunas muestras ensayadas en consolidación unidimensional.

En base a las características de la estructura y estratigrafía y propiedades del subsuelo, se determinó cimentar aquéllo utilizando un cajón cerrado, formado por muros perimetrales y losas de tapa y cimentación, quedando alojadas las contra-trabes de subestructura en el espacio comprendido entre estas últimas; es requisito que la losa de cimentación se diseñe estructuralmente como elemento rígido.

De acuerdo a lo arriba expuesto, se pretende determinar a que profundidad deberá desplantarse el cajón de cimentación para que la descarga neta transmitida al terreno genere asentamientos de la estructura del orden de 0.35 m.

SOLUCION

1o. Como primer paso para el cálculo de asentamientos, se dibujaron los diagramas de presiones totales, efectivas y neutras en el subsuelo previamente a la construcción del edificio (véase Fig. 8), obtenidos aplicando la expresión tradicional que relaciona las citadas presiones:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_e + d$$

donde:

σ = presión total, determinada multiplicando el peso volumétrico húmedo o saturado de las diversas estratos de suelo por su respectivo espesor, en ton/m²;

$u_e + d$ = presión neutral estática más dinámica, deducida de las lecturas piezométricas (véase Fig. 2) considerando un nivel freático definido a 2.45 m de profundidad, en ton/m²;

$\bar{\sigma}$ = presión efectiva, calculada como la resta de la presión total menos la neutral, en ton/m².

Para fines del cálculo de las presiones totales, se simplificó el perfil de suelo como se indica en la tabla siguiente:

ESTRATO	PROFUNDIDAD FRONTERA SUPERIOR	PROFUNDIDAD FRONTERA INFERIOR	ESPESOR	PESO VOLUMETRICO MEDIO
No.	(m)	(m)	(m)	ton/m ³
1	0.00	1.30	1.30	1.80
2	1.30	6.70	5.40	1.50
3	6.70	9.00	2.30	1.30
4	9.00	18.30	9.30	1.20
5	18.30	19.40	1.10	1.45
6	19.40	22.00	2.60	1.20
7	22.00	24.00	2.00	1.45
8	24.00	26.70	2.70	1.30

Por otra parte, se determinaron las presiones de preconsolidación de las cuatro muestras ensayadas en consolidación unidimensional aplicando la construcción gráfica propuesta por A. Casagrande, siendo sus valores los que se indican también en la Fig. 8. Se observa que, a excepción de la muestra obtenida a 5.85 m de profundidad, que exhibe una preconsolidación probablemente debida a efectos de secado, como es usual en los suelos que constituyen el manto superficial, las muestras restantes pueden suponerse aproximadamente como normalmente consolidadas.

Para efectos del cálculo de asentamientos, las muestras ensayadas en consolidación se consideraron representativas de los estratos tabulados a continuación:

ESTRATO	PROFUNDIDAD FRONTERA SUPERIOR	PROFUNDIDAD FRONTERA INFERIOR	ESPESOR	PROFUNDIDAD AL CENTRO	PROFUNDIDAD DE CONSOL. REPRESENT.	$\bar{\sigma}$ AL CENTRO	$\bar{\sigma}$ A PROF. CONS. REP.
No.	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	ton/m ²	ton/m ²
1	Sin comp. 1.30	6.70	5.40	4.00	5.85	4.65	5.95
	Con comp. 2.00		4.70	4.35		4.90	
2	6.70	12.35	5.65	9.53	9.85	8.45	8.70
3	12.35	18.30	5.95	15.33	15.85	14.00	14.65
4	19.40	22.00	2.60	20.70	20.75	20.80	20.85

La contribución al asentamiento de los estratos de suelo no incluidos en la tabla anterior, se juzgó despreciable en comparación a la de los cuatro estratos considerados.

2o. Una vez conocido el estado de presiones efectivas inicial en el subsuelo, se calcularon los incrementos de presiones efectivas ($\Delta\sigma'$) que implicará la construcción del edificio, considerando para ello dos diferentes niveles de desplante del cajón de cimentación: uno coincidiendo con la superficie del terreno y otro a una profundidad de 2.0 m bajo ésta. La descarga neta al terreno para la primera condición fue de 6.0 ton/m² (incluyendo peso unitario del cajón de 1.75 ton/m², mientras que para la segunda fue de 2.6 ton/m² (compensado por excavación 3.4 ton/m²).

Para el cálculo se aplicó la solución de Fadum, que proporciona el incremento de presiones verticales en la esquina de un área rectangular flexible cargada uniformemente, actuando en la superficie de un medio elástico, semi-infinito, homogéneo e isótropo. De esta forma se obtuvo la variación con la profundidad del incremento de presión bajo un punto situado en la esquina de la losa de cimentación y otro al centro de la misma, proceso que se tabula a continuación y cuyos resultados se dibujaron en la Fig. 9.

Z	$m = 49.75/Z$	$n = 11.90/Z$	W_0	$\Delta\sigma'_e$	$\Delta\sigma'_c$
(m)				(ton/m ²)	(ton/m ²)
5	9.95	2.38	0.244	Sin comp. 1.46	5.84
				Con comp. 0.63	2.52
10	4.98	1.19	0.217	1.30	5.20
				0.56	2.24
15	3.32	0.79	0.183	1.10	4.40
				0.48	1.92

20	2.49	0.60	0.155	0.93 0.40	3.72 1.60
25	1.99	0.48	0.131	0.79 0.34	3.16 1.36
30	1.66	0.40	0.111	0.67 0.29	2.68 1.16

3o. El cálculo de asentamientos de la losa de cimentación en uno de sus esquinas y en su centro, se presenta tabulado para las condiciones de cajón desplantada en la superficie y a 2.0 m de profundidad.

La expresión aplicada es la siguiente:

en que:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^4 \frac{\Delta H_i}{e_i}$$

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{1 + e_{oi}}$$

donde:

ΔH = asentamiento total, en m;

H_i = espesamiento del estrato "i", en m;

e_i = cambio en la relación de vacíos del estrato "i", producido por el incremento medio de presión efectiva $\Delta \bar{\sigma}_i$ correspondiente;

e_{oi} = relación de vacíos inicial media del estrato "i";

H_i = espesor inicial del estrato "i", en metros

Cabe señalar que las relaciones de vacíos iniciales de los estratos 2 a 4 consideradas, fueron las correspondientes a las presiones de preconsolidación en cada caso; en el estrato 1 fue la correspondiente a la presión obtenida en el diagrama de presiones efectivas a la profundidad de la muestra ensayada, aproximadamente igual a la mitad de la presión de preconsolidación.

1er. caso. Asentamientos sin compensación
Al centro del área cargada

ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\Delta\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$	e_o	e_f	Δe	$1 + e_o$	H	ΔH
No.	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	----	----	----	----	(m)	(m)
1	5.95	5.90	11.85	2.28	2.18	0.10	3.28	5.40	0.16
2	9.40	5.27	14.67	8.29	7.24	1.05	9.29	5.65	0.64
3	17.00	4.35	21.35	3.01	2.82	0.19	4.01	5.95	0.28
4	20.85	3.64	24.49	6.24	6.00	0.24	7.24	2.60	0.09
									1.17 \approx 1.2 m

En la esquina del área cargada

ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$	e_o	e_f	Δe	$1 + e_o$	H	ΔH
No.	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	----	----	----	----	(m)	(m)
1	5.95	1.45	7.40	2.28	2.26	0.02	3.28	5.40	0.03
2	9.40	1.35	10.75	8.29	8.07	0.22	9.29	5.65	0.13
3	17.00	1.13	18.13	3.01	2.97	0.04	4.01	5.95	0.06
4	20.85	0.90	21.75	6.24	6.18	0.06	7.24	2.60	0.02
									0.24 \approx 0.24 r

2o. caso. Compensando 3.4 ton/m² por excavación a 2.0 m de profundidad
Al centro del área cargada

ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$	e_o	e_f	Δe	$1 + e_o$	H	ΔH
No.	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	----	----	----	----	(m)	(m)
1	5.95	2.59	8.54	2.28	2.24	0.04	3.28	4.70	0.06
2	9.40	2.40	11.80	8.29	7.84	0.45	9.29	5.65	0.27
3	17.00	2.03	19.03	3.01	2.95	0.06	4.01	5.95	0.09
4	20.85	1.68	22.53	6.24	6.14	0.10	7.24	2.60	0.04
									0.46 \approx 0.45 r

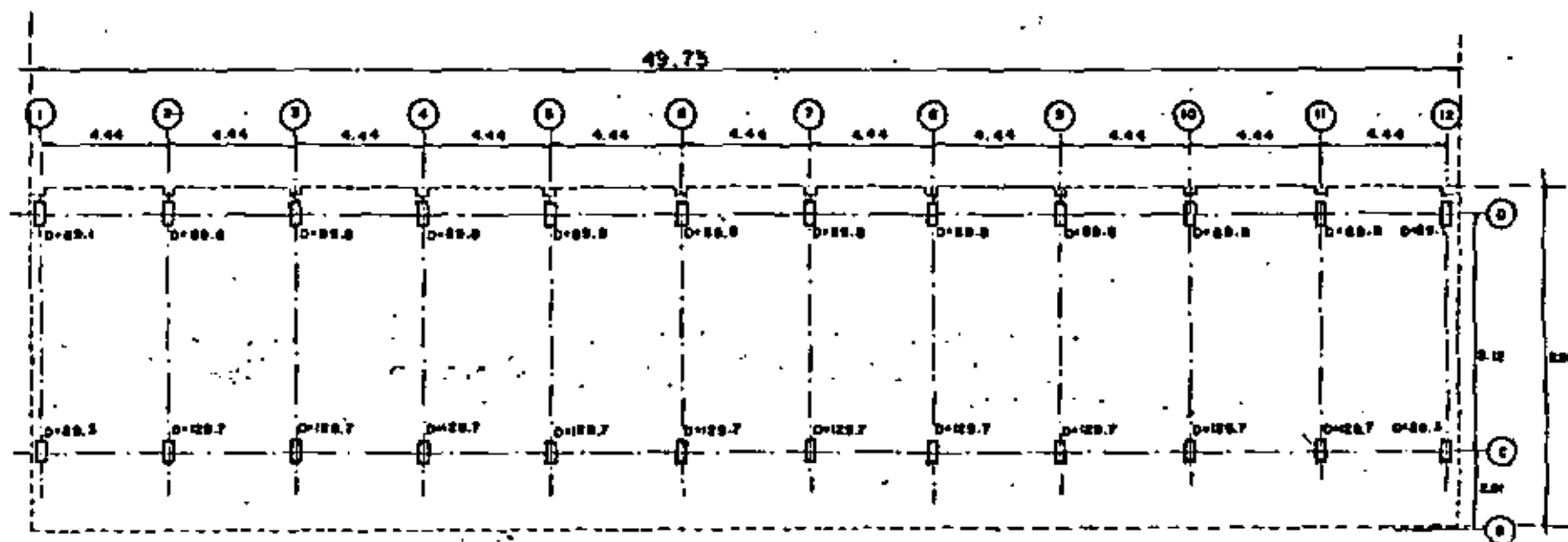
En esquina del área cargada

ESTRATO	$\bar{\sigma}$	$\Delta\bar{\sigma}$	$\sigma + \Delta\bar{\sigma}$	e_o	e_f	Δe	$1+e_o$	H	ΔH
No.	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	----	----	----	----	(m)	(m)
1	5.95	0.65	6.60	2.284	2.276	0.008	3.28	4.70	0.01
2	9.40	0.60	10.00	8.29	8.20	0.09	9.29	5.65	0.05
3	17.00	0.50	17.50	3.01	2.995	0.015	4.01	5.95	0.02
4	20.85	0.41	21.26	6.24	6.21	0.03	7.24	2.60	0.01

, 0.09 ≈ 0.10 m

4o. Como conclusión del ejercicio puede decirse que los asentamientos totales que teóricamente experimentará la estructura si se desplantara en la superficie, son del orden de 1.2 m en el centro y 0.24 m en una esquina. Sin embargo, estos valores se obtuvieron considerando la losa de cimentación como elemento flexible, por lo que al diseñarse ésta como elemento rígido, los asentamientos tenderán a ser uniformes en el área cargada, con un valor medio de aproximadamente 80% del asentamiento calculado al centro del área flexible, es decir, del orden de 0.95 m.

Ahora bien, desplantando la losa de cimentación a 2 m de profundidad, los asentamientos teóricos en su centro y esquina son de 0.45 y 0.10 m respectivamente. Nuevamente corrigiendo por rigidez de la losa obtenemos un asentamiento promedio aproximado de 0.35 m.



91E

Acotaciones en mts.

Escala 1:200

D=26.8 Descarga de columnas a nivel de planta baja, en Ton. Se encuentra reducida para cálculo de asentamientos.

$$\Sigma D = 2511.8 \text{ ton}$$

$$P = \frac{\Sigma D}{A} = \frac{2511.8}{49.75 \times 11.90} = 4.25 \text{ ton/m}^2$$

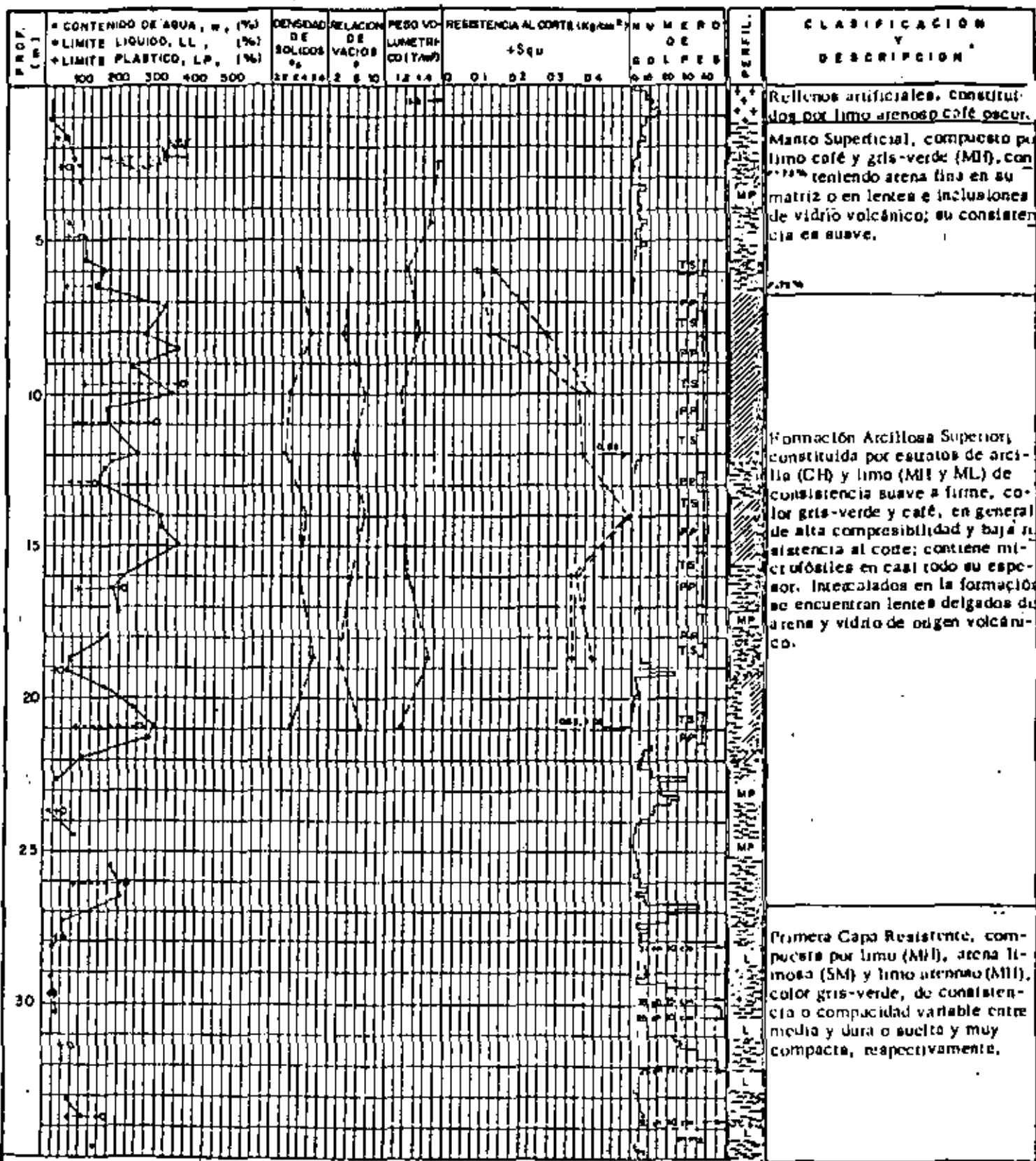
FIG. 1. DESCARGAS EN COLUMNAS A NIVEL DE PLANTA BAJA

FIG. 2 . LECTURAS Y ABATIMIENTOS DE PRESION DE PORO EN LA ESTACION PIEZOMETRICA EP-1

FECHA	LECTURAS			ABATIMIENTO DE PRESION DE PORO		
	PIEZOMETRO 1	PIEZOMETRO 2	PIEZOMETRO 3	PIEZOMETRO 1	PIEZOMETRO 2	PIEZOMETRO 3
18/IV/1973	5.28	14.18	17.15	2.83	11.73	14.7
23/IV/1973	* 7.53	*17.52	* 15.76	5.08	15.07	13.31
23/IV/1973	** 7.76	**17.57	**25.47	5.31	15.12	23.02
4/V/ 1973	7.85	18.10	22.85	5.40	15.65	20.40

Notas:

- Profundidad al centro de la celda piezométrica 1 = 12.60 m
- " " " " " 2 = 22.84 m
- " " " " " 3 = 30.14 m
- Las lecturas se refieren a la distancia en m existente entre la superficie del terreno y el nivel del agua en el interior de los tubos de registro, medida con sonda eléctrica.
- Los abatimientos de presión de poro se dan en m de columna de agua; se calcularon suponiendo un nivel freático de finido a 2.45 m de profundidad.
- * Lecturas tomadas antes de purgar los tubos de registro
- ** Lecturas tomadas después de purgar los tubos de registro



Rellenos artificiales, constituidos por limo arenoso café oscuro.

Manto superficial, compuesto por limo café y gris-verde (MH), con 20% teniendo arena fina en su matriz o en lentes e inclusiones de vidrio volcánico; su consistencia es suave.

Formación Arcillosa Superior, constituida por esudatos de arcilla (CH) y limo (MH y ML) de consistencia suave a firme, color gris-verde y café, en general de alta compresibilidad y baja resistencia al corte; contiene microfósiles en casi todo su espesor. Intercalados en la formación se encuentran lentes delgadas de arena y vidrio de origen volcánico.

Primera Capa Resistente, compuesta por limo (MH), arena limosa (SM) y limo arenoso (MH), color gris-verde, de consistencia o compacidad variable entre media y dura o suelta y muy compacta, respectivamente.

Nota: Esta sondeo se llevó hasta 31.40 m de profundidad

- SÍMBOLOS:**
- Arcilla
 - Limo
 - Arena
 - Fosfatos
 - Vidrio volc
 - S_u Resistencia al corte en compresión no confinada.
 - L Limpieza con chillon
 - MP Muestra Perdida
 - PP Peso Propio
 - TS Tubo Shelby
 - i Resistencia a la penetración estándar

FIG 3 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO SONDEO SMI-1

$P_c = 1.1 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF. (m)	s_w	$w\%$	e_i	$G_c\%$
SM-1	5.85	2.40	101	2.38	100

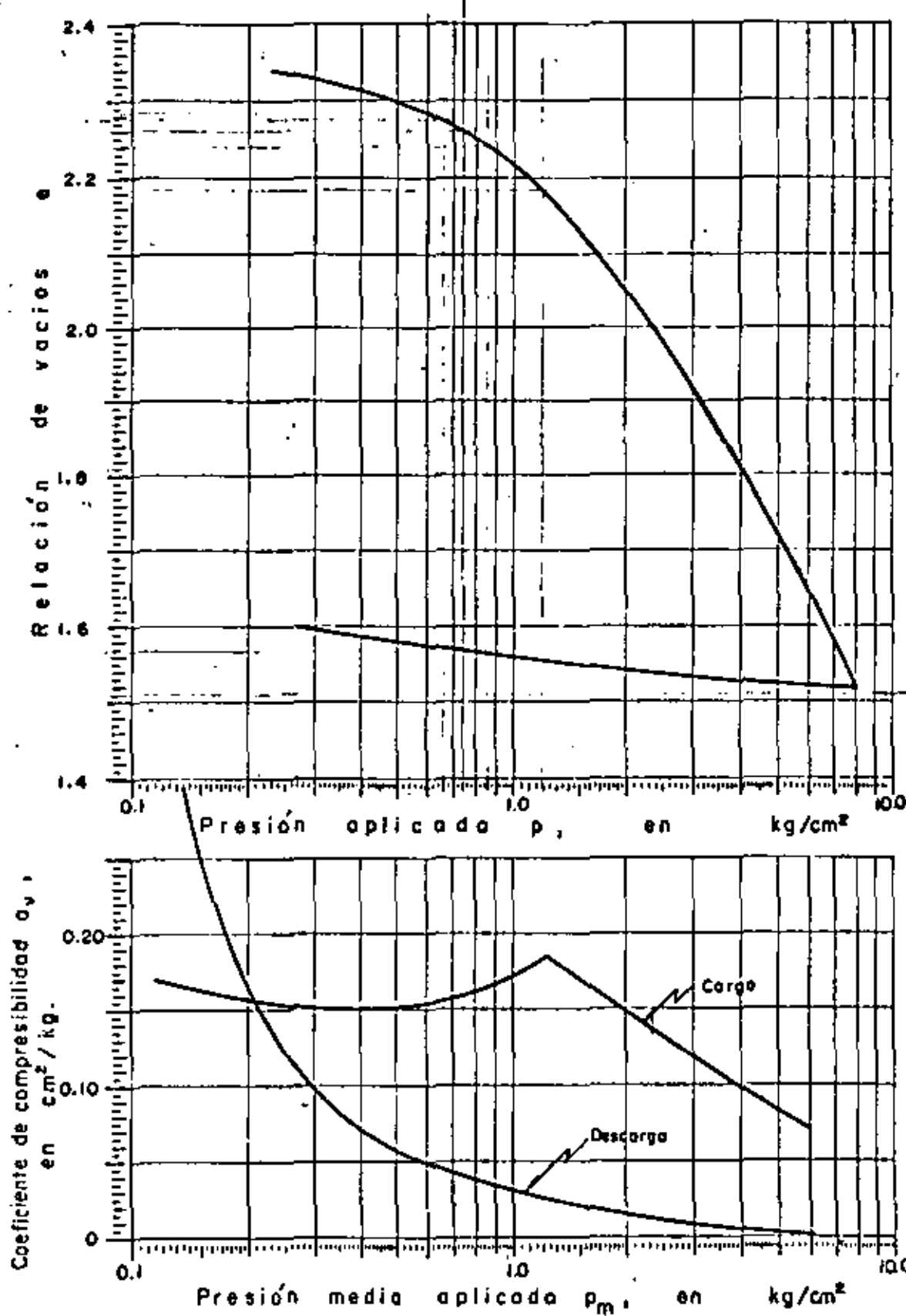


FIG. 4 . CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

$P_c = 0.94 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF. (m)	S_g	w_j %	e_i	G_j %
SM-1	9.85	2.25	391	8.88	99

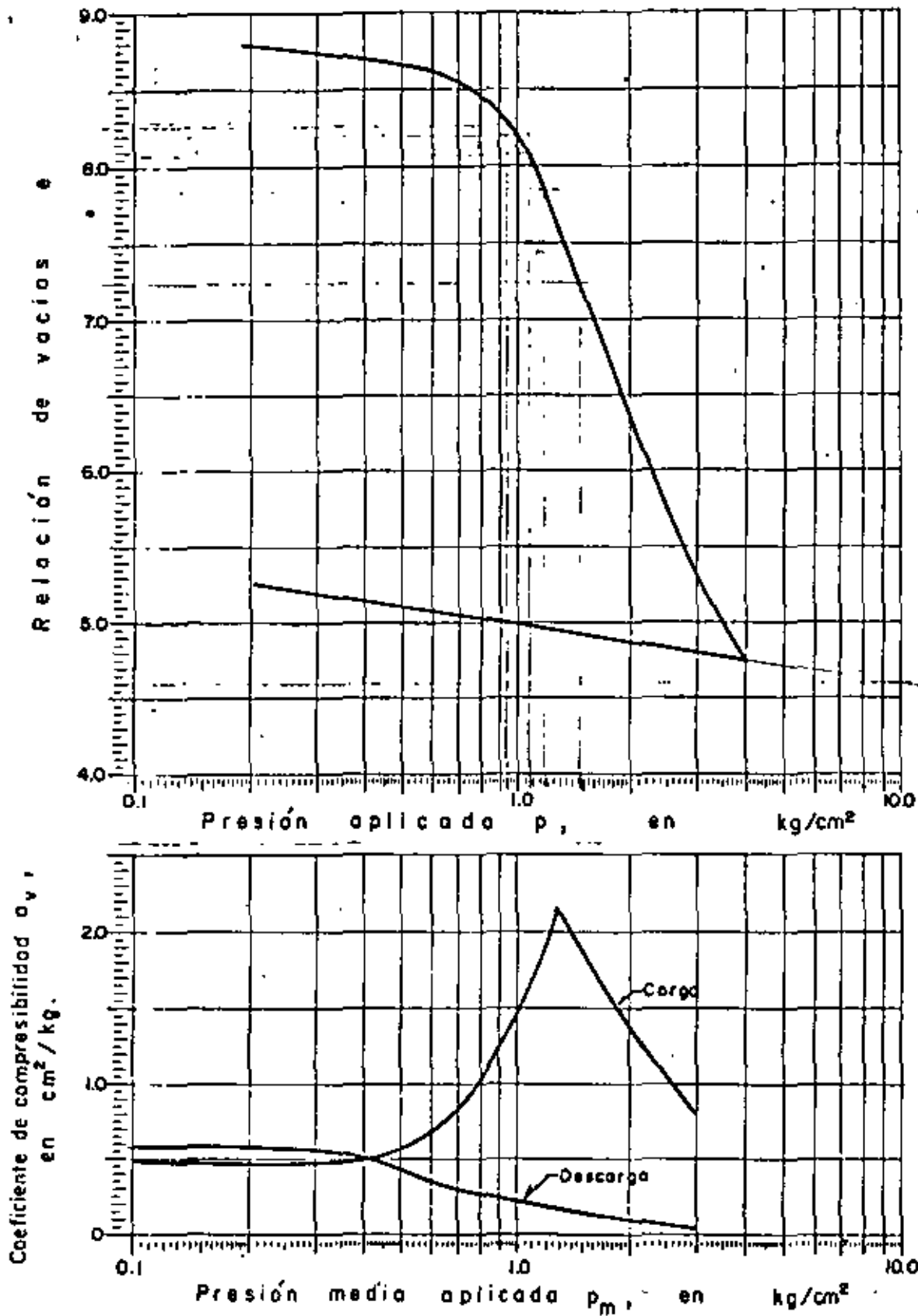


FIG. 5. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

$P_c = 1.70 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF. (m)	S_v	w_p %	e_i	C_u %
SM-1	15.85	2.37	137.6	3.28	99.4

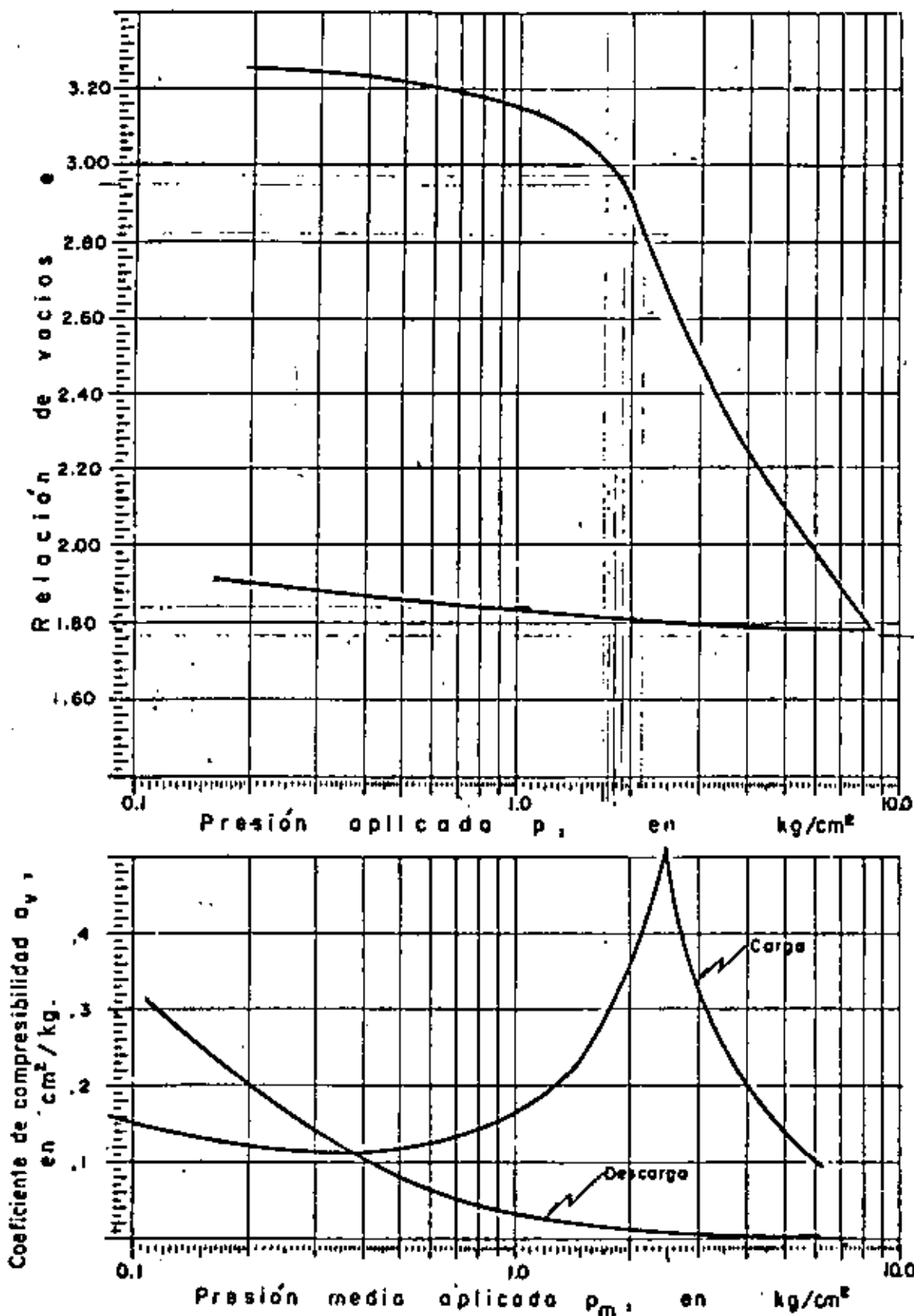


FIG. 6 . CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

$P_c = 2.10 \text{ kg/cm}^2$

SONDEO	PROF. (m)	S_s	w_p %	e_i	G_s %
SM-1	20.75	2.33	287.7	6.68	100

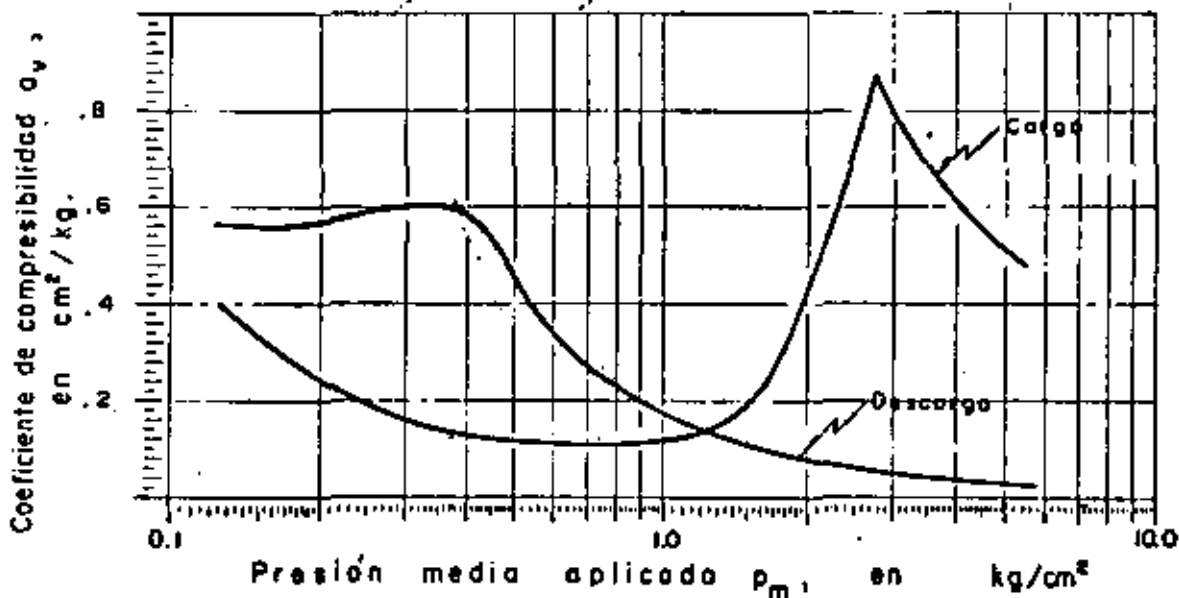
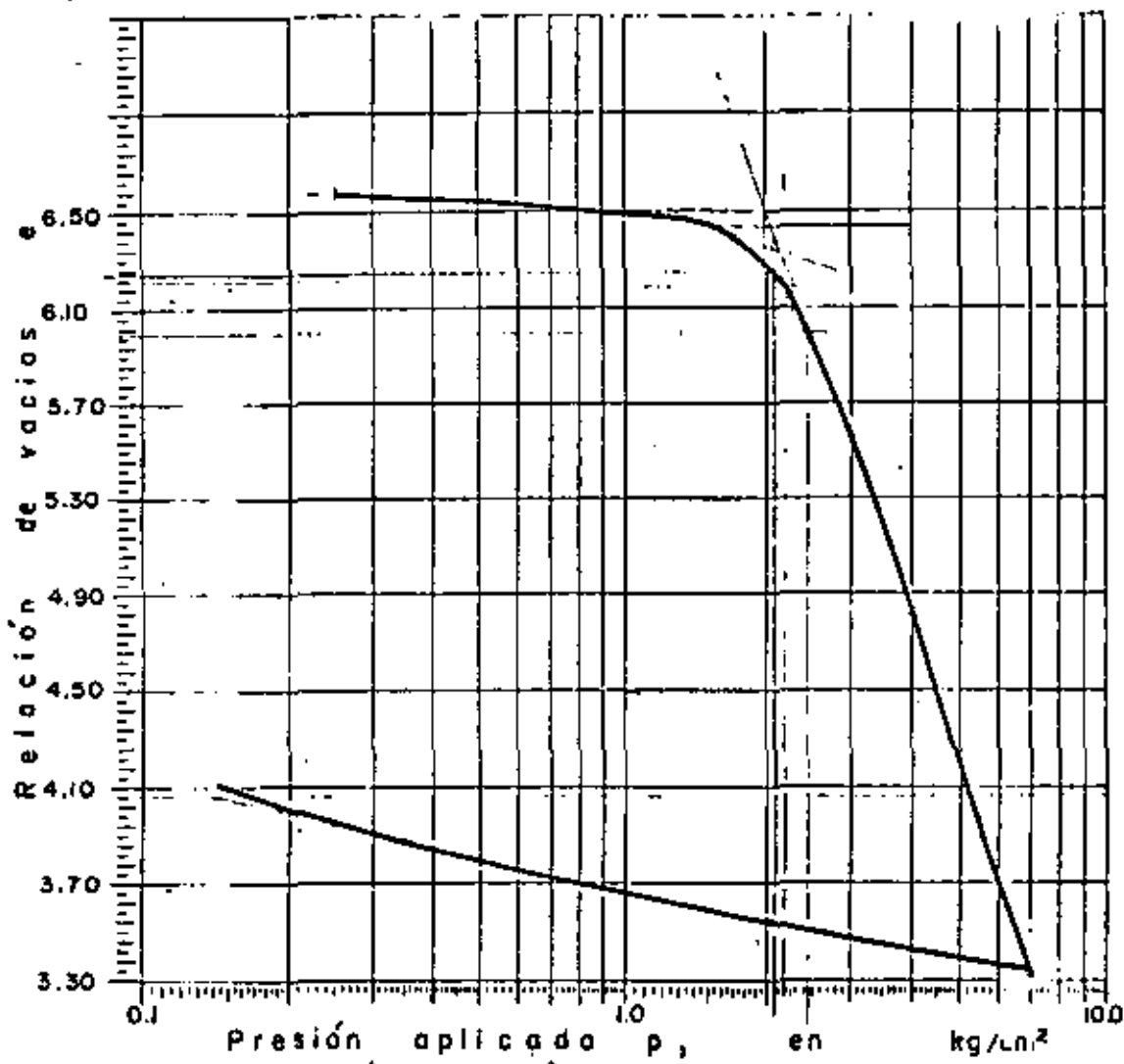


FIG. 7. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

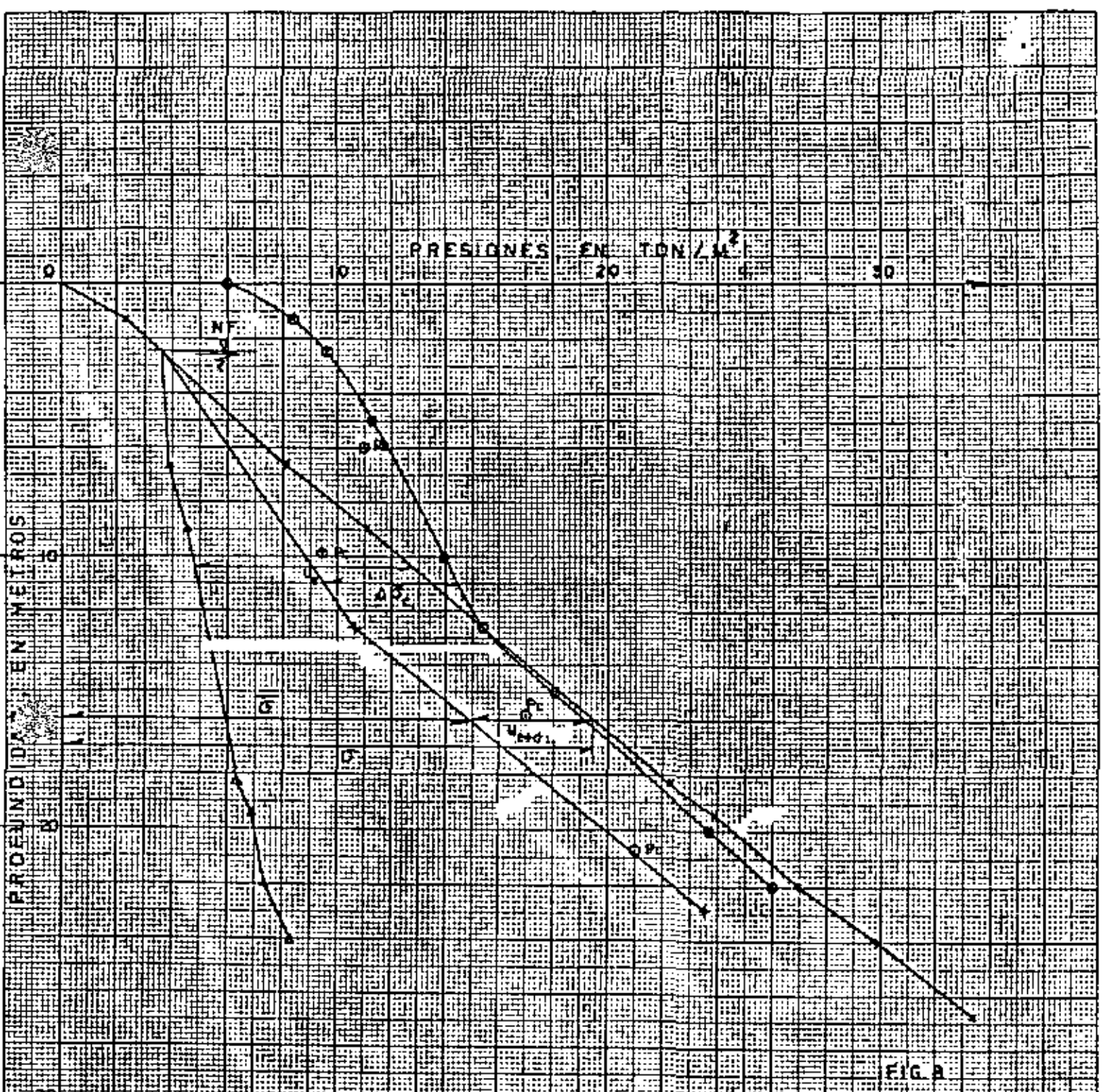


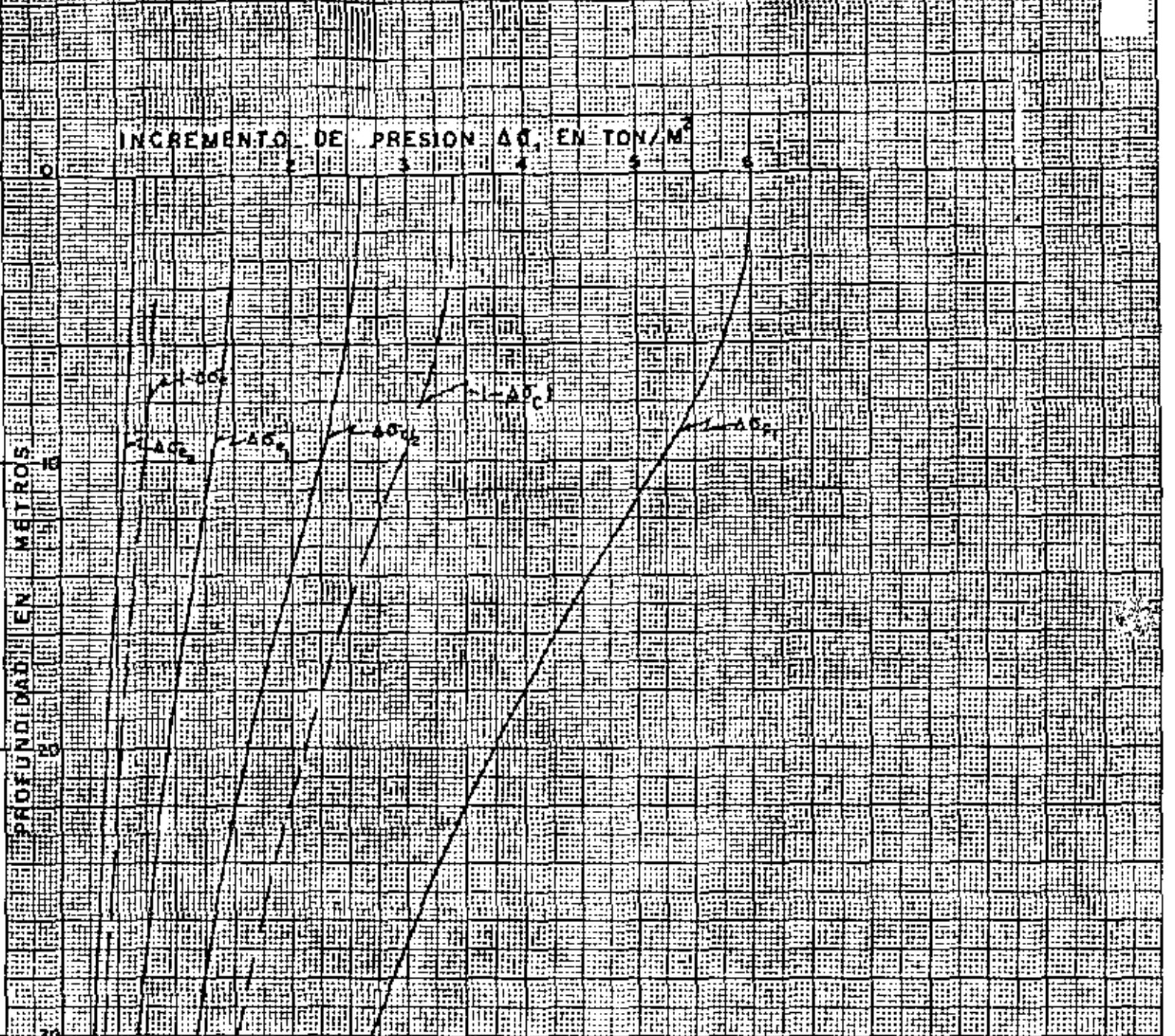
FIG. a

SIMBOLOGIA

- NF Nivel freático
- P Presión de preconsolidación
- U Presión neutral estática
- Ue Presión neutral deducida de lecturas piezométricas
- Se Presión efectiva
- S Presión total
- ΔS Incremento de presión al centro de óleo cargado, al compensación

INCREMENTO DE PRESION $\Delta\sigma$, EN TON/M^2

PROFUNDIDAD EN METROS



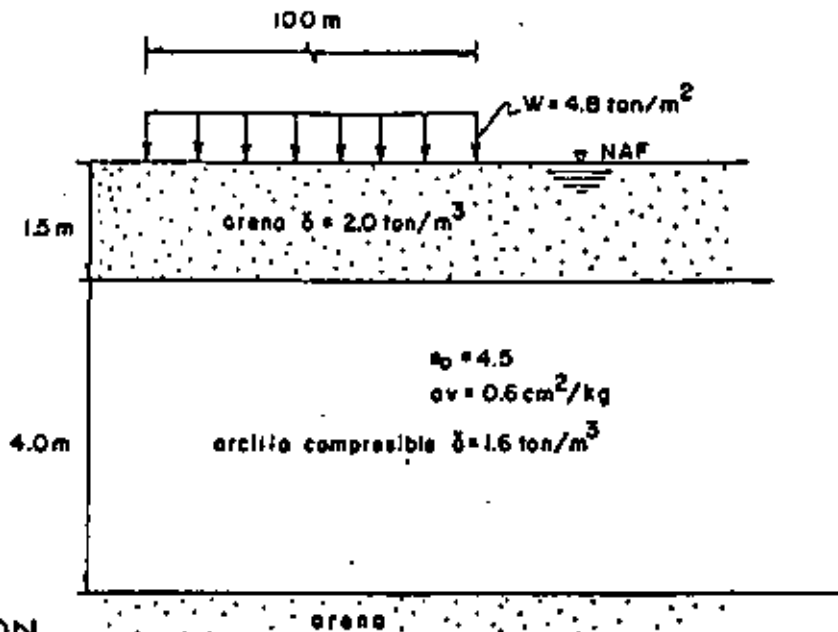
SIMBOLOGIA

$\Delta\sigma_1$	Incremento de presión al centro del área cargada, sin compensación
$\Delta\sigma_2$	" " " " " " " " " " " "
$\Delta\sigma_3$	en esquina " " " " " " " " " " " "
$\Delta\sigma_4$	" " " " " " " " " " " "
$-\Delta\sigma_1$	Decremento " " " " " " " " " " " "
$-\Delta\sigma_2$	en esquina " " " " " " " " " " " "

FIG. 9

EJERCICIO 7

Calcule en que tiempo se presentará el 90% de la consolidación del estrato arcilloso compresible mostrado en la figura, causado por una sobrecarga de 4.8 ton/m^2 , uniformemente distribuida en un área flexible de forma cuadrada de 100 m de lado.



SOLUCION

- 1o. Calcule la presión efectiva (\bar{p}_0) para la profundidad correspondiente a la mitad del estrato compresible ($Z = 3.5 \text{ m}$).

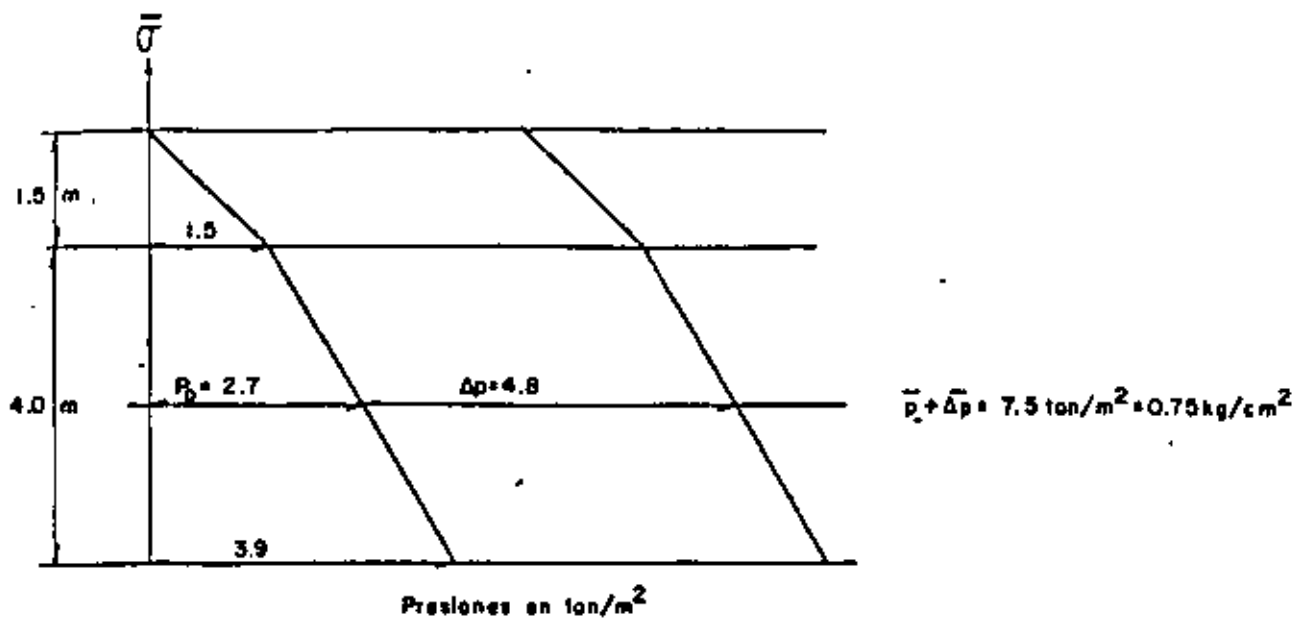
$$\bar{p}_0 = (2.0 - 1.0) 1.5 + (1.6 - 1.0) 2.0$$

$$\bar{p}_0 = 2.7 \text{ ton/m}^2$$

- 2o. Calcule el incremento de presiones ($\bar{\Delta p}$) ocasionado por la sobrecarga, para la profundidad de 3.5 m. Por tratarse de un área grande, los esfuerzos transmitidos a esa profundidad son iguales a la sobrecarga.

$$\bar{\sigma}_z = \bar{\Delta p} = 4.8 \text{ ton/m}^2$$

- 3o. La distribución de presiones efectivas es como sigue:



4a. Utilizando la curva de consolidación anexa, calcule el tiempo correspondiente al 50% de la consolidación primaria (t_{50}) de la muestra ensayada, representativa del estrato arcilloso a la profundidad de 3.5 m

Se ha observado que la parte inicial de la curva de consolidación se asemeja a una parábola. De las propiedades de la misma, se encontró el siguiente método:

- Elija un punto de la curva próximo al eje de deformaciones, observando a que tiempo (t_1) corresponde.
- Busque sobre la curva el punto correspondiente a un tiempo igual a $4 t_1$.
- Duplique la diferencia de ordenadas entre ambos puntos y lleve este valor sobre una paralela al eje de las deformaciones, a partir del segundo punto.
- Haciendo pasar una paralela al eje de las abscisas, obtenga la ordenada que define al 0% teórico de consolidación.

Este procedimiento debe efectuarse varias veces para distintos tiempos y obtener un valor promedio del 0 % de consolidación.

- Para obtener el 100%, trace la tangente al tramo central de la curva y la asíntota del tramo final de la misma. La intersección de ambas rectas definirá al punto buscado.
- Obtenga el punto correspondiente al 50% teórico de la consolidación, encontrando el punto medio entre los puntos que definen al 0% y al 100%.
- Lea en el eje de las abscisas, el tiempo que corresponde a ese 50% (t_{50}).

Para este ejercicio se obtiene :

$$t_{50} = 9.5 \text{ min} = 570 \text{ seg.}$$

5a. Calcule el coeficiente de consolidación C_v mediante la expresión:

$$C_v = \frac{TH^2}{t}$$

donde: $H_{\text{especimen}} = 2.520 \text{ cm}$

$t = t_{50} = 570 \text{ seg}$

$t_{50} = 0.197$ (para el 50% de consolidación)

$H_r = 2.520 - 0.172$ (de curva de consolidación) = 2.348 cm

$H = \frac{H_r}{2}$ (por estar drenada por ambas caras)

$$C_v = \frac{0.197 (1.174)^2}{570}$$

$$C_v = 4.76 \times 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{seg}}$$

6a. Calcule el tiempo necesario para que ocurra el 90% de la consolidación

$H_r = 4 \text{ m}$; de ahí, $H = 200 \text{ cm}$

$$t_{90} = \frac{TH^2}{C_v}$$

$$t_{90} = \frac{0.848 (200)^2}{4.76 \times 10^{-4}}$$

$$t_{90} = 7.126 \times 10^7 \text{ seg}$$

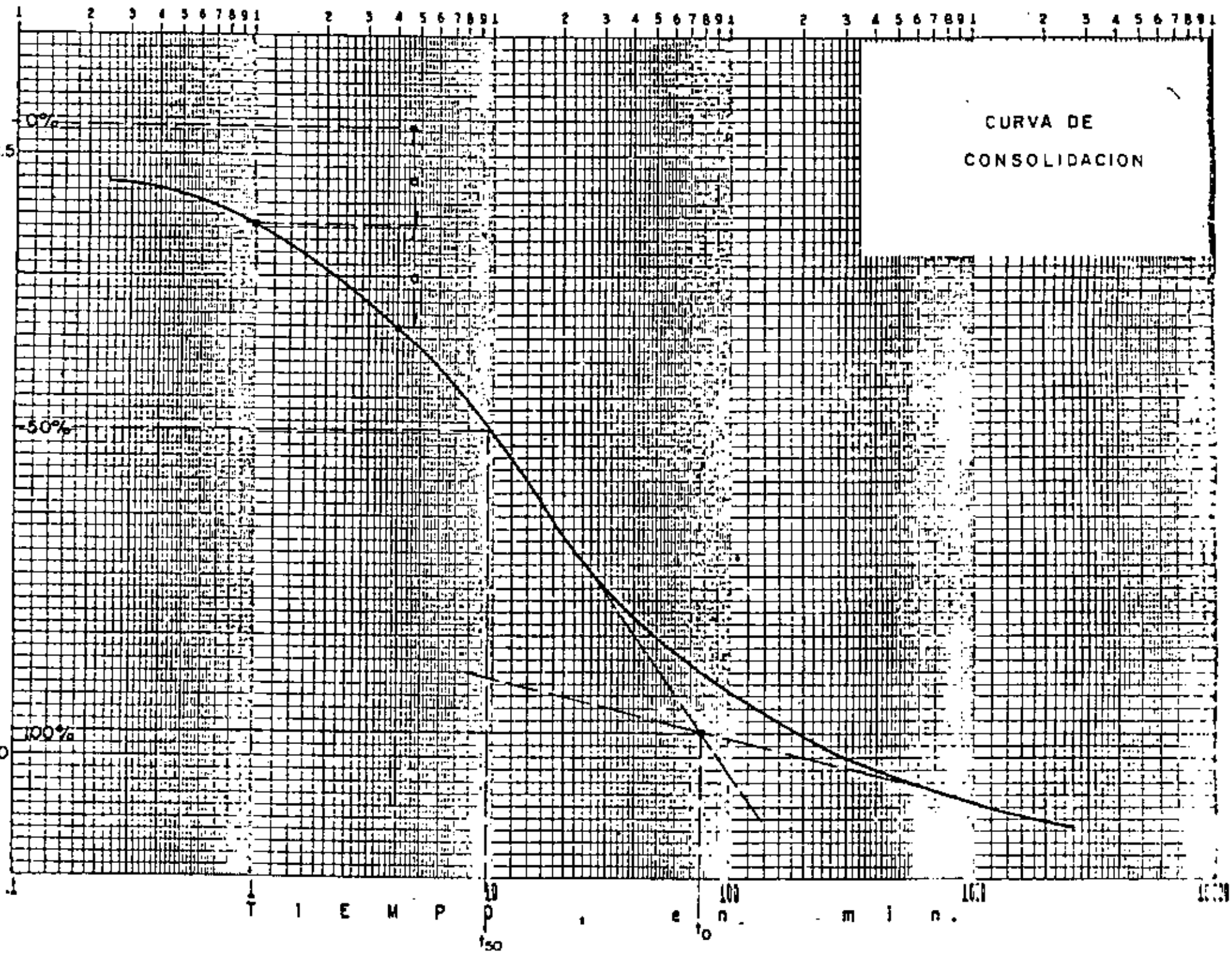
$$t_{90} = 2.26 \text{ años}$$

Cabe aclarar que el tiempo en que teóricamente ocurrirá el 100% de consolidación primaria es infinito. En la práctica es razonablemente aceptable calcular el tiempo en el que se presenta el 90% de dicha consolidación y considerar que los asentamientos que tendrán lugar a partir de ese momento serán mínimos, despreciables en comparación con los ocurridos hasta ese instante.

El asentamiento total estimado por consolidación primaria es de 21 cm, del cual el 90% se presentará en 2.26 años.

CURVA DE CONSOLIDACION

DEFORMACIONES 82.51 en m. m.



EJERCICIO 8

En la figura 1 se presenta una planta de la Laguna Ixtapa, localizada al poniente de Zihuatanejo, Gro., a 6 1/2 Km de distancia en línea recta. Está separada del Océano Pacífico por un cordón litoral o barra, arenosa, con dos bocas en sus extremos que se rompen ocasionalmente en temporadas de lluvias.

La estratigrafía del subsuelo de la laguna es prácticamente uniforme en cuanto al tipo de suelos, presentándose en general turba de espesor variable en la superficie, a la que subyacen suelos arenosos de origen marino.

De acuerdo con el perfil estratigráfico del subsuelo (Fig. 2) y las curvas de consolidación que se proporcionan (Fig. 3), las cuales se considerarán representativas del estrato de turba superficial, se solicita calcular el asentamiento que se produciría por consolidación primaria y secundaria de la turba en un período de 50 años, como consecuencia de la construcción de un relleno de 100 x 100 m en planta y 1.7 m de altura, cuyos pesos volumétricos en estado seco y saturado son 1.45 y 1.90 ton/m³, respectivamente.

SOLUCION

Antes de proceder a calcular el asentamiento, es conveniente señalar que los trabajos de investigación sobre los fenómenos de consolidación primaria y secundaria en suelos altamente orgánicos y turbas, son escasos y relativos a condiciones muy particulares, de tal forma que resulta arriesgada la generalización de sus resultados a otros casos de aplicación diferentes a los aquí tratados. Sin embargo, sin perder de vista estas limitaciones de los métodos de cálculo usuales, en el desarrollo siguiente se intenta obtener el orden de magnitud de los asentamientos que tendrán lugar en el ejercicio planteado.

- 1o. Calcúlese la distribución de presiones totales, efectivas y neutras en el subsuelo. En el caso que nos ocupa, observando que el NAF casi coincide con la superficie del terreno, que las turbas superficiales soportan exclusivamente su peso propio y que su peso volumétrico medio es muy bajo, de 1.02 ton/m³, la presión efectiva vertical en un punto cualquiera dentro del estrato de turba es muy pequeña, por lo que para efectos prácticos se considerará que la presión efectiva inicial al centro del mismo es nula y, por tanto, la relación de vacíos inicial será la correspondiente a esa condición, de 16.8.

20. De las curvas de consolidación (Fig. 3), obténganse los valores de la relación de vacíos al término de la consolidación primaria (e_{100}). Dibújense estos valores contra el logaritmo de la presión final en cada incremento ($\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}$) para obtener la curva de compresibilidad "A" de la Fig. 4, la cual corresponde a la compresión inicial debida a la aplicación de cada incremento más la debida a consolidación primaria. Además queda incluido el efecto de consolidación secundaria obrando en el tiempo transcurrido hasta completar la consolidación hidrodinámica.

En la curva de compresibilidad se observa que aun para la más pequeña presión aplicada en laboratorio, la muestra se comporta como normalmente consolidada, como era de esperarse según el punto lo. anterior.

30. De las curvas de consolidación (Fig. 3), obténganse los coeficientes de consolidación secundaria (C_{α}) para cada incremento. Estos coeficientes son adimensionales, iguales a la pendiente del tramo recto final de cada curva, es decir, a la variación de la relación de vacíos por un ciclo de la escala logarítmica de tiempo. Según algunos investigadores, estos coeficientes son función de la presión efectiva al final de cada incremento y, por tanto, de la relación de vacíos para el 100 % de consolidación primaria correspondiente (e_{100}), de donde es posible obtener la expresión siguiente (véase Fig. 5):

$$C_{\alpha} = 0.0214 e_{100} + 0.0111 \quad (1)$$

40. Calcúlese el decremento de relación de vacíos que tendrá lugar por el efecto de la consolidación secundaria obrando un tiempo igual al que transcurrirá en el campo entre el término de la consolidación primaria y el período de vida útil de la obra, en este caso de 50 años, aplicando la expresión:

$$\Delta e = C_{\alpha} \left(\log_{10} \frac{t_2}{t_1} \right) \quad (2)$$

donde:

- Δe = decremento de relación de vacíos
- C_{α} = coeficiente de consolidación secundaria
- t_2 = vida útil de la obra = 50 años
- t_1 = tiempo requerido para completar la consolidación primaria en campo, en años.

Para aplicar la expresión anterior es necesario en general conocer los valores de t_1 para diferentes presiones aplicadas, es decir, para diferentes alturas de terraplén. Para ello se calculan los valores del coeficiente

de consolidación C_v representativo de cada incremento de presión aplicado en laboratorio, siguiendo el procedimiento tratado en detalle en el ejercicio 6 y tabulado a continuación:

Incremento	$\bar{\sigma}_i$	$\bar{\sigma}_f$	$\bar{\sigma}_{media}$	$H_m/2$	t_{50}	T_{50}	C_v
No	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	seg.	—	cm ² /seg.
1	0.00	0.25	0.125	1.093	31	0.197	7.592×10^{-3}
2	0.25	0.50	0.375	0.935	33	0.197	5.219×10^{-3}
3	0.50	1.00	0.75	0.773	54	0.197	2.180×10^{-3}
4	1.00	2.00	1.5	0.625	72	0.197	1.069×10^{-3}

Los valores de C_v obtenidos se dibujan en una gráfica como función de la presión media para cada incremento (véase Fig. 6).

Considerando alturas de terraplenes tales que proporcionen presiones de 0.25, 0.50, 1.0 y 2.0 kg/cm², es decir, presiones medias del incremento de 0.125, 0.25, 0.50 y 1.0 kg/cm², respectivamente, se obtienen los valores de C_v correspondientes de la Fig. 6, con los que se determinan aproximadamente los valores de t_1 , considerados iguales a los requeridos para alcanzar el 95 % de consolidación en el campo según se muestra en la tabla siguiente:

Incremento	$\bar{\sigma}_i$	$\bar{\sigma}_f$	$\bar{\sigma}_{media}$	C_v	T_{95}	$H/2$	t_{95}	t_{95}
No.	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	cm ² /seg.	—	cm	seg.	años
1'	0	0.25	0.125	7.59×10^{-3}	1.127	400	2.40×10^7	0.75
2'	0	0.5	0.25	6.35×10^{-3}	1.127	400	2.80×10^7	0.9
3'	0	1.00	0.50	4.10×10^{-3}	1.127	400	4.40×10^7	1.4
4'	0	2.00	1.00	1.50×10^{-3}	1.127	400	1.20×10^8	3.8

Una vez definidos los valores de t_1 , se aplica la expresión (2) considerando los valores de C_v obtenidos de la expresión (1) para las relaciones de vacíos al término de la consolidación primaria en cada incremento de presión en campo.

Incremento	$\bar{\sigma}_i$	$\bar{\sigma}_f$	e_{100}	C_α	t_1	t_2	Δe
No.	kg/cm ²	kg/cm ²	—	—	años	años	—
1	0	0.25	14.10	0.31	0.75	50	0.57
2	0	0.50	11.79	0.26	0.90	50	0.45
3	0	1.00	9.28	0.21	1.40	50	0.33
4	0	2.00	7.07	0.16	3.80	50	0.18

Los valores de Δe arriba obtenidos, son los decrementos de relación de vacíos que tendrán lugar por consolidación secundaria desde el término de la consolidación hidrodinámica en campo hasta un tiempo de 50 años a partir de colocada la presión correspondiente. Disminuyendo estos decrementos de la relación de vacíos que se obtiene de la curva de compresibilidad "A" de la Fig. 4, se obtiene la curva "B", que da el valor que alcanzará esta propiedad índice por compresión inicial y consolidación primaria y secundaria al cabo de 50 años de obrar la presión transmitida por un relleno que transmita la presión considerada.

Así pues, para resolver el problema planteado se aplica la expresión:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H = \frac{e_0 - e_f}{1+e_0} H = \frac{16.8 - 13.53}{16.8 - 1} (800) = 150 \text{ cm},$$

donde el valor de e_f es el obtenido de la curva "B" de la Fig. 4 para una presión igual a la transmitida por el relleno, de 2.5 ton/m². Sin embargo, un asentamiento de 1.5 m del relleno de 1.7 m de altura inicial, implicaría que el incremento de presión que transmite originalmente disminuya por sumergencia en el nivel freático al siguiente valor:

$$\Delta \sigma = 0.60 \times 1.45 + 1.10 \times 0.90 = 1.90 \text{ ton/m}^2,$$

luego entonces el asentamiento real estará comprendido entre los correspondientes a presiones de 2.5 y 1.9 ton/m². Trabajando por tanteos se llega a que considerando una presión final de 2.05 ton/m², que supone un asentamiento total de 1.15 m, se obtiene teóricamente un asentamiento de :

$$H = \frac{e_0 - e_f}{1+e_0} H = \frac{16.8 - 14.18}{1+16.8} 800 = 1.17 \text{ m}.$$

El valor de e_f se obtuvo de la curva de compresibilidad "B" de la Fig. 4 extrapolando ligeramente fuera del rango de presiones considerado, cuyo valor mínimo es de 0.25 kg/cm².

5o. Conclusiones:

- a) Al cabo de 50 años el terraplén se asentará por los efectos de compresión inicial y consolidación primaria y secundaria, del orden de 1.2 m, es decir, aproximadamente el 70 % de su altura inicial.
- b) En el problema analizado la contribución de la compresión inicial y la consolidación primaria al asentamiento total que ocurrirá en 50 años, es mucho mayor que la de la consolidación secundaria.

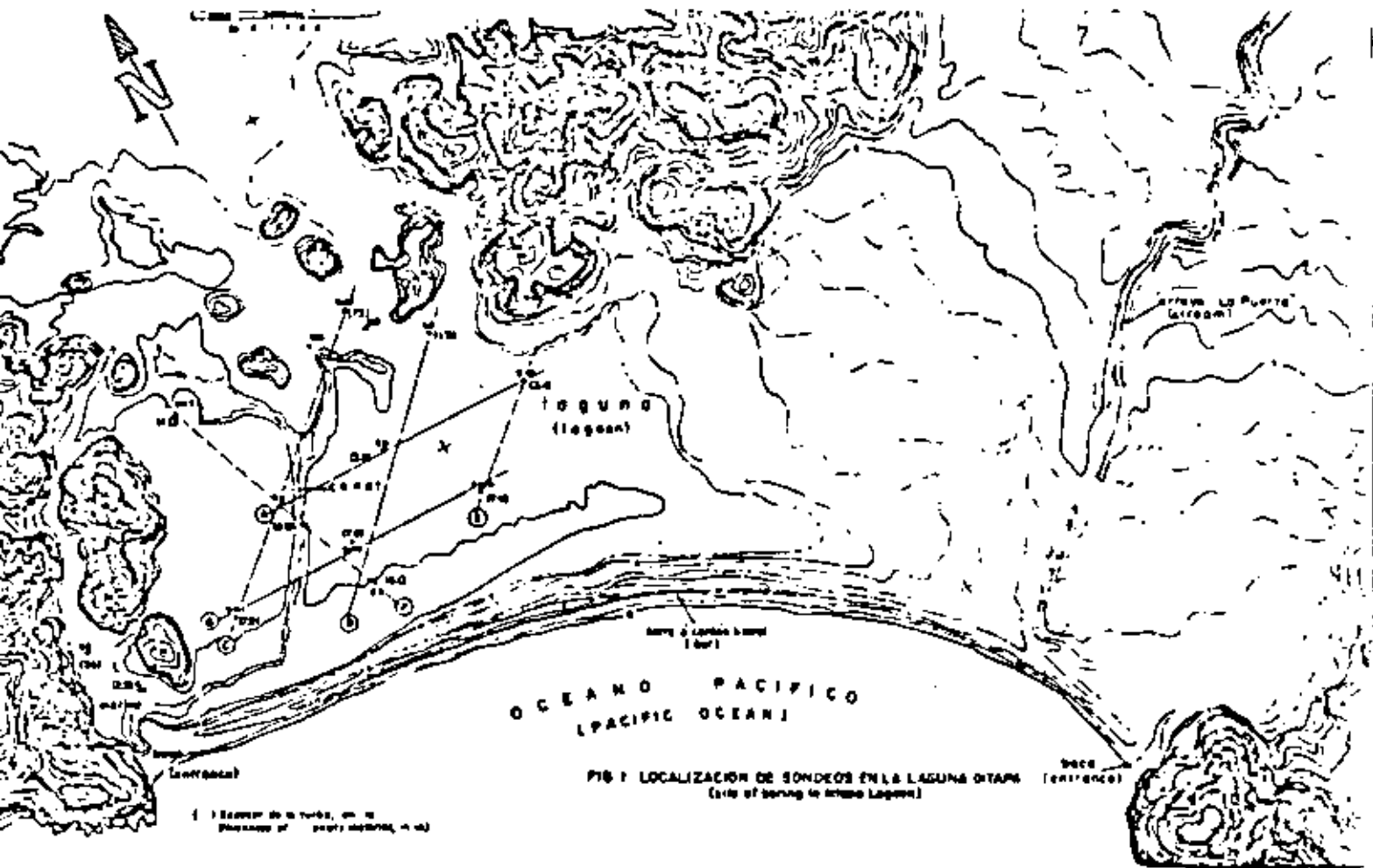


FIG 1 LOCALIZACION DE SONDEOS EN LA LAGUNA OTAVO (Site of borings in Otavalo Lagoon)

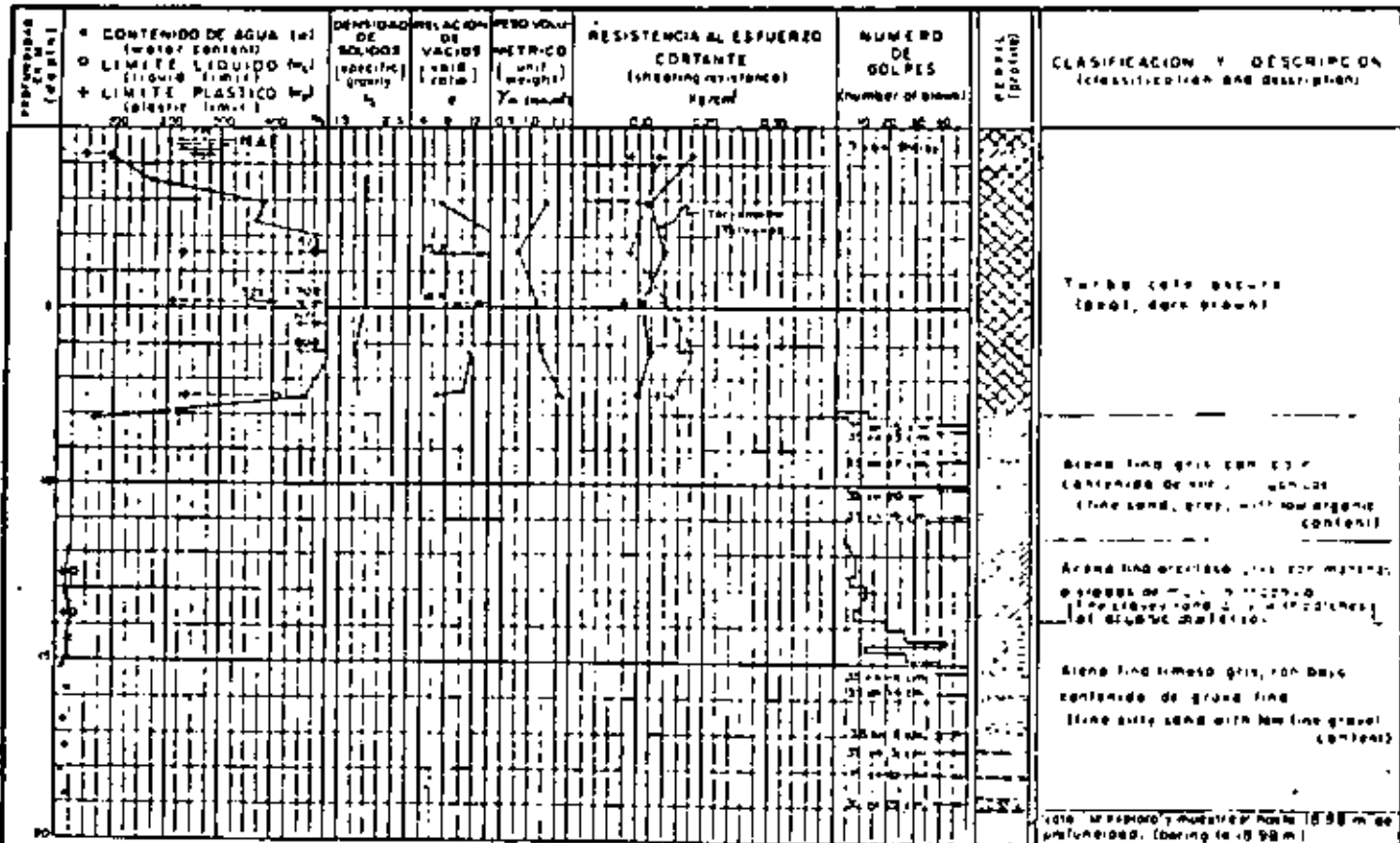


FIG 2 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO SM1 (Stratigraphy and soil properties in boring SM1)

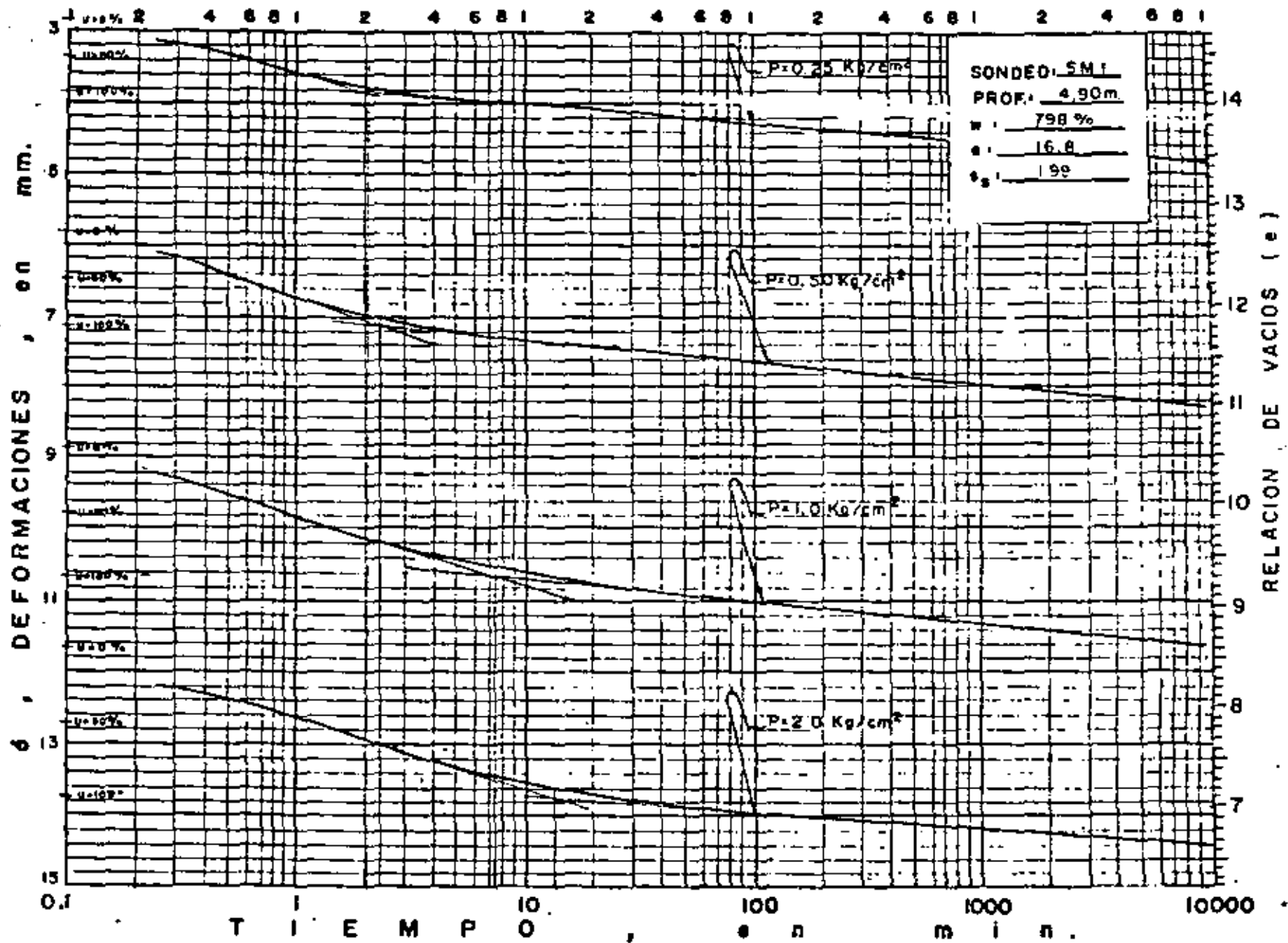


FIG. 3 CURVAS DEFORMACION VS. TIEMPO SONDEO SMI

SONDEO	PROF. (m)	S_v	w_p %	e_i	g_i %
5M-1	4.90	1.99	798	16.8	94.3

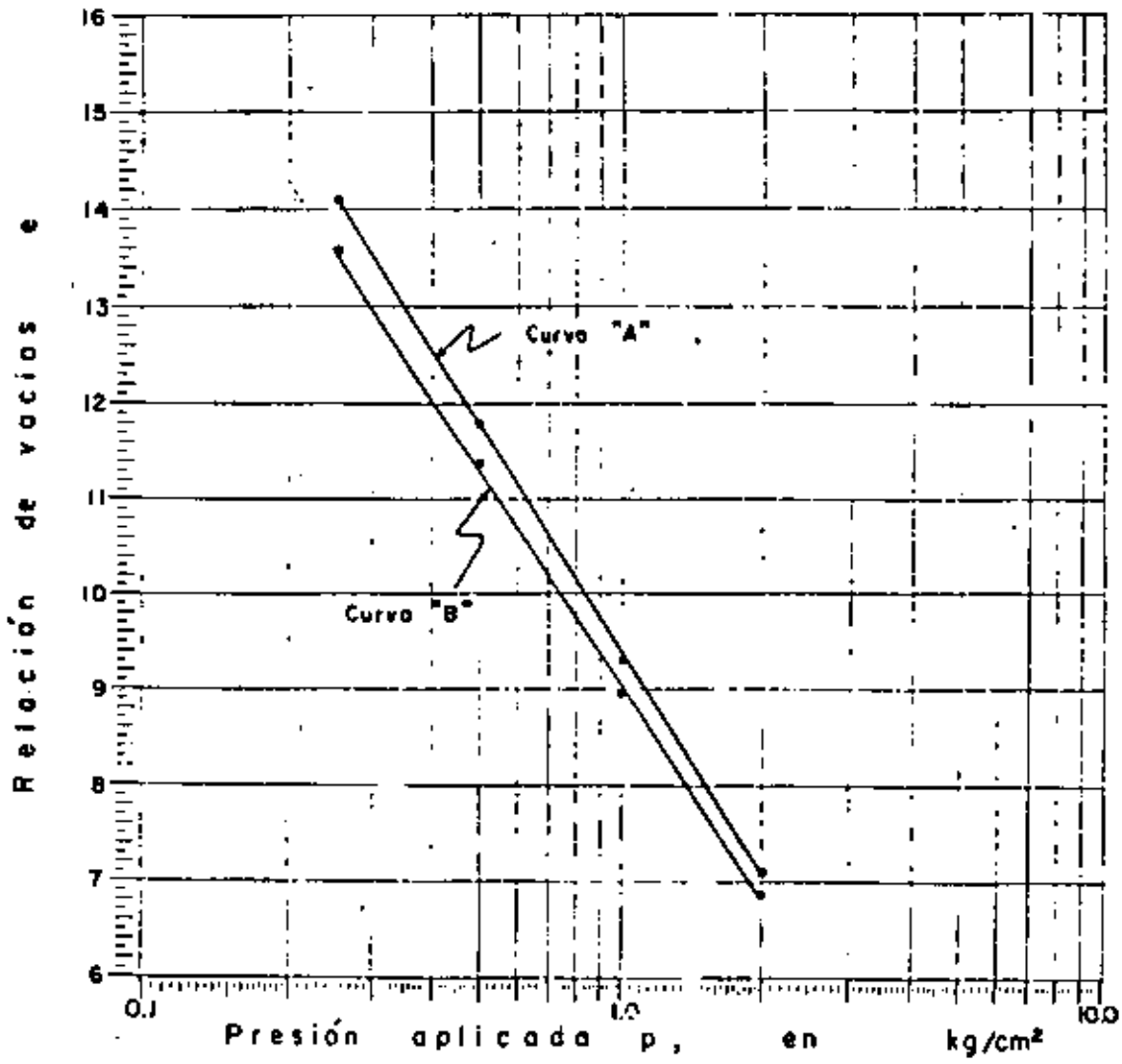


FIG. 4

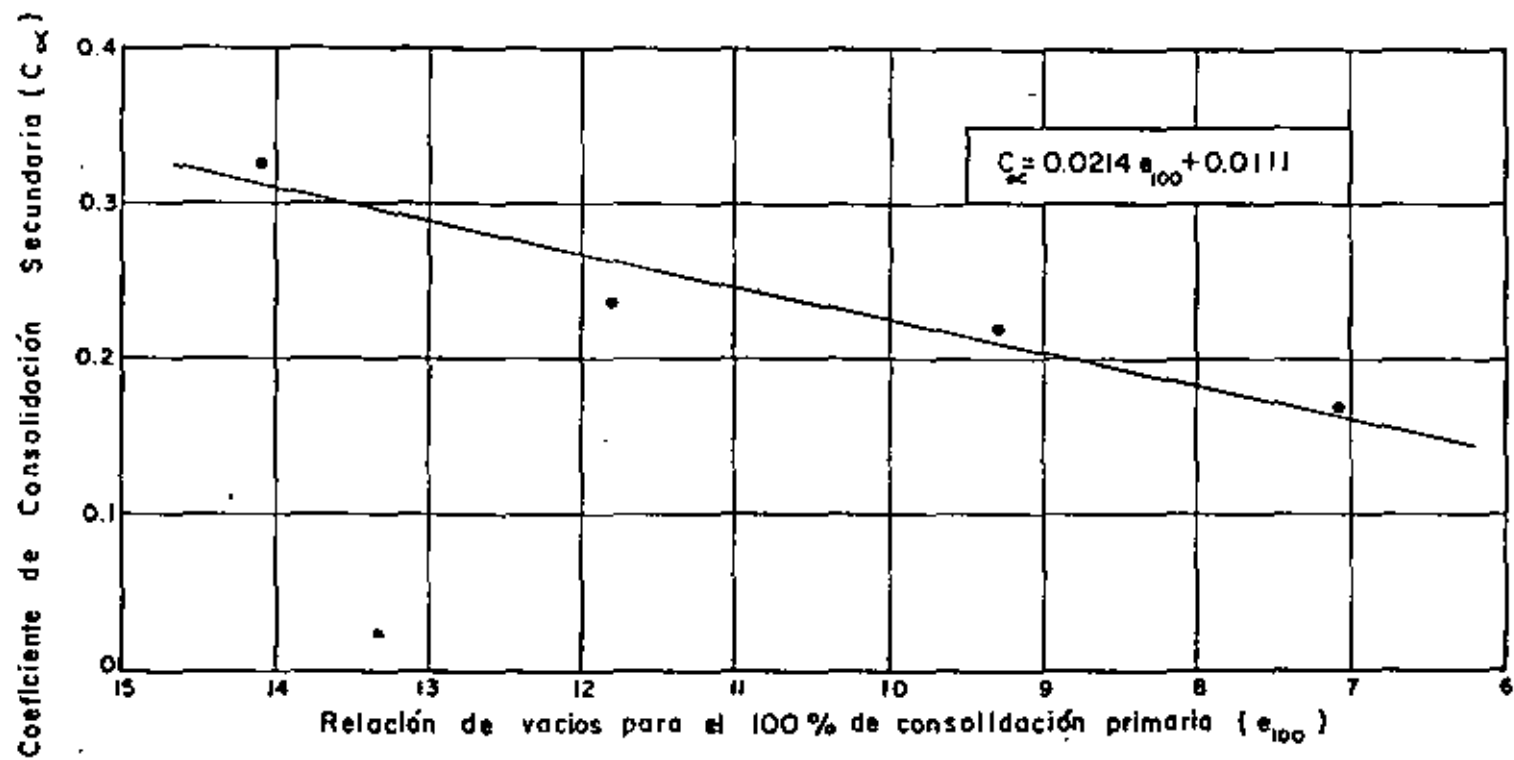


FIG. 5

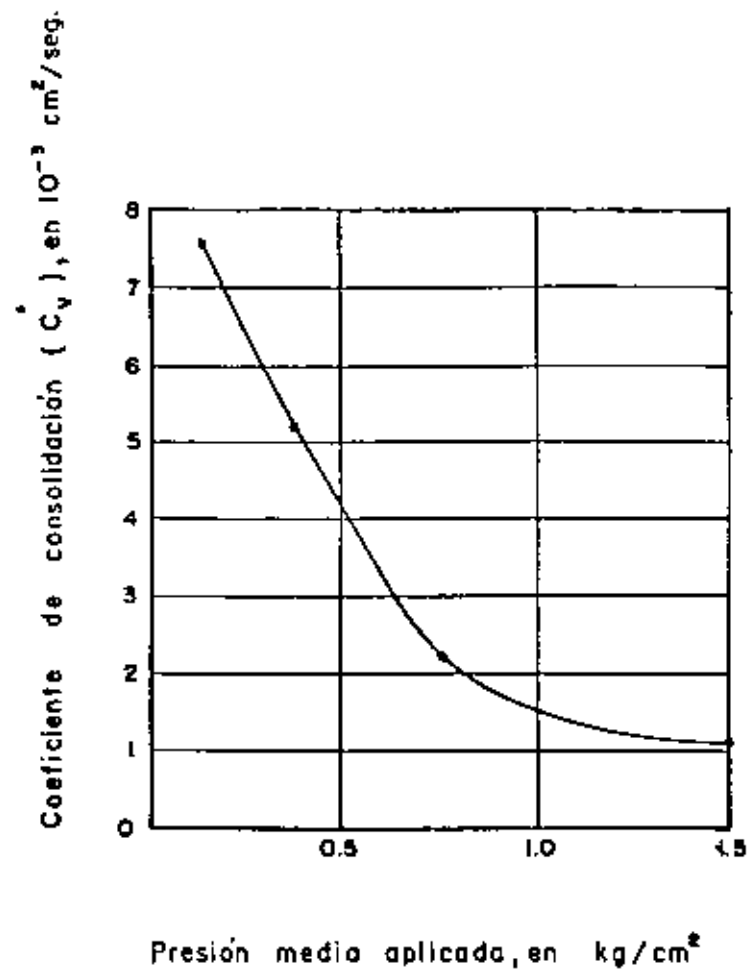


FIG. 6

EJERCICIO 9

Ejemplo de cálculo de expansiones "inmediatas" producidas por la excavación de terrenos arcillosos compresibles.

Para el mismo caso del edificio para aulas tratado en el Ejercicio 6, calcule las expansiones "inmediatas" que se presentarán en el centro y una esquina del área en planta excavada para alojar el cajón de cimentación, desplantado a 2 m bajo la superficie del terreno. Considere los siguientes valores de los parámetros que se requieren para el cálculo:

$$-\Delta p, \text{ decremento de presión} = 2 \text{ m} \times 1.7 \text{ ton/m}^3 = 3.4 \text{ ton/m}^2 = -w$$

$$\mu, \text{ relación de Poisson} = 0.5$$

$$E_1, \text{ módulo de deformación en tensión del Manto Superficial} = 900 \text{ ton/m}^2$$

$$E_2, \text{ módulo de deformación en tensión de la Formación Arcillosa Superior} = 400 \text{ ton/m}^2$$

$$E_3, \text{ módulo de deformación en tensión de la Primera Capa Dura} = 1040 \text{ ton/m}^2$$

$$b, \text{ ancho de la excavación} = 11.90 \text{ m}$$

$$l, \text{ largo de la excavación} = 49.75 \text{ m}$$

SOLUCION

En la superficie la expansión está dada por:

$$S_0 = 0.02 (1 - \mu^2) \frac{\Delta p L}{E} n_0$$

donde:

n_0 , número de cuadros cubierto en la Gráfica 1 (pág. 35)

A la profundidad $z' = z - 2$ (en m), la expansión está dada por:

$$S' = 0.01 (1 + \mu) \frac{\Delta p z'}{E} \left[n' + (1 - 2\mu) n_c \right]$$

en que:

n' , número de cuadros cubiertos en la Gráfica 2 (pág. 36)

n_c , número de cuadros cubiertos en la Gráfica 3 (pág. 37)
(sólo para corregir por $\mu \neq 0.5$).

módulo Gráfica 2 = 2.6 cm

$$\frac{2.6 \text{ cm}}{4.7 \text{ m}} = \frac{X_1}{11.9} = \frac{Y_1}{49.75} ; X_1 = 6.58 \text{ cm} ; Y_1 = 27.52 \text{ cm}$$

$$\frac{2.6 \text{ cm}}{24.7 \text{ m}} = \frac{X_2}{11.9} = \frac{Y_2}{49.75} ; X_2 = 1.25 \text{ cm} ; Y_2 = 5.24 \text{ cm}$$

$$\frac{2.6 \text{ cm}}{32.0 \text{ m}} = \frac{X_3}{11.9} = \frac{Y_3}{49.75} ; X_3 = 0.97 \text{ cm} ; Y_3 = 4.04 \text{ cm}$$

módulo lámina 1 = 2.6 cm

$$\frac{2.6 \text{ cm}}{4.7 \text{ m}} = \frac{X_1}{11.9} = \frac{Y_1}{49.75} ; X_1 = 6.58 \text{ cm} ; Y_1 = 27.52 \text{ cm}$$

Expansión Manto Superficial

Al centro

$$S_o = 0.02 (1 - 0.5^2) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 248 = 0.066 \text{ m}$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 228 = \frac{0.061 \text{ m}}{0.005 \text{ m}} = 0.5 \text{ cm}$$

En esquina

$$S_o = 0.02 (1 - 0.5^2) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 124 = 0.033 \text{ m}$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 121 = \frac{0.032 \text{ m}}{0.001 \text{ m}} = 0.1 \text{ cm}$$

Expansión Formación Arcillosa Superior

Al centro

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{400} \times 228 = 0.137$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{400} \times 24 = \frac{0.076}{0.061 \text{ m}} = 6.1 \text{ cm}$$

En esquina

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{400} \times 121 = 0.073$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{400} \times 16.5 = \frac{0.052}{0.021 \text{ m}} = 2.1 \text{ cm}$$

Expansión Primera Capa Dura

Al centro

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{1040} \times 24 = 0.029$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 32}{1040} \times 15 = 0.024$$
$$\frac{0.005 \text{ m}}{0.005 \text{ m}} = 0.5 \text{ cm}$$

En esquina

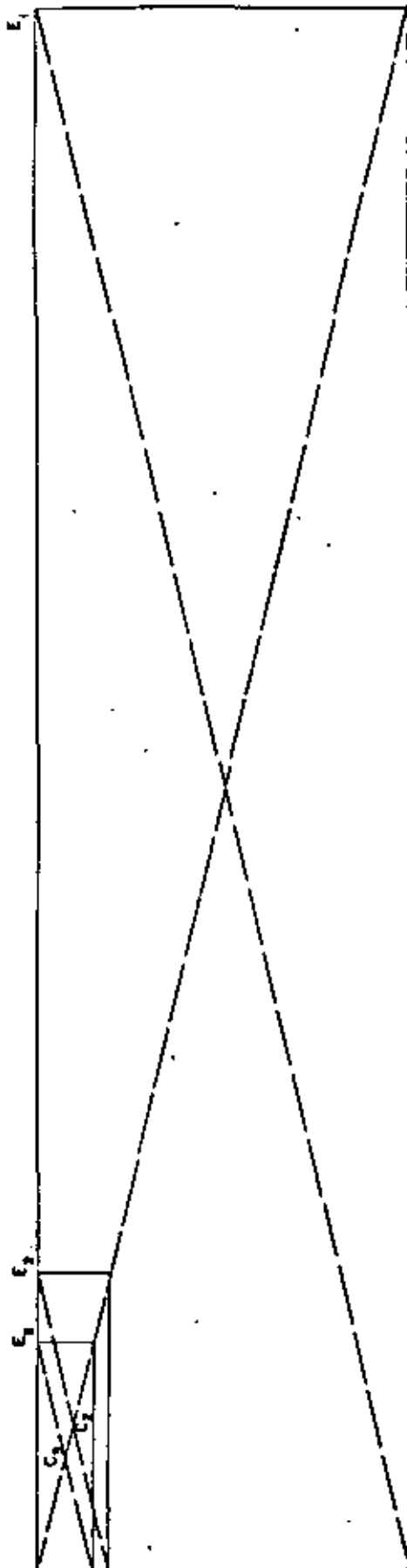
$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{1040} \times 16.5 = 0.020$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 32}{1040} \times 11 = 0.017$$
$$\frac{0.003 \text{ m}}{0.003 \text{ m}} = 0.3 \text{ cm}$$

Expansión total al centro = $0.5 + 6.1 + 0.5 = 7.1 \text{ cm}$

Expansión total en esquina = $0.1 + 2.1 + 0.3 = 2.5 \text{ cm}$

Concluyendo, en virtud de las limitaciones que las condiciones reales del subsuelo imponen al método de cálculo, basado en la teoría de la elasticidad, es suficiente para fines prácticos con decir que las expansiones "inmediatas" serán del orden de 7 y 3 cm en el centro y una esquina del área excavada.



$$n_{O E_1} = 124$$

$$n_{O C_1} = 248$$

$$n_{E_1} = 121$$

$$n_{C_1} = 228$$

$$n_{E_2} = 16.5$$

$$n_{C_2} = 24$$

$$n_{E_3} = 12$$

$$n_{C_3} = 15$$

EJERCICIO 10

Ejemplo de cálculo de expansiones "a largo plazo" por excavación de terrenos arcillosos compresibles.

Para el mismo caso tratado en el Ejercicio 6, calcule la magnitud de las expansiones "a largo plazo" que tendrían lugar si la excavación que alojaría el cajón desplantado a 2.0 m de profundidad, permaneciera abierta y sin lastre de ningún tipo un tiempo suficientemente grande para que ocurran.

SOLUCION

- 1o. Los diagramas de presiones totales, efectivas y neutras en el sub suelo previamente a la excavación, son los presentados en la Fig. 8 del ejercicio 7.
- 2o. La distribución con la profundidad del decremento de presión efectiva $-\Delta\bar{\sigma}$ en el centro y esquina del área excavada, se incluyen en la Fig. 9 del ejercicio 7.
- 3o. La expresión aplicada en el cálculo fue la siguiente:

$$\Delta H = \Delta H_1$$
$$\Delta H_1 = \frac{C_{e1}}{1+e_{o1}} \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_1 - \Delta\bar{\sigma}_1}$$

donde:

ΔH = expansión total, en m

ΔH_1 = expansión del estrato "1", en m

C_{e1} = índice de expansibilidad del estrato "1"

e_{o1} = relación de vacíos inicial media del estrato "1"

$\bar{\sigma}_1$ = presión efectiva inicial media en el estrato "1"

$\Delta\bar{\sigma}_1$ = incremento medio de presión efectiva en el estrato "1"

Al centro del área excavada se tiene:

ESTRATO No.	C_e	$\bar{\sigma}$ ton/m ²	e_o	$\Delta\bar{\sigma}$ ton/m ²
1'	0.057	5.95	2.28	3.39
2	0.39	9.40	8.29	3.17
3	0.073	17.00	3.01	2.63
4	0.44	20.85	6.24	2.20

$$\Delta H_1 = 4.70 \frac{0.057}{1+2.28} \log_{10} \frac{5.95}{5.95-3.39} = 0.03$$

$$\Delta H_2 = 5.65 \frac{0.39}{1+8.29} \log_{10} \frac{9.40}{9.40-3.17} = 0.04$$

$$\Delta H_3 = 5.95 \frac{0.073}{1+3.01} \log_{10} \frac{17.00}{17.00-2.63} = 0.01$$

$$\Delta H_4 = 2.60 \frac{0.44}{1+6.24} \log_{10} \frac{20.85}{20.85-2.20} = 0.01$$

$$0.09 \approx \underline{\underline{0.10 \text{ m}}}$$

En la esquina del área excavada se tiene:

ESTRATO No.	C_e	$\bar{\sigma}$ ton/m ²	e_o	$\Delta\bar{\sigma}$ ton/m ²
1'	0.057	5.95	2.28	0.85
2	0.39	9.40	8.29	0.79
3	0.073	17.00	3.01	0.66
4	0.44	20.85	6.24	0.55

$$\Delta H_1 = 4.70 \frac{0.057}{1+2.28} \log_{10} \frac{5.95}{5.95-0.85} = 0.01$$

$$\Delta H_2 = 5.65 \frac{0.39}{1+8.29} \log_{10} \frac{9.40}{9.40-0.79} = 0.01$$

$$\Delta H_3 = 5.95 \frac{0.073}{1+3.01} \log_{10} \frac{17.00}{17.00-0.66} = 0.002$$

$$\Delta H_4 = 2.60 \frac{0.44}{1+6.24} \log_{10} \frac{20.85}{20.85-0.55} = 0.002$$

$$0.024 \approx \underline{\underline{0.02 \text{ m}}}$$



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

M. en I. AGUSTIN DEMENEGLI

MAYO 1983

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso Deleg. Cuauhtemoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE CIMENTACIONES
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA.

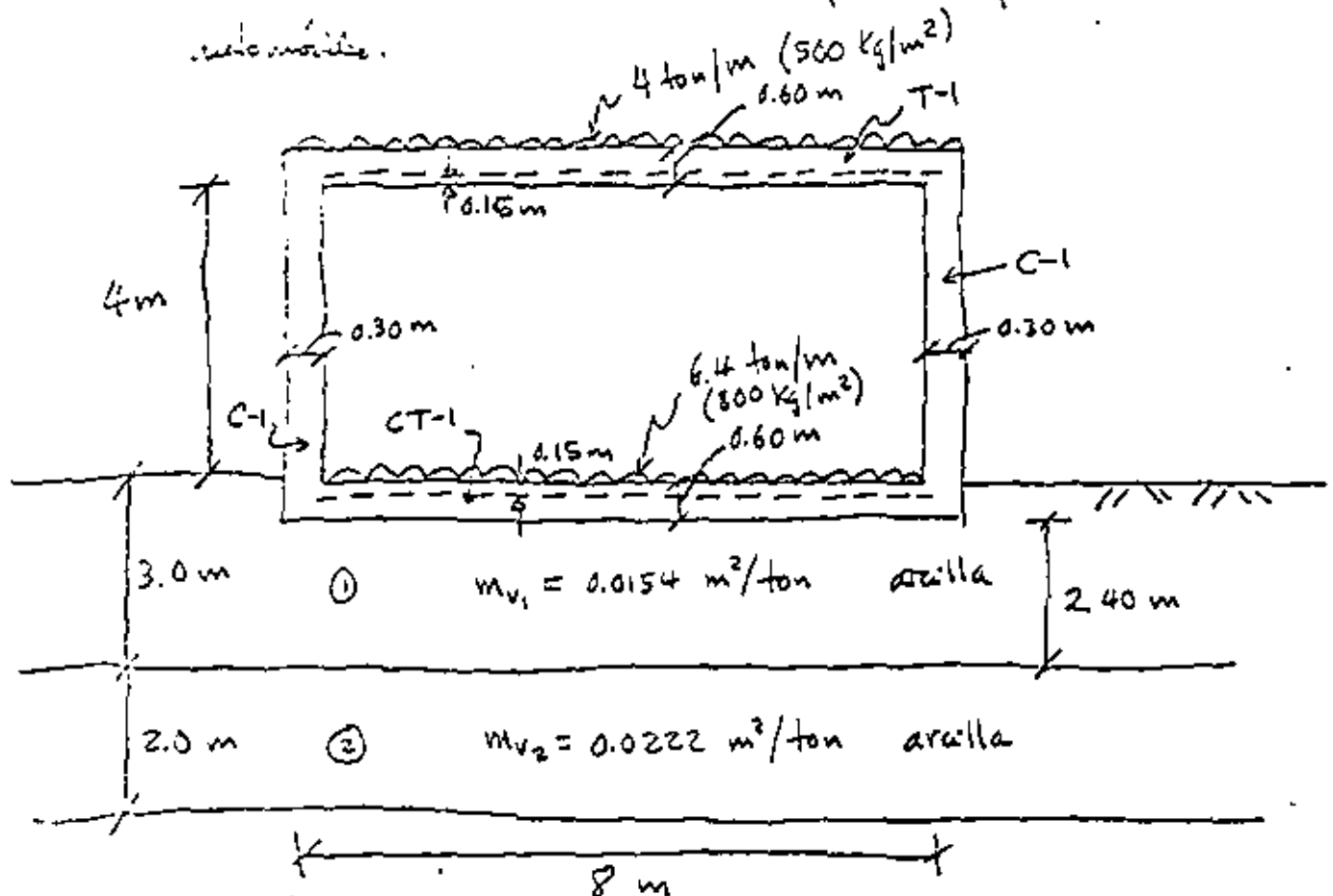
A. Deméneghi*
Junio de 1980

Interacción suelo-estructura

Ejemplo de aplicación

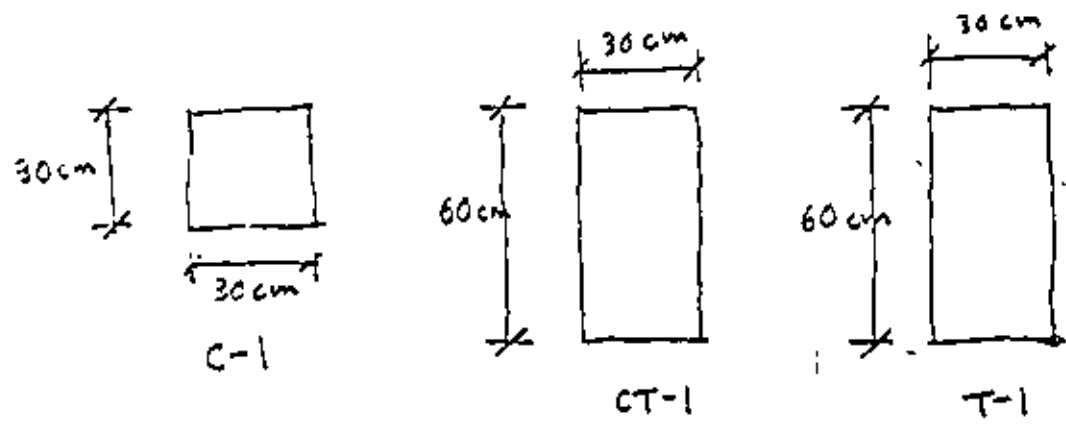
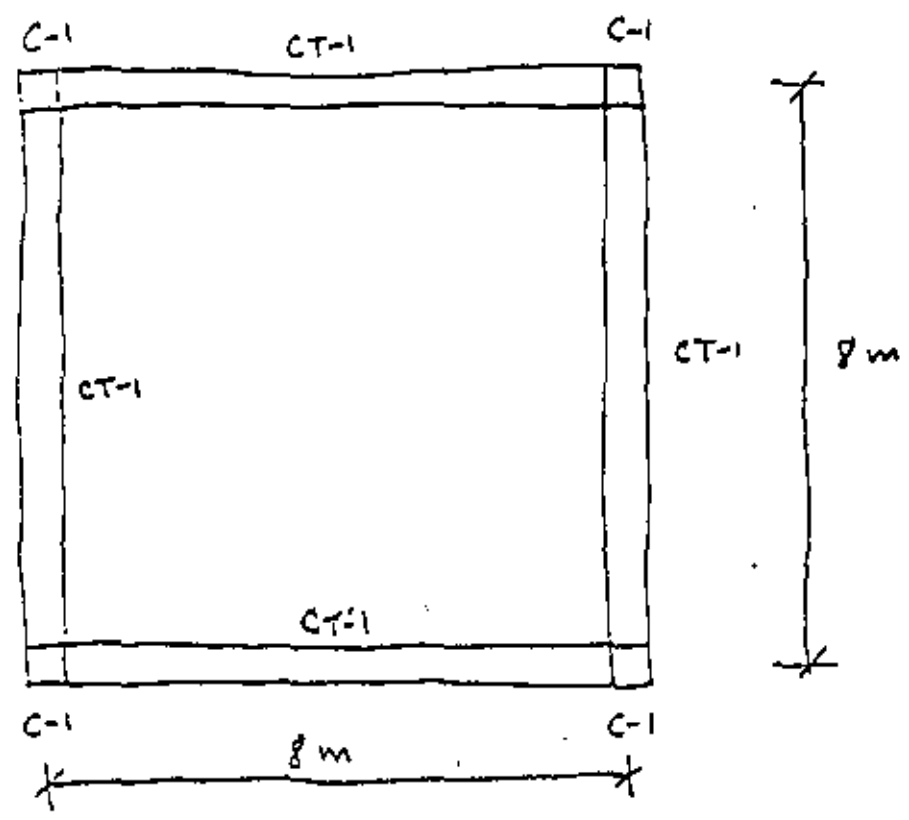
Se hará un ejemplo de aplicación muy sencillo, con el objeto de que pueda ser resuelto en clase.

Se trata de una estructura tipo anillo para lubricación de auto-móviles.



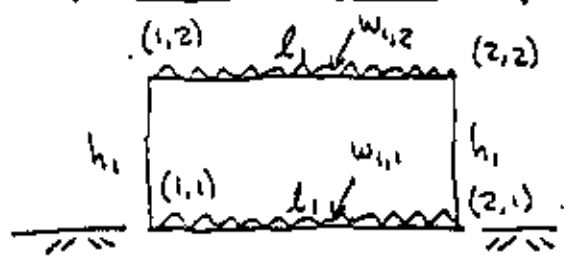
* Profesor del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM.

(Planta)



$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

a) Empleo del método de rigideces



$l_1 = 8 \text{ m}$
 $h_1 = 4.60 \text{ m}$
 $w_{1,1} = 6.4 \text{ ton/m}$
 $w_{1,2} = 4.0 \text{ ton/m}$

Rigideces de trabes

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 ; E = 10000 \sqrt{f'_c} = 10000 \sqrt{250} = 1.5811 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Trabe CT-1} \quad I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} (30)(60)^3 = 5.4 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$2 \text{ trabes CT-1: } I = 10.8 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\text{Losa de piso: } I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} (800)(15)^3 = 2.25 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\text{Trabe T-1: } I = 10.8 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\therefore I_{t,1} = 10.8 \times 10^5 + 2.25 \times 10^5 = 1.305 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$(EI)_{t,1} = 2.0633 \times 10^{11} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2 = 1.5811 \times 10^5 \times 1.305 \times 10^6$$

$$(EI)_{t,2} = (10.8 \times 10^5 + 2.25 \times 10^5) 1.5811 \times 10^5 = 2.0633 \times 10^{11} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$$

~~$$K_{t,1} = \frac{EI_{t,1}}{l_1} = \frac{2.0633 \times 10^{11}}{900}$$~~

$$EI_{t,1} = 2.0633 \times 10^{11} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2 = 2.0633 \times 10^{11} \times 10^{-7} \text{ ton} \cdot \text{m}^2 = 2.0633 \times 10^4 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$$

$$\therefore EI_{t,1} = 20,633 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$$

$$K_{t,1} = \frac{EI_{t,1}}{l_1} = \frac{20,633}{8} = 2579.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$K_{t,2} = 2579.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Rigideces de columnas

$$I' = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} (30)(30)^3 = 6.75 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$2 \text{ columnas: } I = 2I' = 13.50 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$EI_c = 1.5811 \times 10^5 \times 13.50 \times 10^4 = 2.1345 \times 10^{10} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$EI_c = 2.1345 \times 10^3 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}^2}{\text{cm}^2} = 2134.5 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}^2}{\text{cm}^2}$$

$$K_{c_{1,1}} = \frac{EI_c}{h_1} = \frac{2134.5}{4.60} = 464.02 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$K_{c_{2,1}} = 464.2 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Equilibrio de momentos en cada uno de los nudos

Cimentación, $j=1$

Nudo 1,1 (Ec.1), $i=1$

$$2K_{1,1}\phi_{1,1} + K_{t_{1,1}}\phi_{2,1} + K_{c_{1,1}}\phi_{1,2} + 6\left(-\frac{K_{t_{1,1}}}{l_1}\right)\delta_1 + 6\frac{K_{t_{1,1}}}{l_1}\delta_2 + \frac{67}{3072}(-l_1^2)r_1 - \frac{13}{3072}l_1^2r_2 - \frac{11}{192}l_1^2t_1 = -\frac{w_{1,1}l_1^2}{12} \quad (1)$$

$$K_{1,1} = K_{t_{1,1}} + K_{c_{1,1}}$$

Sustituyendo valores:

$$K_{1,1} = 2579.12 + 464.02 = 3043.14 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$2 \times 3043.14 \phi_{1,1} + 2579.12 \phi_{2,1} + 464.02 \phi_{1,2} - 6 \frac{2579.12}{8} \delta_1 + 6 \frac{2579.12}{8} \delta_2 - \frac{67}{3072} (8)^2 r_1 - \frac{13}{3072} (8)^2 r_2 - \frac{11}{192} (8)^2 t_1 = -\frac{64 (8)^2}{12}$$

$$6086.28 \phi_{1,1} + 2579.12 \phi_{2,1} + 464.02 \phi_{1,2} - 1934.34 \delta_1 + 1934.34 \delta_2 - 1.39583 r_1 - 0.270833 r_2 - 3.66667 t_1 = -34.1333 \quad (1')$$

En 2º nivel, $j=2$, $i=1$ (Ec. 2), Nudo ~~2~~, 1,2

$$2 K_{1,2} \phi_{1,2} + K_{t_{1,2}} \phi_{2,2} + K_{c_{1,1}} \phi_{1,1} + 6 \left(-\frac{K_{t_{1,2}}}{l_1} \right) \delta_1 + 6 \frac{K_{t_{1,2}}}{l_1} \delta_2 = -\frac{W_{1,2} l_1^2}{12} \quad (2)$$

$$K_{1,2} = K_{t_{1,2}} + K_{c_{1,1}}$$

Sustituyendo valores:

$$K_{1,2} = 2579.12 + 464.02 = 3043.14 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\therefore 2 \times 3043.14 \phi_{1,2} + 2579.12 \phi_{2,2} + 464.02 \phi_{1,1} - 6 \frac{2579.12}{8} \delta_1 + 6 \frac{2579.12}{8} \delta_2 = -\frac{4(8)^2}{12}$$

$$6086.28 \phi_{1,2} + 2579.12 \phi_{2,2} + 464.02 \phi_{1,1} - 1934.34 \delta_1 + 1934.34 \delta_2 = -21.3333 \quad (2')$$

Equilibrio de fuerzas constantes en el eje 1:

Ec. 3, $i=1$, $j=2$

$$3 \sum_{j=1}^2 K_{c_{1,j}} \phi_{1,j} + 3 \sum_{j=1}^2 K_{t_{1,j}} \phi_{2,j} - \frac{12}{l_1} \left(\sum_{j=1}^2 K_{t_{1,j}} \right) \delta_1 + \frac{12}{l_1} \left(\sum_{j=1}^2 K_{t_{1,j}} \right) \delta_2 - \frac{121}{512} l_1^2 r_1 - \frac{7}{512} l_1^2 r_2 - \frac{l_1^2}{4} t_1 = -\frac{l_1^2}{12} \sum_{j=1}^2 W_{1,j}$$

$$\therefore 3(K_{c_{1,1}} \phi_{1,1} + K_{c_{1,2}} \phi_{1,2}) + 3(K_{t_{1,1}} \phi_{2,1} + K_{t_{1,2}} \phi_{2,2}) - \frac{12}{8} (K_{t_{1,1}} + K_{t_{1,2}}) \delta_1 + \frac{12}{8} (K_{t_{1,1}} + K_{t_{1,2}}) \delta_2 - \frac{121}{512} (8)^2 r_1 - \frac{7}{512} (8)^2 r_2 - \frac{8^2}{4} t_1 = -\frac{8^2}{12} (W_{1,1} + W_{1,2})$$

$$3(2579.12 \phi_{1,1} + 2579.12 \phi_{1,2}) + 3(2579.12 \phi_{2,1} + 2579.12 \phi_{2,2})$$

$$- 1.5(2579.12 + 2579.12) \delta_1 + 1.5(2579.12 + 2579.12) \delta_2$$

$$- 15.125 r_1 - 0.875 r_2 - 16 t_1 = -32(6.4 + 4.0)$$

$$7737.36 \phi_{1,1} + 7737.36 \phi_{1,2} + 7737.36 \phi_{2,1} + 7737.36 \phi_{2,2}$$

$$- 7737.36 \delta_1 + 7737.36 \delta_2 - 15.125 r_1 - 0.875 r_2 - 16 t_1 = -332.80 \quad (3')$$

Aplicando a su unidad del eje x :

$$\therefore = 1$$

$$K_{\phi_{1,1}} \phi_{1,1} - K_{\phi_{2,1}} \phi_{2,1} - 8 \frac{K_{t_{1,1}}}{l_1} \delta_1 - 8 \frac{K_{t_{1,1}}}{l_1} \delta_2 + 16 \frac{K_{t_{1,1}}}{l_1} \delta_1$$

$$+ \frac{1}{256} l_1^2 r_1 + \frac{1}{256} l_1^2 r_2 + \frac{13}{384} l_1^2 t_1 = \frac{1}{24} W_{1,1} l_1^2 \quad (5)$$

Sustituyendo valores:

$$2579.12 \phi_{1,1} - 2579.12 \phi_{2,1} - 8 \frac{2579.12}{8} \delta_1 - 8 \frac{2579.12}{8} \delta_2$$

$$+ 16 \frac{2579.12}{8} \delta_1 + \frac{1}{256} (8)^2 r_1 + \frac{1}{256} (8)^2 r_2 + \frac{13}{384} (8)^2 t_1 = \frac{1}{24} (64)(8)^2$$

$$\therefore 2579.12 \phi_{1,1} - 2579.12 \phi_{2,1} - 2579.12 \delta_1 - 2579.12 \delta_2 + 5158.24 \delta_1$$

$$+ 0.25 r_1 + 0.25 r_2 + 2.166667 t_1 = 17.066667 \quad (5')$$

Como que hay simetría:

$$\phi_{2,1} = -\phi_{1,1} ; \quad \phi_{2,2} = -\phi_{1,2} ; \quad r_2 = r_1$$

$$\delta_2 = \delta_1$$

Tendremos entonces 4 incógnitas: $\phi_{1,1}$, $\phi_{1,2}$, r_1 y t_1
 disponemos de 4 ecuaciones: 1', 2', 3' y 5'

Sustituyendo los valores numéricos:

$$3507.16 \phi_{1,1} + 464.02 \phi_{1,2} - 1.666663 r_1 - 3.666667 t_1 = -24.1333 \quad (1')$$

$$3507.16 \phi_{1,2} + 464.02 \phi_{1,1} = -21.3333 \quad (2')$$

$$-16 r_1 - 16 t_1 = -332.80 \quad (3')$$

$$5158.24 \phi_{1,1} - 5158.24 \delta_1 + 5158.24 \xi_1 + 0.5 r_1 + 2.16667 t_1 = 17.06667 \quad (5')$$

b) Hundimientos del terreno

Hallaremos ahora δ_i y ξ_i en función de r_1 y t_1 :

Cambio de notación:

$$r_1 = q z_{i-1}$$

$$t_1 = q z_i \quad i = 1, 2, \dots, n$$

$$\delta_i = \eta z_{i-1}$$

$$\xi_i = \eta z_i$$

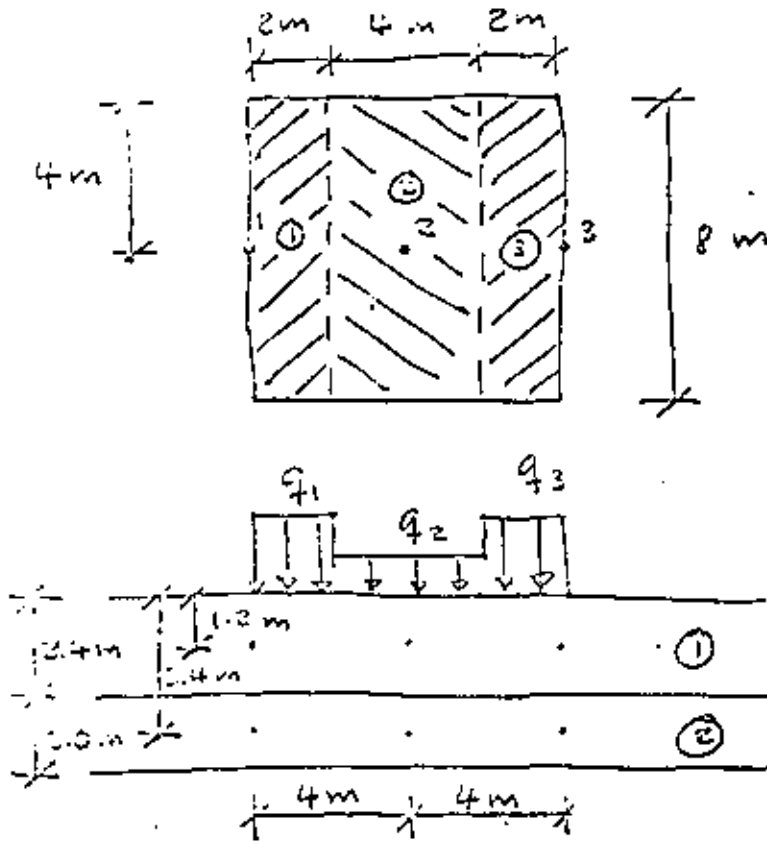
Los desplazamientos estarán dados por:

$$\eta_i = \sum_{j=1}^p m_{v_{i,j}} H_j \sum_{k=1}^m I_{i,j,k} \frac{q_k}{b_k} \quad (6')$$

Obtención de los valores de influencia $I_{i,j,k}$:

$I_{i,j,k}$ = esfuerzos vertical normal en el punto i, j

debido a una presión unitaria colocada en k .



Para hallar los valores de influencia, se coloca una presión unitaria en el área ①, y se obtienen los esfuerzos en los puntos del submelo.

Luego se coloca la presión unitaria en ② y se obtienen los esfuerzos, y así sucesivamente.

Los esfuerzos se pueden obtener con la carta de Newmark, gráfica de Fadum, con fórmulas de Boussinesq, etc.

Presión unitaria en 1; $k=1$:

	i		
	1	2	3
1	0.46592	0.027934	0.0006352
2	0.28122	0.106338	0.00920

Presión unitaria en 2; $k=2$:

1	0.93184	0.027933
2	0.56243	0.13617

De manera análoga se obtienen los demás valores de influencia.

Obtención de los desplazamientos del suelo:

Aplicando la Ec. 8:

$i=1$:

$$\eta_1 = \sum_{j=1}^2 m_{v_{1,j}} H_j \sum_{k=1}^3 I_{1,j,k} \frac{q_k}{b_k}$$

$$= m_{v_{1,1}} H_1 \left(I_{1,1,1} \frac{q_1}{b_1} + I_{1,1,2} \frac{q_2}{b_2} + I_{1,1,3} \frac{q_3}{b_3} \right)$$

$$+ m_{v_{1,2}} H_2 \left(I_{1,2,1} \frac{q_1}{b_1} + I_{1,2,2} \frac{q_2}{b_2} + I_{1,2,3} \frac{q_3}{b_3} \right)$$

$$= 0.0154 \times 2.4 \left(0.46592 \frac{q_1}{8} + \frac{0.0558688}{0.027934} \frac{q_2}{8} + 0.000635 \frac{q_3}{2} \right)$$

$$+ 0.0222 \times 2 \left(0.281216 \frac{q_1}{8} + 0.212675 \frac{q_2}{8} + 0.0092 \frac{q_3}{2} \right)$$

$$\therefore \eta_1 = 0.0037133 q_1 + 0.0014385 q_2 + 0.00005399 q_3$$

Análogamente:

$$\eta_2 = 0.00071923 q_1 + 0.0074266 q_2 + 0.00071923 q_3$$

Pero $q_1 = q_3$ por simetría

$$\therefore \eta_1 = 0.0037673 q_1 + 0.0014385 q_2$$

$$\eta_2 = 0.0014385 q_1 + 0.0074266 q_2$$

Volviendo a la notación de la estructura:

$$\eta_1 = \delta_1 ; \eta_2 = \delta_1 ; q_1 = v_1 ; q_2 = t_1$$

$$\delta_1 = 0.0037673 r_1 + 0.0014385 t_1 \quad (6)$$

$$\xi_1 = 0.0014385 r_1 + 0.0074266 t_1 \quad (7)$$

c) Compatibilidad de deformaciones

Sustituyendo las Ecs. 6 y 7 en la Ec. 5^{''}:

$$\begin{aligned} 15474.72 (0.0037673 r_1 + 0.0014385 t_1) - 16 r_1 - 16 t_1 = \\ 5158.24 \phi_{1,1} - 5158.24 (0.0037673 r_1 + 0.0014385 t_1) \\ + 5158.24 (0.0014385 r_1 + 0.0074266 t_1) + 0.5 r_1 + 2.166667 t_1 \\ = 17.066667 \quad (5''') \end{aligned}$$

$$\therefore 5158.24 \phi_{1,1} - 11.51251 r_1 + 33.05472 t_1 = 17.066667 \quad (5''')$$

El sistema de ecuaciones de la matriz estructural-elastic queda de la siguiente forma:

$$3507.16 \phi_{1,1} + 464.02 \phi_{1,2} - 1.66667 r_1 - 3.666667 t_1 = -34.1333 \quad (1'')$$

$$464.02 \phi_{1,1} + 3507.16 \phi_{1,2} = -21.3333 \quad (2'')$$

$$-16 r_1 - 16 t_1 = -332.80 \quad (3'')$$

$$5158.24 \phi_{1,1} - 11.51251 r_1 + 33.05472 t_1 = 17.066667 \quad (5''')$$

Resolviendo este sistema de ecuaciones:

$$\phi_{1,1} = 0.00404319$$

$$\phi_{1,2} = -0.00661773$$

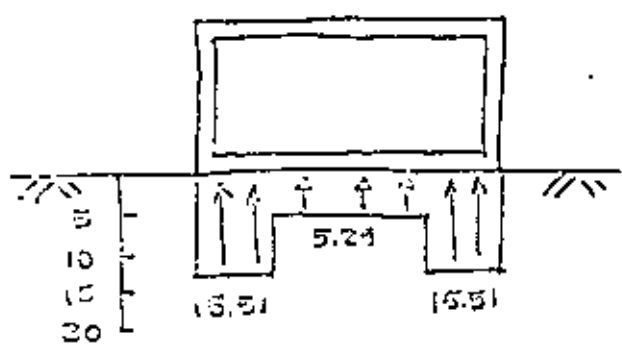
$$r_1 = 15.512007 \text{ ton/m}$$

$$t_1 = 5.227993 \text{ ton/m}$$

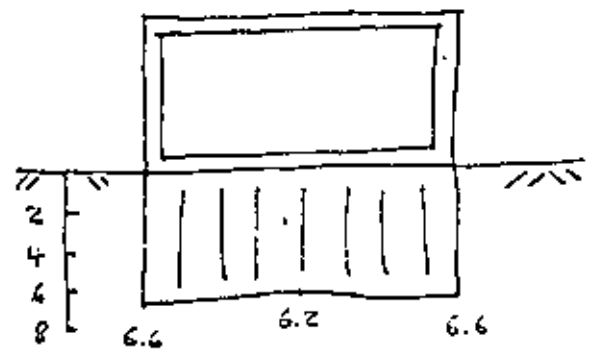
Sustituyendo estos valores en las Ecs. 6 y 7:

$$S_1 = 0.066045 \text{ m}$$

$$S_2 = 0.061586 \text{ m}$$



Reacciones, ton/m



Hundimientos, cm

Puede observarse que aun cuando el hundimiento máximo resulta de 6.6 cm, el hundimiento diferencial es muchísimo menor: 0.44 cm. (del orden de $\frac{1}{2}$ cm). También el diagrama de reacción del terreno se aparta notablemente de una reacción uniforme, la cual es la que se emplea comúnmente al diseñar cimentaciones. De aquí se ve la importancia de tomar en cuenta la interacción suelo-estructura.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

**INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA
REACCION REPARTIDA DEL TERRENO**

M. en I. Agustín Demenghi Colina.

MAYO DE 1983.

Agustín Benéneghi

1. Introducción

En un artículo publicado previamente (Benéneghi 1950), se presentó un procedimiento para realizar el análisis conjunto de la estructura y el suelo, en el cual se consideraba una estructura reticular apoyada sobre un suelo de mediana a alta compresibilidad, en la que la cimentación podía ser resuelta a base de zapatas corridas o mediante una losa con contrarribas de concreto armado; se recomendaba sustituir el diagrama de reacción del terreno por cargas concentradas bajo las columnas y bajo los varios medios de las contrarribas, tal como se muestra en la Fig. 1. Para realizar el análisis conjunto de la estructura y el suelo, se recomendaba emplear el método de rigideces para el análisis de la estructura, considerando las reacciones del terreno R_1 y T_1 como incógnitas. Al efectuar el cálculo de hundimientos se obtenían los desplazamientos δ_1 y ξ_1 en función de las reacciones R_1 y T_1 , los cuales sustituidos en las expresiones derivadas de la aplicación inicial del método de rigideces daba lugar a un sistema de ecuaciones en el que las incógnitas eran únicamente los giros en todos los nudos de la estructura y las reacciones R_1 y T_1 . Resolviendo este sistema se determinaban los giros y las reacciones; como se tenían además los desplazamientos verticales en función de las reacciones, también ellos se podían calcular. Conocidos giros y desplazamientos, era fácil obtener a partir de éstos los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales en toda la estructura.

* Profesor del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Sin embargo, investigación reciente sobre este mismo tema ha permitido concluir que es posible resolver el problema para una reacción repartida del terreno, es decir, en vez de sustituir el diagrama de reacción del suelo por cargas concentradas, se puede sustituir por cargas repartidas, tal como se indica en la Fig. 2. La deducción de las expresiones para el análisis de la interacción suelo-estructura es totalmente análoga a la expuesta en el artículo citado antes, razón por la cual en este trabajo sólo presentaremos las ecuaciones correspondientes a la nueva condición.

2. Método de rigideces

En lo que sigue se empleará la notación indicada a continuación (Fig.

$$K_{t_{1,j}} = \frac{(EI)_t_{1,j}}{l_1} = \text{rigidez de la trabe } 1,j$$

$$K_{c_{1,j}} = \frac{(EI)_c_{1,j}}{h_j} = \text{rigidez de la columna } 1,j$$

E = módulo de elasticidad de trabe o columna

I = momento de inercia de trabe o columna

l_1 = longitud de la trabe 1

h_j = altura de la columna j

$$\xi_{1,j} = 2\theta_{1,j} = \text{doble giro en el nudo } 1,j \text{ (Fig. 3)}$$

Haciendo que se cumpla la condición de equilibrio de momentos en el nudo 1,j (Lutha 1971, Figs. 2 y 3):

Para el primer nivel (cimentación, j = 1):

$$\begin{aligned}
& K_{t_{i-1,i}} \phi_{i-1,i} + 2 K_{i,i} \phi_{i,i} + K_{t_{i,i}} \phi_{i,i+1} + K_{c_{i,i}} \phi_{i,i} \\
& + 6 \frac{K_{t_{i-1,i}}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + 6 \left(\frac{K_{t_{i-1,i}}}{l_{i-1}} - \frac{K_{t_{i,i}}}{l_i} \right) \delta_i + 6 \frac{K_{t_{i,i}}}{l_i} \delta_{i+1} \\
& + \frac{13}{3072} l_{i-1}^2 r_{i-1} + \frac{67}{3072} (l_{i-1}^2 - l_i^2) r_i - \frac{13}{3072} l_i^2 r_{i+1} + \frac{11}{192} l_{i-1}^2 t_{i-1} \\
& - \frac{11}{192} l_i^2 t_i = \frac{w_{i-1,i} l_{i-1}^2 - w_{i,i} l_i^2}{12} \quad (1)
\end{aligned}$$

en donde: $K_{1,1}$ = rigidez del nudo 1,1 = $K_{t_{i-1,1}} + K_{t_{1,1}} + K_{c_{1,1}}$

Para el resto de los niveles (j > 1):

$$\begin{aligned}
& K_{t_{i-1,j}} \phi_{i-1,j} + 2 K_{i,j} \phi_{i,j} + K_{t_{i,j}} \phi_{i,i+1} + K_{c_{i,j-1}} \phi_{i,j-1} \\
& + K_{c_{i,j}} \phi_{i,j+1} - 6 \frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + 6 \left(\frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} - \frac{K_{t_{i,j}}}{l_i} \right) \delta_i \\
& + 6 \frac{K_{t_{i,j}}}{l_i} \delta_{i+1} = \frac{w_{i-1,j} l_{i-1}^2 - w_{i,j} l_i^2}{12} \quad (2)
\end{aligned}$$

siendo: $K_{1,j}$ = rigidez del nudo 1,j
 $= K_{t_{i-1,j}} + K_{t_{1,j}} + K_{c_{1,j}} + K_{c_{1,j-1}}$

Estableciendo la condición de equilibrio de fuerzas cortantes en un entre-eje i (Linha 1971, P. 2):

Para i = 1:

$$\begin{aligned}
& 3 \sum_{j=1}^q K_{t_{1,j}} \phi_{1,j} + 3 \sum_{j=1}^q K_{t_{1,j}} \phi_{2,j} - \frac{12}{l_1} \left(\sum_{j=1}^q K_{t_{1,j}} \right) \delta_1 \\
& + \frac{12}{l_1} \left(\sum_{j=1}^q K_{t_{1,j}} \right) \delta_2 - \frac{121}{512} l_1^2 r_1 - \frac{7}{512} l_1^2 r_2 - \frac{l_1^2}{4} t_1 \\
& = - \frac{l_1^2}{2} \sum_{j=1}^q w_{1,j} \quad (3)
\end{aligned}$$

Para i > 1:

$$\begin{aligned}
& 3 \sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \phi_{i,j} + 3 \sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \phi_{i+1,j} - \frac{12}{l_i} \left(\sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \right) \delta_i \\
& + \frac{12}{l_i} \left(\sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \right) \delta_{i+1} - \frac{l_i l_i}{4} r_i - \frac{l_i}{4} \sum_{k=2}^{i-1} (l_{k-1} + l_k) r_k \\
& - \left(\frac{l_{i-1} l_i}{4} + \frac{121}{512} l_i^2 \right) r_i - \frac{7}{512} l_i^2 r_{i+1} - \frac{l_i}{2} \sum_{k=1}^{i-1} l_k t_k - \frac{l_i^2}{4} t_i \\
& = - l_i \sum_{k=1}^{i-1} l_k \sum_{j=1}^q w_{k,j} - \frac{l_i^2}{2} \sum_{j=1}^q w_{i,j} \quad (4)
\end{aligned}$$

en donde: q = número total de niveles de la estructura

La obtención del desplazamiento vertical δ_i en la cimentación a la mitad del entre-eje i (Fig. 2), lleva a la siguiente fórmula:

$$\begin{aligned}
& K_{t,i,j} \phi_{i,j} - K_{t,i,j} \phi_{i,j-1} - 8 \frac{K_{t,i,j}}{l_i} s_i - 8 \frac{K_{t,i,j}}{l_i} s_{i+1} \\
& + 16 \frac{K_{t,i,j}}{l_i} \xi_i + \frac{1}{256} l_i^2 r_i + \frac{1}{256} l_i^2 r_{i+1} + \frac{13}{384} l_i^2 t_i \\
& = \frac{1}{24} w_{i,j} l_i^2 \quad (5)
\end{aligned}$$

Debe haber equilibrio de fuerzas verticales en la estructura, por lo tanto (Fig. 2):

$$l_1 r_1 + \sum_{i=2}^{n-1} (l_{i-1} + l_i) r_i + l_{n-1} r_n + 2 \sum_{i=1}^{n-1} l_i t_i = 4 \sum_{i=1}^{n-1} l_i \sum_{j=1}^q w_{i,j} \quad (6)$$

en la cual: n = número total de ejes de columnas.

3. Hundimientos del terreno

Hagamos un cambio de notación, llamando q_i a las reacciones y η_i a los desplazamientos del suelo (Fig. 4); el cambio de variable con respecto a la notación de la estructura está dado por:

$$\begin{aligned}
r_i &= q_{2i-1} \\
t_i &= q_{2i} \\
s_i &= \eta_{2i-1} \\
\xi_i &= \eta_{2i}
\end{aligned} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (7)$$

Los desplazamientos η_i en función de las reacciones, para la estructura y propiedades del subsuelo indicadas en la Fig. 4, valen:

$$\eta_i = \sum_{j=1}^p w_{i,j} H_j \sum_{r=1}^q I_{(i,j)_r} \frac{q_r}{b_r} \quad (8)$$

en donde:

$w_{i,j}$ = módulo de deformación del suelo en el "cuadro" i,j, determinado para la condición de esfuerzos y tiempo correspondientes al análisis que se está realizando (Zeevaert 1973)

H_j = espesor del estrato j

$I_{(i,j)_r}$ = valor de influencia en el cuadro i,j, debido a una presión unitaria colocada en r (Fig. 4, Zeevaert 1973)

q_r = magnitud de la reacción del suelo en el área r

b_r = ancho de la cimentación en el área r

p = número total de estratos del subsuelo

q = número total de cargas repartidas aplicadas en la superficie (Fig. 4).

Empleando la Ec. 8 los hundimientos del terreno quedan en función de las reacciones. Las expresiones que se obtienen de aplicar las Ecs. 7 y 8 se sustituyen en las ecuaciones obtenidas en el Inciso 2, o sea, en las Ecs. 1 a 6. De esta manera desaparecen como incógnitas los desplazamientos verticales y quedan solamente como incógnitas los doblegamientos en los nudos $\phi_{i,j}$ y las reacciones r_1 y t_1 . Es fácil ver que el número de ecuaciones es igual al número de incógnitas, con lo que se puede resolver este sistema de ecuaciones y despejar los doblegamientos y las reacciones.

4. Conclusiones

La reacción del terreno sobre la estructura es una carga distribuida, por lo que los cambios introducidos de considerar varias cargas repartidas hacen más realista el análisis conjunto de la estructura y

el suelo.

Por lo demás, las hipótesis establecidas para el desarrollo de las expresiones 1 a 8, son las mismas que las del artículo mencionado (Doméneghi 1930); entre las más importantes se cuentan las relativas a la consideración de rigidez constante en cada una de traves y columnas y a que se trata de una estructura en la que no hay fuerte asimetría en geometría y cargas, despreciando por tanto el efecto de desplazamientos lineales horizontales.

Por lo que respecta a las recomendaciones dadas en el trabajo ya citado, relativas a la secuencia de operaciones que conviene seguir, así como comentarios adicionales, se consideran también válidas para las expresiones obtenidas de la estructura y el suelo, presentadas en los incisos 3 y 4, respectivamente, de este trabajo.

Referencias

Doméneghi A, "Un método para el análisis conjunto de la estructura y el suelo", Rev. Ingeniería, Nueva Época, Vol. XLIX, No. 3, Feb. 1930

Lotha R, A-Clave Estructural, Cap. 5, Representaciones y Servicios de Ingeniería, México, 1971.

Zeevaert L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Chaps. II and IV, Van Nostrand Reinhold, 1973.

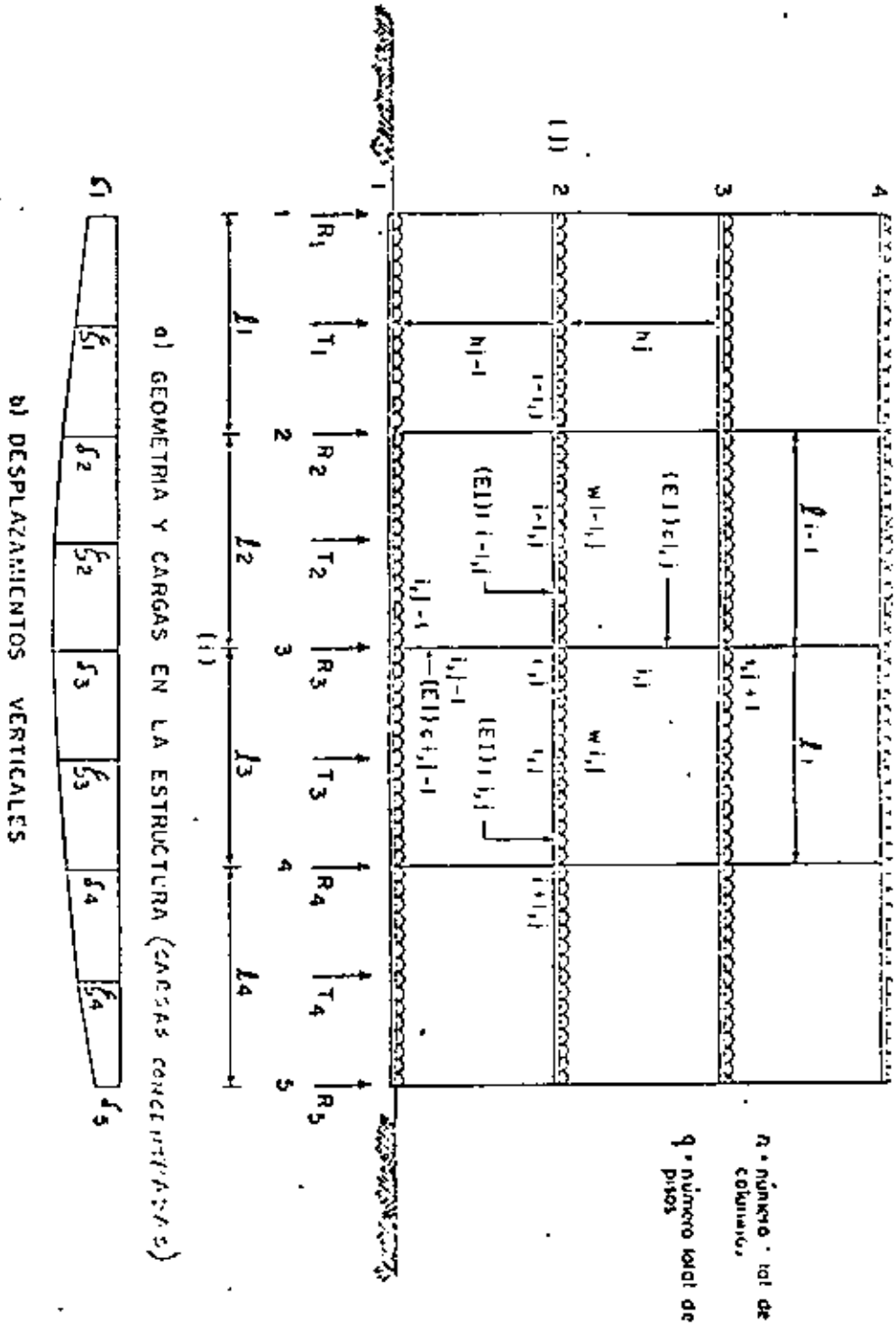
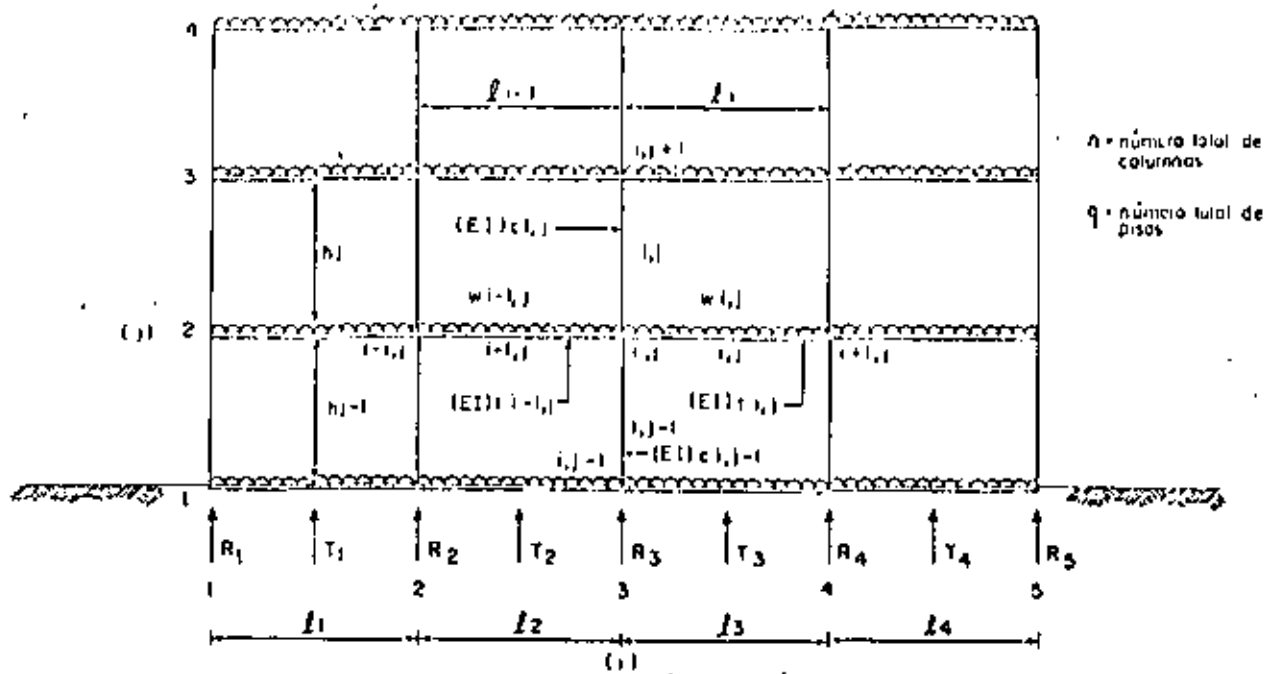
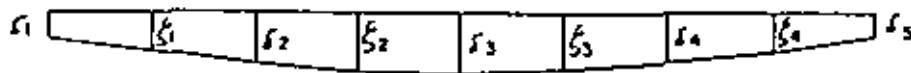


FIG.1 CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA (CARGAS CONCENTRADAS)

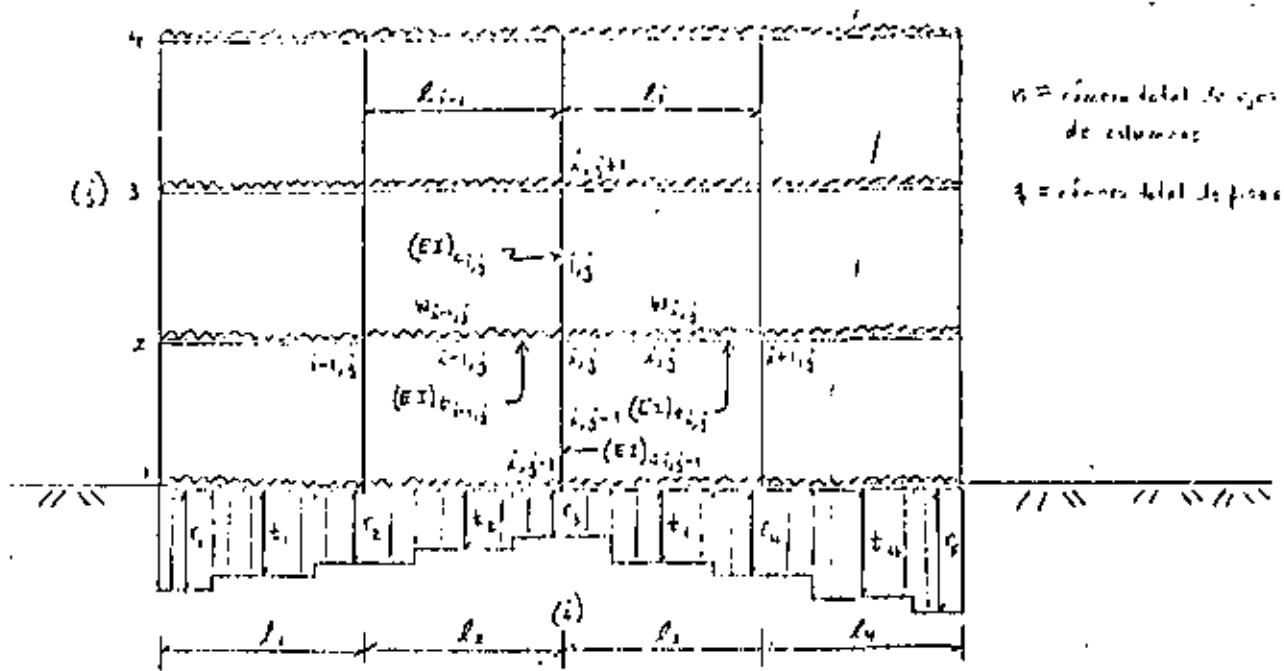


a) GEOMETRIA Y CARGAS EN LA ESTRUCTURA (CARGAS CONCENTRADAS)

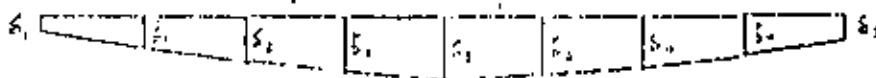


b) DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

FIG. 1 CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA (CARGAS CONCENTRADAS)

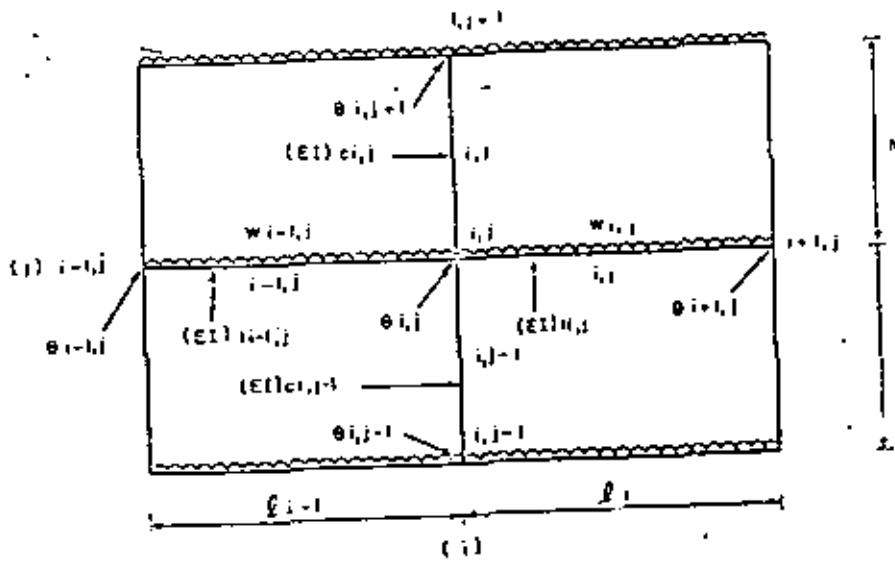


a) Geometría y cargas en la estructura (Reacción repartida)



b) Desplazamientos verticales

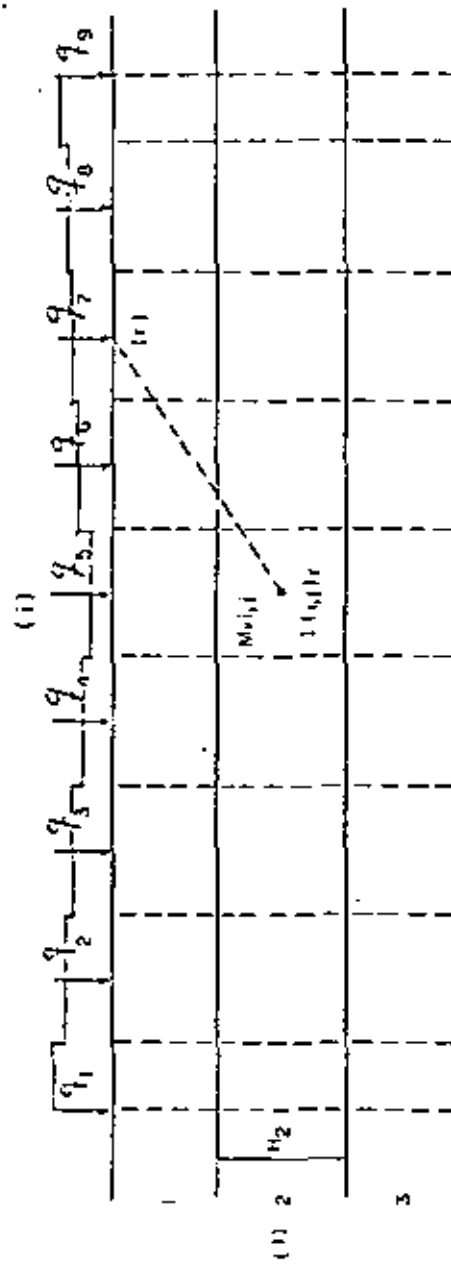
FIG. 2 CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA (REACCION REPARTIDA)



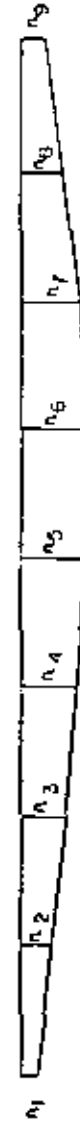
$\theta_{i,j}$ = giro en el nodo i,j

$\varphi_{i,j} = 2\theta_{i,j}$ doble giro en el nodo i,j

FIG. 3 NOTACION Y GIROS EN LA ESTRUCTURA



a) CARGAS, ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES



b) DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

m = número total de cargas
 p = número total de estratos

FIG. 4. DETERMINACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (HUNDIMIENTOS) DEL TIERRNO



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

INVESTIGACIONES RECIENTES

M. en I. Agustín Demeneghi Colina.

MAYO DE 1983.



INVESTIGACIONES
RECIENTES

Un Método para el Análisis
Conjunto de la Estructura y el Suelo

Ing. Agustín Doméneghi *

* Profesor de la Facultad de Ingeniería, U.S.A.M.

1. INTRODUCCION

La interacción de estructuras sobre suelos de mediana a alta compresibilidad plantea el problema de determinar los hundimientos totales y diferenciales, así como los elementos mecánicos (momento flexionante, fuerza cortante y fuerza normal), tanto en la subestructura como en la superestructura, ocasionados por los hundimientos de la cimentación. Estos valores dependen por un lado de la compresibilidad del subsuelo, y por otro, de la rigidez de la estructura. Tomando en cuenta que en los análisis estructurales convencionales, se considera en general que la estructura está empotrada o articulada en su cimentación y que, también en general, el cálculo de hundimientos del terreno se realiza considerando la cimentación 100 por ciento flexible o totalmente rígida, lo cual en ambos casos (estructural y de mecánica de suelos) dista bastante de la realidad, se ve clara la necesidad de desarrollar métodos de análisis estructural que tengan en cuenta los efectos de los hundimientos del terreno y que, al mismo tiempo, permitan calcular los valores de estos últimos.

En el trabajo se presenta un método para tratar de resolver este problema, mediante un análisis conjunto de la estructura y el suelo. En los siguientes incisos se describe el procedimiento en forma general, se presenta la obtención de los desplazamientos verticales del terreno en función de las reacciones del suelo y se explica la manera de incorporarlos en el análisis estructural, que se efectúa con el método de rigideces. En el inciso 5 se proporciona la secuencia de operaciones en el análisis conjunto y, en la parte final de este escrito, se hacen algunos comentarios relacionados con el método aquí propuesto.

2. DESCRIPCION DEL METODO

Consideremos una estructura reticular apoyada sobre un suelo de mediana a alta compresibilidad (Fig. 1), en la que la cimentación puede ser resuelta a base de zapatas corridas o mediante una losa con contrarabes de concreto armado. Queremos determinar los hundimientos totales y diferenciales, así como los elementos mecánicos en la cimentación y en la superestructura.

En vista de que desconocemos el diagrama de reacción del terreno, sustituiremos la carga distribuida del suelo sobre la cimentación por cargas concentradas bajo las columnas y bajo los puntos medios de las trabes, tal como se muestra en la Fig. 1.

Para realizar el análisis conjunto de la estructura y el suelo, conviene emplear el método de rigideces para el análisis de la estructura. Como es bien conocido, al utilizar este procedimiento, se obtiene la matriz de

rigideces y se conoce el vector de cargas, pero se desconoce el vector de desplazamientos (al hablar de desplazamientos nos referimos a los desplazamientos angulares o giros $\theta_{i,j}$ de cada uno de los nudos de la estructura y a los desplazamientos verticales δ_i y ξ_j). Sin embargo, tal como se puede apreciar en la Fig. 1, en nuestro caso tampoco conocemos el vector de cargas completo, pues las reacciones del terreno R_i y T_j son también incógnitas. No obstante, al realizar el análisis de hundimientos del terreno, podremos obtener los desplazamientos del suelo δ_i y ξ_j en función de las reacciones R_i y T_j . Sustituyendo estas ecuaciones en las expresiones derivadas de la aplicación inicial del método de rigideces, nos queda un sistema de ecuaciones en el que las incógnitas son únicamente los giros en los nudos $\theta_{i,j}$ y las reacciones del terreno R_i y T_j . Resolviendo este sistema determinamos los giros en los nudos y las reacciones del suelo. Como tenemos además los desplazamientos verticales en función de las reacciones, también podremos calcularlos.

Conocidos giros y desplazamientos, es fácil obtener a partir de ellos los momentos flexionantes, las fuerzas cortantes y las fuerzas normales en toda la estructura.

En el inciso siguiente se aplicará el método de rigideces y veremos que tendremos como incógnitas los giros, los desplazamientos verticales y las reacciones del suelo. En el inciso 4 veremos cómo obtener los desplazamientos verticales δ_i y ξ_j en función de las reacciones del terreno R_i y T_j . La resolución del problema no presenta dificultades posteriores, pues simplemente se sustituyen las ecuaciones del cálculo de hundimientos verticales en las ecuaciones halladas al aplicar el método de rigideces a la estructura.

3. EMPLEO DEL METODO DE RIGIDECES PARA EL ANALISIS ESTRUCTURAL

Mediante la utilización del método de rigideces, obtengamos las ecuaciones que relacionan el doble de los giros en los nudos (doblegiros) $\psi_{i,j}$, los desplazamientos verticales δ_i y ξ_j y las reacciones del terreno R_i y T_j (Figs. 1 y 2). Empezaremos con la condición de equilibrio de momentos en el nudo i,j , seguiremos con la condición de equilibrio de fuerzas cortantes en la cruzija i , continuaremos con la determinación de la deflexión ξ_i a la mitad de la cruzija i y terminaremos con la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales en toda la estructura.

3.1 Condición de equilibrio de momentos en el nudo i,j

El momento sobre el nudo i,j , debido a la barra $(i,j)-(i+1,j)$, (trabe i,j , Figs. 1 y 2), será (Luthe; 1971):

$$M_{(i,j)}(i+1,j) = M^e_{(i,j)}(i+1,j) + 2K_{t_{i,j}} \psi_{i,j} + K_{t_{i,j}}$$

$$\psi_{i+1,j} = 6 \frac{K_{t_{i,j}}}{I_i} \delta_i + 6 \frac{K_{t_{i,j}}}{I_i} \delta_{i+1} \quad (1)$$

en donde:

$M_{(i,j)}(i+1,j)$ - momento sobre el nudo i,j , debido a la trabe $(i,j)-(i+1,j)$, (trabe i,j , Fig. 2)

$M^e_{(i,j)}(i+1,j)$ - momento de empotramiento sobre el nudo i,j , debido a la trabe $(i,j)-(i+1,j)$, (trabe i,j , Fig. 2)

$K_{t_{i,j}} = \frac{(EI)_{t_{i,j}}}{I_i}$ = rigidez de la trabe i,j

$\psi_{i,j} = 2 U_{t_{i,j}}$ = doblegiro en el nudo i,j

$\delta_{i+1,j} = 2 \theta_{i+1,j}$ = doblegiro en el nudo $i+1,j$

$\theta_{i,j}$ = giro en el nudo i,j

$\theta_{i+1,j}$ = giro en el nudo $i+1,j$

El momento sobre el nudo i,j debido a la trabe (i,j) (Fig. 2), valdrá:

$$M_{(i,j)}(i-1,j) = M^e_{(i,j)}(i-1,j) + 2K_{t_{i-1,j}} \psi_{i,j} + K_{t_{i-1,j}}$$

$$\delta_{i-1,j} = 6 \frac{K_{t_{i-1,j}}}{I_{i-1}} \delta_{i-1} + 6 \frac{K_{t_{i-1,j}}}{I_{i-1}} \delta_i \quad (2)$$

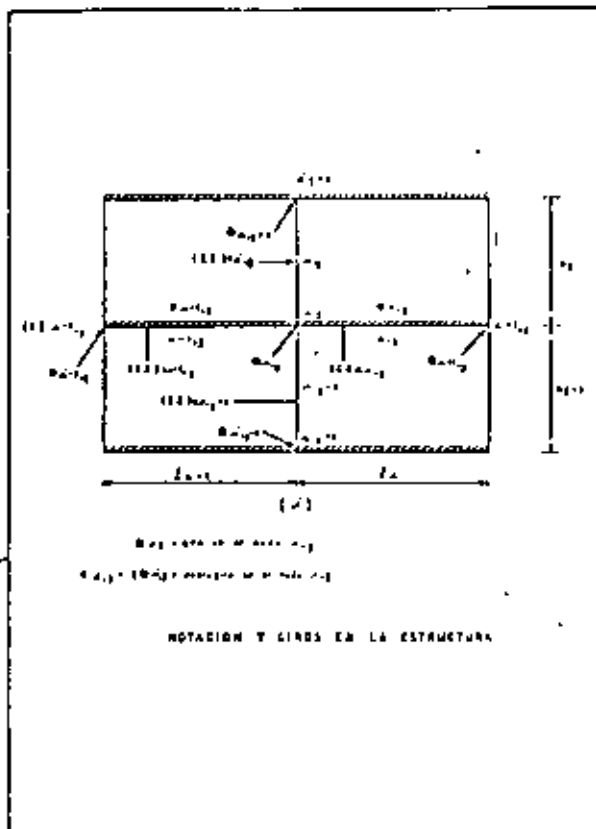


Figura 2

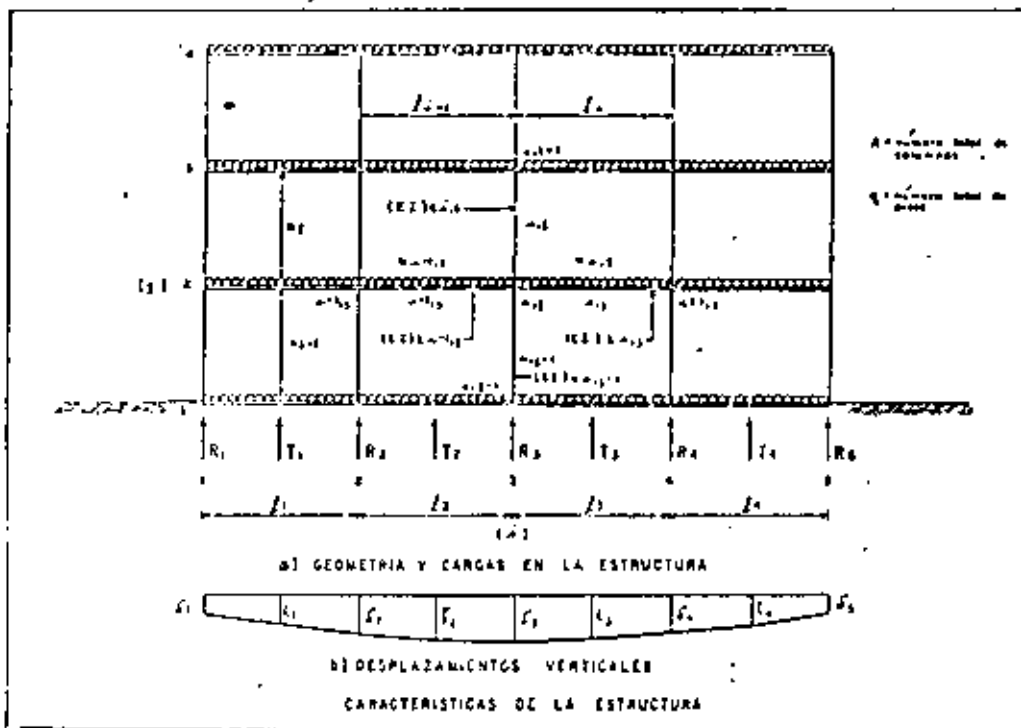


Figura 1

los momentos sobre los nudos i, j debidos a las cargas j y $j-1$, serán:

$$M_{(i,j)}(i,j+1) = M^e_{(i,j)}(i,j+1) + 2K_{c_{i,j}}\psi_{i,j} + K_{c_{i,j}}$$

$$\psi_{i,j+1} = 6 \frac{K_{c_{i,j}}}{h_j} \delta_j + 6 \frac{K_{c_{i,j}}}{h_j} \delta_{j+1} \quad (3)$$

$$M_{(i,j)}(i,j-1) = M^e_{(i,j)}(i,j-1) + 2K_{c_{i,j-1}}\psi_{i,j}$$

$$+ K_{c_{i,j-1}}$$

$$\psi_{i,j-1} = 6 \frac{K_{c_{i,j-1}}}{h_{j-1}} \delta_{j-1} + 6 \frac{K_{c_{i,j-1}}}{h_{j-1}} \delta_j \quad (4)$$

donde:

$$K_{c_{i,j}} = \frac{(EI)c_{i,j}}{h_j}; K_{c_{i,j-1}} = \frac{(EI)c_{i,j-1}}{h_{j-1}}$$

Las ecuaciones anteriores son válidas para traveses y columnas de rigidez constante en cada una de ellas, lo cual es el caso más frecuente en la práctica.

Obtengamos los momentos de empotramiento:

Para las traveses:

Primer nivel (cimentación, $j=1$, Fig. 1):

$$M_{(i,1)}(i+1,1) = \frac{W_{i,1}l_i^2}{12} - \frac{T_i l_i}{8} \quad (5)$$

$$M_{(i,1)}(i-1,1) = -\frac{W_{i-1,1}l_{i-1}^2}{12} - \frac{T_{i-1}l_{i-1}}{8} \quad (6)$$

donde $W_{i,1}$ = carga por unidad de longitud en la trabe i .

Para el resto de los niveles ($j > 1$, Fig. 2):

$$M_{(i,j)}(i+1,j) = \frac{W_{i,j}l_j^2}{12} \quad (7)$$

$$M_{(i,j)}(i-1,j) = -\frac{W_{i-1,j}l_{j-1}^2}{12} \quad (8)$$

en donde $W_{i,j}$ = carga por unidad de longitud, en la trabe i, j .

Para las columnas: (Fig. 2)

En este trabajo no tomaremos en cuenta el efecto de fuerzas horizontales, por lo que:

$$M^e_{(i,j)}(i,j+1) = M^e_{(i,j)}(i,j-1) = 0 \quad (9)$$

Con el objeto de no complicar la exposición del método, consideremos que estamos tratando con una estructura en la que no hay fuerte asimetría en geometría y cargas, por lo que suponemos que los desplazamientos laterales son de pequeña magnitud, es decir:

$$\delta_{i,j-1} = \delta_{i,j} = \delta_{i,j+1} = 0 \quad (10)$$

Si no se cumple la condición anterior, se pueden agregar con relativa facilidad las expresiones correspondientes a los desplazamientos laterales.

Sustituyendo las Ecs. 5 a 10 en las Ecs. 1 a 4:

Para las traveses:

Primer nivel ($j=1$):

$$M_{(i,1)}(i+1,1) = \frac{W_{i,1}l_i^2}{12} - \frac{T_i l_i}{8} + 2K_{t_{i,1}}\psi_{i,1} + K_{t_{i,1}}$$

$$\psi_{i+1,1} = 6 \frac{K_{t_{i,1}}}{l_i} \delta_i + 6 \frac{K_{t_{i,1}}}{l_i} \delta_{i+1} \quad (11)$$

$$M_{(i,1)}(i-1,1) = -\frac{W_{i-1,1}l_{i-1}^2}{12} + \frac{T_{i-1}l_{i-1}}{8} + 2K_{t_{i-1,1}}\psi_{i-1,1} + K_{t_{i-1,1}}\psi_{i-1,1} - 6 \frac{K_{t_{i-1,1}}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + 6 \frac{K_{t_{i-1,1}}}{l_{i-1}} \delta_i \quad (12)$$

Para el resto de los niveles ($j > 1$):

$$M_{(i,j)}(i+1,j) = \frac{W_{i,j}l_j^2}{12} + 2K_{t_{i,j}}\psi_{i,j} + K_{t_{i,j}}\psi_{i+1,j} - 6 \frac{K_{t_{i,j}}}{l_i} \delta_i + 6 \frac{K_{t_{i,j}}}{l_i} \delta_{j+1} \quad (13)$$

$$M_{(i,j)}(i-1,j) = -\frac{W_{-1,j} l_{i-1}^2}{12} + 2K_{t(i-1,j)} \psi_{i,j} + K_{t(i-1,j)} \psi_{i-1,j} - 6 \frac{K_{t(i-1,j)}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + 6 \frac{K_{t(i-1,j)}}{l_{i-1}} \delta_i \quad (14)$$

Para columnas:

$$M_{(i,j)}(i,j+1) = 2K_{c(i,j)} \psi_{i,j} + K_{c(i,j)} \psi_{i,j+1} \quad (15)$$

$$M_{(i,j)}(i,j-1) = 2K_{c(i,j-1)} \psi_{i,j} + K_{c(i,j-1)} \psi_{i,j-1} \quad (16)$$

En el nudo i,j debe haber equilibrio de momentos, por lo tanto:

$$M_{(i,j)}(i+1,j) + M_{(i,j)}(i-1,j) + M_{(i,j)}(i,j+1) + M_{(i,j)}(i,j-1) = 0 \quad (17)$$

Sustituyendo las Ecs. 11, 12, 15 y 16 en la Ec. 17, obtenemos la expresión de equilibrio de momentos en los nudos del primer nivel:

$$K_{t(i-1,j)} \psi_{i-1,j} + 2K_{t(i,j)} \psi_{i,j} + K_{t(i,j)} \psi_{i+1,j} + K_{c(i,j)} \psi_{i,j} - 6 \frac{K_{t(i-1,j)}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + 6 \left(\frac{K_{t(i-1,j)}}{l_{i-1}} - \frac{K_{t(i,j)}}{l_i} \right) \delta_i + 6 \frac{K_{t(i,j)}}{l_i} \delta_{i+1} + \frac{l_{i-1}}{8} T_{i-1} - \frac{l_i}{8} T_i = \frac{W_{-1,j} l_{i-1}^2 - W_{i,j} l_i^2}{12} \quad (18)$$

(Primer nivel, $j-1$)

en donde:

$$K_{i,j} = \text{rigidez del nudo } i,j = K_{t(i-1,j)} + K_{t(i,j)} + K_{c(i,j)}$$

Sustituyendo las Ecs. 13, 14, 15 y 16 en la Ec. 17, ob-

tenemos la ecuación de equilibrio de momentos en los nudos de los niveles restantes ($j > 1$):

$$K_{t(i-1,j)} \psi_{i-1,j} + 2K_{t(i,j)} \psi_{i,j} + K_{t(i,j)} \psi_{i+1,j} + K_{c(i,j-1)} \psi_{i,j-1} + K_{c(i,j)} \psi_{i,j+1} - 6 \frac{K_{t(i-1,j)}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + 6 \left(\frac{K_{t(i-1,j)}}{l_{i-1}} - \frac{K_{t(i,j)}}{l_i} \right) \delta_i + 6 \frac{K_{t(i,j)}}{l_i} \delta_{i+1} = \frac{W_{-1,j} l_{i-1}^2 - W_{i,j} l_i^2}{12} \quad (19)$$

$j > 1$

siendo:

$$K_{i,j} = \text{rigidez del nudo } i,j = K_{t(i-1,j)} + K_{t(i,j)} + K_{c(i,j)} + K_{c(i,j-1)}$$

3.2 Condición de equilibrio de fuerza cortante en la cruzja I

En la cruzja I se debe cumplir que las fuerzas cortantes en los traveses estén en equilibrio (Lutho, 1971), por lo tanto (Fig. 1):

$$\left(\sum_{k=1}^q R_k + \sum_{k=1}^{i-1} T_k - \sum_{k=1}^{i-1} \sum_{j=1}^q W_{k,j} l_k \right) l_i + (T_i - \sum_{j=1}^q W_{i,j} l_j) \frac{l_i}{2} = \sum_{j=1}^q M_{(i,j)}(i+1,j) + \sum_{j=1}^q M_{(i+1,j)}(i,j) \quad (20)$$

en donde:

q = número de pisos de la estructura

Sustituyendo los valores de las Ecs. 11 a 14 en la Ec. 20, se obtiene la ecuación de equilibrio de cortantes en la cruzja I:

$$3 \sum_{j=1}^q K_{t(i,j)} \psi_{i,j} + 3 \sum_{j=1}^q K_{t(i,j)} \psi_{i+1,j} - \frac{12}{l_i} \left(\sum_{j=1}^q K_{t(i,j)} \right) \delta_i + \frac{12}{l_i} \left(\sum_{j=1}^q K_{t(i,j)} \right) \delta_{i+1} - l_i \sum_{k=1}^i R_k - l_i \sum_{k=1}^{i-1} T_k -$$

$$\frac{l_i}{2} T_i = -l_i \sum_{k=1}^{i-1} \sum_{j=1}^q W_{k,j} l_k - \frac{l_i^2}{2} \sum_{j=1}^q W_{i,j} \quad (21)$$

3.3 Obtención del desplazamiento ξ_i en la cimentación, a la mitad de la cruzja i (Figs. 1 y 3).

Nos falta encontrar ecuaciones que relacionen los desplazamientos ξ_i a la mitad de la cruzja i en el primer nivel de piso ($i=1$), con los doblegros en los extremos de la barra $\delta_{i,j}$, $\delta_{i+1,j}$, con los desplazamientos δ_j y δ_{j+1} de las columnas y con la fuerza a la mitad de la cruzja T_i (Fig. 3). Para esto emplearemos el segundo teorema de la viga conjugada: las cargas sobre la barra l_i se muestran en la Fig. 3a, el diagrama de momentos flexionante en la Fig. 3b y la viga conjugada en la Fig. 3c.

Tomando momentos en la viga conjugada con respecto al centro de la cruzja i , obtenemos la siguiente expresión, en la cual tenemos relacionados doblegros, desplazamientos y cargas:

$$l_i \delta_{i,j} - l_i \delta_{i+1,j} - 8\delta_j - 8\delta_{j+1} + 16\xi_i + \frac{l_i^2}{12(EI)_{t_{i,j}}} T_i = \frac{1}{24} \frac{W_{i,j} l_i^4}{(EI)_{t_{i,j}}}$$

pero:

$$K_{t_{i,j}} = \frac{(EI)_{t_{i,j}}}{l_i}$$

$$l_i \delta_{i,j} - l_i \delta_{i+1,j} - 8\delta_j - 8\delta_{j+1} + 16\xi_i + \frac{l_i^2}{12 K_{t_{i,j}}} T_i = \frac{1}{24} \frac{W_{i,j} l_i^4}{K_{t_{i,j}}} \quad (22)$$

3.4 Equilibrio de fuerzas verticales

La última ecuación que obtendremos será la relativa al equilibrio de fuerzas verticales en la estructura. De

acuerdo con la Fig. 1:

$$\sum_{i=1}^n R_i + \sum_{i=1}^{n-1} T_i - \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=1}^q W_{i,j} l_i = 0 \quad (23)$$

en donde:

- n = número de columnas
- q = número de pisos

Observando las Ecs. 18, 19, 21, 22 y 23, vemos que en todas ellas tenemos como incógnitas los doblegros $\delta_{i,j}$ los desplazamientos bajo las columnas δ_j , los desplazamientos bajo la mitad de las cruzjas ξ_i y las reacciones del terreno R_i y T_i . Lo que ahora procede es obtener los desplazamientos del suelo δ_j y ξ_i en función de las cargas R_i y T_i , mediante un análisis de hundimientos del terreno, lo cual se realiza en el inciso siguiente.

4. CALCULO DE LOS HUNDIMIENTOS DEL SUELO

Determinaremos ahora los desplazamientos verticales del suelo δ_j y ξ_i en función de las reacciones del terreno R_j y T_j (Fig. 1). Para esto, haremos un cambio de notación, llamando O_j a las fuerzas y ξ_i a los desplazamientos (Fig. 4). Se puede ver que el cambio de variable está dado por:

$$\delta_j = \xi_{2j-1} ; \xi_i = \xi_{2i}$$

$$i = 1, 2, \dots, n$$

$$R_i = O_{2i-1} ; T_i = O_{2i}$$

siendo:

n = número de columnas de la estructura

Calculemos ahora los desplazamientos ξ_i en función de las cargas, para la estratigrafía y propiedades del subsuelo mostrada en la Fig. 4:

La deformación del estrato j , bajo la carga O_j , es decir, la deformación del "cuadro" i,j , debida a una carga

colocada en r , Q_r , valdrá:

$$\alpha_{(i,j)r} = m_{v_{i,j}} H_j (\Delta T)_{(i,j)r}$$

en donde:

$\alpha_{(i,j)r}$ - deformación del "cuadro" i,j debida a una carga colocada en r (Q_r)

$m_{v_{i,j}}$ - módulo de deformación del "cuadro" i,j

H_j - espesor del estrato j

$(\Delta T)_{(i,j)r}$ - incremento del esfuerzo normal vertical en el "cuadro" i,j , debido a la presión Q_r/a_r en el contacto cimentación-suelo

a_r - área en planta de la cimentación, correspondiente a la carga Q_r .

Por lo:

$$(\Delta T)_{(i,j)r} = I_{(i,j)r} \frac{Q_r}{a_r}$$

siendo:

$I_{(i,j)r}$ - valor de influencia en el cuadro i,j , debido a una presión unitaria colocada en r .

El valor de $I_{(i,j)r}$ se puede determinar calculando el esfuerzo que ocasiona una presión unitaria en el área a_r sobre el cuadro i,j (Zeevaert, 1973).

La deformación del cuadro i,j debida a todas las cargas Q_r será:

$$\xi_{i,j} = m_{v_{i,j}} H_j \sum_{r=1}^m I_{(i,j)r} \frac{Q_r}{a_r}$$

en donde:

m - número de cargas aplicadas en la superficie (Fig. 4)

$$m = 2n - 1$$

Ahora bien, el hundimiento bajo el punto I valdrá:

$$\xi_I = \sum_{j=1}^p \xi_{i,j}$$

es decir:

$$\xi_I = \sum_{j=1}^p m_{v_{i,j}} H_j \sum_{r=1}^m I_{(i,j)r} \frac{Q_r}{a_r} \quad (24)$$

siendo:

p - número de estratos del subsuelo

En esta ecuación, los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas Q_r .

Es importante en este momento hacer una aclaración: los valores del módulo de deformación del suelo $m_{v_{i,j}}$ dependen del esfuerzo de confinamiento, el cual no se conoce a priori. Por esta razón, los $m_{v_{i,j}}$ deben determinarse para un nivel de esfuerzos lo más cercano posible a la realidad (Zeevaert, 1973), dependiendo este nivel de la experiencia del ingeniero que realiza el análisis. Si, posteriormente, se ve que el nivel de presiones considerado en el primer análisis está muy alejado de la magnitud de los esfuerzos obtenidos después de resolver todo el problema, es probable que haya necesidad de volver a calcular los hundimientos del suelo con los valores corregidos del módulo al tomar un nuevo nivel de esfuerzos.

Con la aclaración anterior, empleando la Ec. 24, los valores de ξ_I son una función lineal de las cargas Q_r .

Para determinar los desplazamientos δ_i y ξ_j [notación en la estructura, Fig. 1], empleamos las siguientes transformaciones:

$$R_i = Q_{2i-1} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (25)$$

$$T_j = Q_{2j}$$

$$\delta_i = \xi_{2i-1}$$

$$\xi_j = \xi_{2j} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (26)$$

De esta manera, los hundimientos del terreno δ_i y ξ_j quedarán en función lineal de las reacciones R_i y T_j .

Las expresiones que se obtienen de aplicar las Ecs. 24, 25 y 26, se sustituyen en las ecuaciones obtenidas en el inciso 3, es decir, en las Ecs. 18, 19, 21, 22 y 23. De esta manera, desaparecen como incógnitas los desplazamientos y quedan únicamente como incógnitas los doblegros en los nudos i,j y las reacciones R_i y T_j . Es fácil ver que el número de ecuaciones es igual al número de incógnitas, con lo que se puede resolver este sistema de ecuaciones y despejar los doblegros y las reacciones. Utilizando las Ecs. 24 a 26, ya conocidos R_i y T_j , se pueden también determinar los hundimientos del terreno.

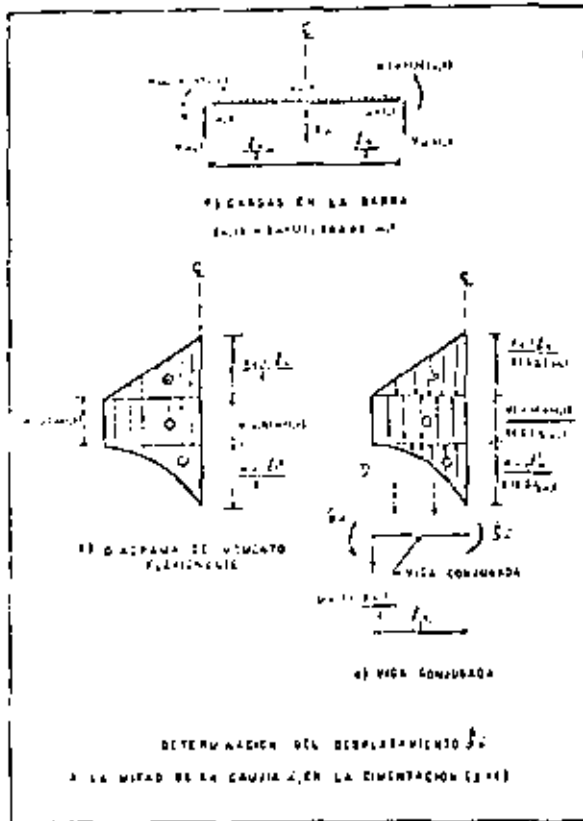


Figura 3

5. SECUENCIA DE OPERACIONES EN EL ANALISIS CONJUNTO

En los Incisos 2, 3 y 4 se ha descrito el método propuesto y se han hallado las ecuaciones necesarias para su aplicación. Enumeremos ahora los pasos a seguir para su utilización.

- a) Determinar las características geométricas de la estructura (longitudes de traveses l_j ; alturas de columnas h_j), las cargas actuantes sobre ella $w_{i,j}$ y las rigideces de traveses y columnas

$$(EI)_{l_i,j} = (EI)_{c_i,j} \cdot K_{l_i,j} = \frac{(EI)_{t_i,j}}{l_j}$$

$$K_{c_i,j} = \frac{(EI)_{c_i,j}}{h_j}, \text{ Fig. 1.}$$

- b) Emplear la Ec. 18 para el primer nivel ($j = 1$) y la Ec. 19 para el resto de los niveles ($j \geq 1$), en todos los nudos de la estructura, es decir, variando i desde 1 hasta el número total de columnas (n) y j desde 1 hasta el número total de niveles (q), Figs. 1 y 2.
- c) Utilizar la Ec. 21, obtenida del equilibrio de momento de la cruzija i , para todas las cruzijas de la estructura, haciendo variar i desde 1 hasta $n-1$.
- d) Aplicar la Ec. 22, que relaciona los desplazamientos ξ_i a la mitad de la cruzija i con los doblegidos,

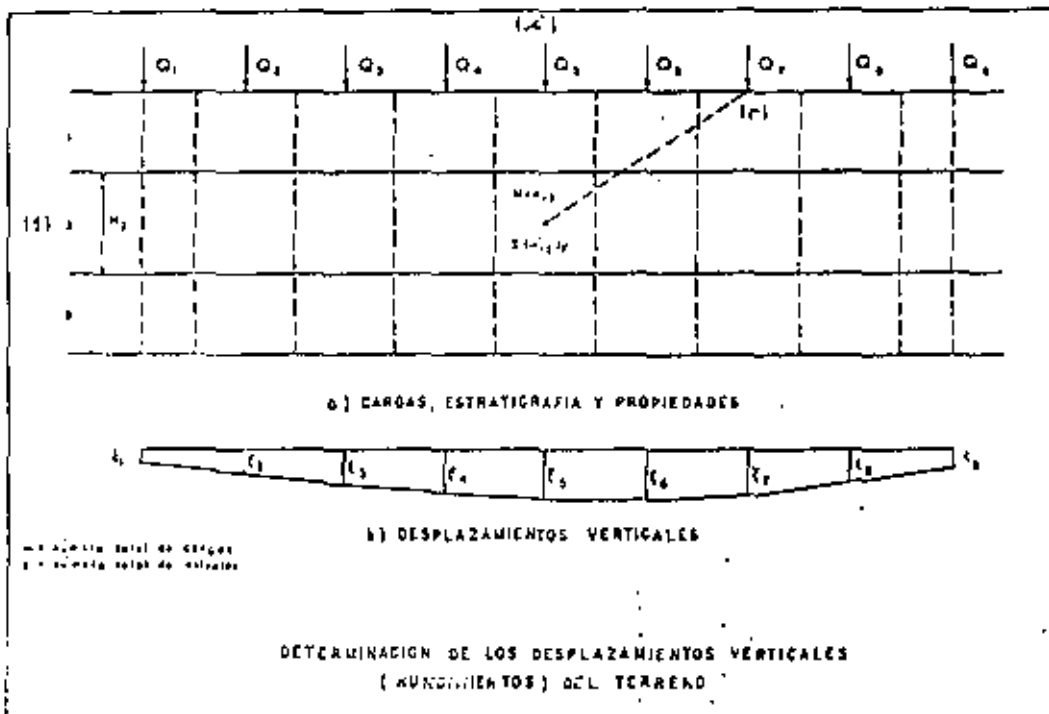


Figura 4

los desplazamientos δ_j y δ_{j+1} y la reacción T_j , para todas las crujeas de la estructura, variando j desde 1 hasta $n-1$.

- a) Usar la Ec. 23 de equilibrio de fuerzas verticales.
- b) Emplear la Ec. 24 para obtener los hundimientos del terreno ξ_j en función de las cargas Q_j (Fig. 4).
- c) Hacer el cambio de variables para volver a la notación de la estructura, aplicando las Ecs. 25 y 26.
- d) Sustituir las ecuaciones que nos relacionan δ_j^1 y ξ_j con R_j y T_j en las expresiones obtenidas al aplicar las Ecs. 19, 21, 22 y 23, con lo que obtendremos ecuaciones en las que las incógnitas serán únicamente los doblegiros $\theta_{i,j}$ y las reacciones R_j y T_j .
- e) Resolver el sistema de ecuaciones anterior, con lo que conoceremos los valores de los doblegiros $\theta_{i,j}$ y las reacciones R_j y T_j .
- f) Sustituir los valores de las reacciones en las ecuaciones que relacionan con los desplazamientos, obteniendo éstos.

El problema ha quedado resuelto, pues después de seguir los pasos anteriores, conoceremos los doblegiros, las reacciones del terreno y los desplazamientos verticales.

Para calcular los momentos sobre los nudos de la estructura, se utilizan las Ecs. 11, 13, 15 y 16.

COMENTARIOS

Se ha presentado un método para realizar el análisis conjunto de la estructura y el suelo, el cual se pueda aplicar sobre todo al cálculo de edificios sobre suelos compresibles.

Para su utilización, únicamente se requiere conocer el método de rigideces del análisis estructural y el cálculo de hundimientos en terrenos compresibles. En vista de que estos conceptos se imparten usualmente en los cursos normales de las carreras de Ingeniería Civil, este método puede ser utilizado con facilidad por los profesionistas de la ingeniería.

Todas las ecuaciones obtenidas para la aplicación del método aquí presentado quedan en forma de algoritmos, por lo que el análisis conjunto de la estructura y el suelo es muy susceptible de llevarse a cabo por medio de computadoras electrónicas.

RECONOCIMIENTO

Agradezco a los señores ingenieros Oscar de Buen y López de Heredia y Francisco Zamora Millán las valiosas observaciones que me hicieron durante la revisión de este trabajo.

REFERENCIAS

Luthe R., Análisis Estructural, Cap. 5, Representaciones y Servicios de Ingeniería, México, 1971.

Zeevaert L., Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, Chaps. II and IV, 1973. □

3.1 Análisis estructural

La determinación de la matriz de rigideces de la estructura se puede llevar a cabo empleando alguno de los varios métodos que se conocen actualmente en ingeniería estructural. En términos generales, conviene que sea un método que sea susceptible de ser programado posteriormente en una computadora electrónica. En este trabajo utilizaremos el procedimiento tratado por Beaufait et al (1970).

El planteamiento general consiste en hallar la matriz de rigideces de cada barra de la estructura, para posteriormente determinar la matriz de rigideces de toda la estructura mediante la suma de las matrices de cada una de las barras. Veremos a continuación el caso de una barra con apoyos continuos y el caso de una barra con un apoyo continuo y otro articulado.

3.1.1 Barra con apoyos continuos

La matriz de rigideces de una barra j con apoyos continuos (fig. 3.2) está dada por:

$$K_j = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} \\ -\frac{6EI}{L^2} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{12EI}{L^3} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{12EI}{L^3} \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \end{matrix} \quad (3.1)$$

siendo: L = longitud de la barra j
 E = módulo de elasticidad del material que forma la barra j
 I = momento de inercia de la barra j
 θ_p = giro en el nudo p θ_q = giro en el nudo q

δ_r = desplazamiento en el nudo r δ_s = desplazamiento en el nudo s

Los giros se consideran positivos si van en sentido contrario a las manecillas del reloj y los desplazamientos son positivos si son hacia abajo. El sentido de los momentos flexionantes de barra sobre nudo es positivo si va en sentido de las manecillas del reloj y el sentido de las fuerzas cortantes de barra sobre nudo es positivo si el cortante va hacia abajo.

Los momentos y cortantes de empotramiento, de barra sobre nudo, para diferentes condiciones de carga son los siguientes:

Para una carga uniforme w_j (fig. 3.3):

$$M_p^e = \frac{w_j L_j^2}{12} \quad (3.2) \qquad M_q^e = -\frac{w_j L_j^2}{12} \quad (3.3)$$

$$V_r^e = \frac{w_j L_j}{2} \quad (3.4)$$

$$V_s^e = -\frac{w_j L_j}{2} \quad (3.5)$$

Para las cargas repartidas de la cimentación (fig. 3.4):

$$M_p^e = -\frac{67}{3072} L_j^2 r_r - \frac{11}{142} L_j^2 r_{r+1} - \frac{13}{3072} L_j^2 r_s \quad (3.6)$$

$$M_q^e = \frac{13}{3072} L_j^2 r_r + \frac{11}{142} L_j^2 r_{r+1} + \frac{67}{3072} L_j^2 r_s \quad (3.7)$$

$$V_r^e = -\frac{121}{512} L_j r_r - \frac{1}{4} L_j r_{r+1} - \frac{7}{512} L_j r_s \quad (3.8)$$

$$V_s^e = -\frac{7}{512} L_j r_r - \frac{1}{4} L_j r_{r+1} - \frac{121}{512} L_j r_s \quad (3.9)$$

3.1.2 Barra con un apoyo continuo y otro articulado

La matriz de rigideces de una barra j con un apoyo continuo a la iz-

quiera y otro articulado a la derecha (fig. 3.5) vale:

$$K_j = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{L} & -\frac{3EI}{L^2} & \frac{3EI}{L^2} \\ -\frac{3EI}{L^2} & \frac{3EI}{L^3} & -\frac{3EI}{L^3} \\ \frac{3EI}{L^2} & -\frac{3EI}{L^3} & \frac{3EI}{L^3} \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \delta_r \\ \delta_s \end{matrix} \quad (3.10)$$

Los momentos y cortantes de empotramiento, de barra sobre nudo, para diferentes condiciones de carga, se presentan a continuación:

Para una carga uniforme w_j (fig. 3.6):

$$M_p^o = \frac{w_j L_j^2}{8} \quad (3.11)$$

$$V_r^o = \frac{5 w_j L_j}{8} \quad (3.12)$$

$$V_s^o = \frac{3 w_j L_j}{8} \quad (3.13)$$

Para las cargas repartidas de la orientación (fig. 3.7):

$$M_p^o = -\frac{49}{2048} L_j^2 r_r - \frac{11}{128} L_j^2 r_{r+1} - \frac{31}{2048} L_j^2 r_s \quad (3.14)$$

$$V_r^o = -\frac{399}{2048} L_j r_r - \frac{21}{128} L_j r_{r+1} - \frac{33}{2048} L_j r_s \quad (3.15)$$

$$V_s^o = -\frac{113}{2048} L_j r_r - \frac{43}{128} L_j r_{r+1} - \frac{479}{2048} L_j r_s \quad (3.16)$$

3.1.3 Desplazamiento vertical en la cimentación, a la mitad del entre-eje

La obtención del desplazamiento vertical δ_{r+1} en la cimentación, a la mitad del entre-eje j (fig. 3.8), empleando los teoremas de la viga conjugada, conduce a la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \frac{EI}{L} \theta_p - \frac{EI}{L} \theta_4 - 8 \frac{EI}{L^2} \delta_r + 16 \frac{EI}{L^2} \delta_{r+1} - 8 \frac{EI}{L^2} \delta_s \\ + \frac{1}{256} L^2 r_r + \frac{13}{384} L^2 r_{r+1} + \frac{1}{256} L^2 r_s = \frac{1}{24} w_j L^2 \end{aligned} \quad (3.17)$$

3.1.4 Matriz de rigideces de toda la estructura

La matriz de rigideces de toda la estructura, como lo mencionamos antes, es la suma de las matrices de cada una de las barras.

Empleando el método de rigideces, primeramente se restringe la estructura de giros y desplazamientos lineales (desplazamientos). Esto ocasiona momentos flexionantes y fuerzas cortantes de empotramiento. Luego se permiten los giros y desplazamientos de los nudos, lo que provoca momentos y cortantes adicionales. La suma de los momentos de empotramiento y los momentos debidos a giros en los nudos debe ser cero en cada uno de los nudos, para que cada uno de éstos esté en equilibrio. Además, la suma de cortantes de empotramiento y de cortantes debidos a desplazamientos lineales de los nudos deber ser nula en cada uno de los ejes de barras (columnas y trabes), para que cada uno de los ejes de barras esté en equilibrio. Estableciendo las condiciones anteriores y utilizando la ec.3.17, se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\left. \begin{aligned} K_{11} \delta_1 + K_{12} \delta_2 + \dots + K_{1j} \theta_j + K_{1k} \theta_k + \dots + A_{11} r_1 + A_{12} r_2 + \dots &= B_{11} w_1 + B_{12} w_2 + \dots \\ K_{21} \delta_1 + K_{22} \delta_2 + \dots + K_{2j} \theta_j + K_{2k} \theta_k + \dots + A_{21} r_1 + A_{22} r_2 + \dots &= B_{21} w_1 + B_{22} w_2 + \dots \\ \vdots & \vdots \\ K_{i1} \delta_1 + K_{i2} \delta_2 + \dots + K_{ij} \theta_j + K_{ik} \theta_k + \dots + A_{i1} r_1 + A_{i2} r_2 + \dots &= B_{i1} w_1 + B_{i2} w_2 + \dots \\ \vdots & \vdots \end{aligned} \right\} (3.18)$$

La ec. 3.17 es válida para una barra con apoyos continuos.

Para una barra en la cimentación, con un apoyo continuo a la izquierda y otro apoyo articulado a la derecha (fig. 3.8 bis) se puede emplear la siguiente expresión:

$$-\frac{3EI}{L} \theta_p + 11 \frac{EI}{L^2} S_r - 16 \frac{EI}{L^2} S_{r+1} + 5 \frac{EI}{L^2} S_s - \frac{37}{6144} r_r L^2 - \frac{3}{48} r_{r+1} L^2 - \frac{91}{6144} r_s L^2 = -\frac{1}{12} w_j L^2$$

$$\therefore \frac{3EI}{L} \theta_p - 11 \frac{EI}{L^2} S_r + 16 \frac{EI}{L^2} S_{r+1} - 5 \frac{EI}{L^2} S_s + \frac{37}{6144} L^2 r_r + \frac{3}{4} \frac{1}{16} \frac{1}{16} r_{r+1} + \frac{1}{16} L^2 r_{r+1} + \frac{91}{6144} L^2 r_s = \frac{1}{12} w_j L^2$$

(3.17 bis)

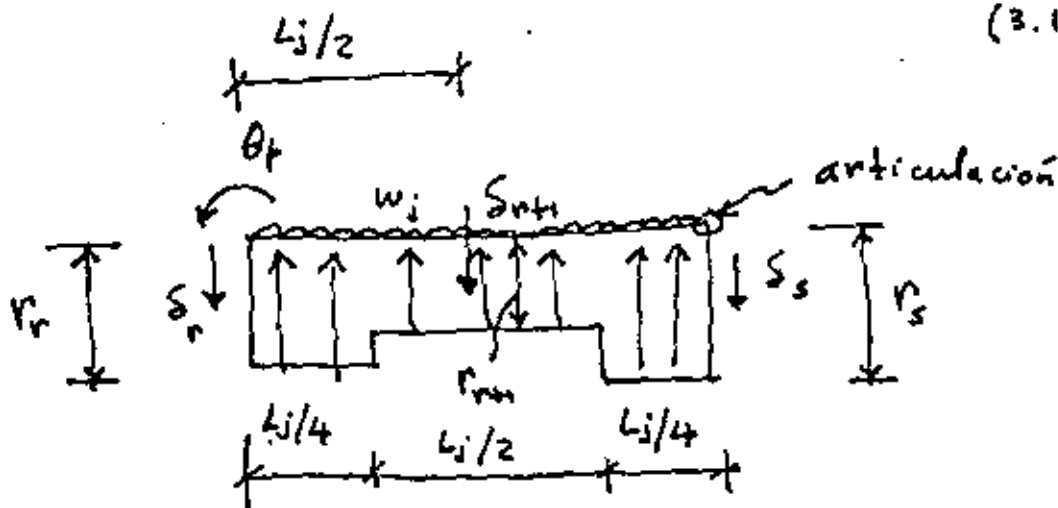


FIG. 3.8 bis Desplazamiento S_{r+1} a la mitad del entre-eje j , en la cimentación. Barra con un apoyo continuo (izquierda) y otro articulado (derecha).

en donde: K_{ij} = coeficiente de la matriz de rigideces de toda la estructura

A_{ij} = coeficiente que corresponde a la reacción r_j en la ec. i

B_{ij} = coeficiente que corresponde a la carga w_j en la ec. i

En el sistema de ecuaciones 3.18 tenemos tres tipos de incógnitas: los desplazamientos δ_i , los giros θ_i y las reacciones r_i . Lo que procede a continuación es obtener los desplazamientos del suelo δ_i en función de las reacciones r_i , mediante un análisis de hundimientos del terreno, lo cual se realiza en el inciso siguiente.

3.2 Análisis de asentamientos del terreno

Obtenemos ahora los desplazamientos verticales δ_1 en función de las reacciones del terreno r_1 , dejando las r_i como incógnitas, para la estratigrafía y propiedades del subsuelo de la fig. 3.9.

El asentamiento del estrato j bajo el tramo i , es decir, el asentamiento del cuadro ij , debido a una carga r_k colocada en k valdrá:

$$\alpha_{ijk} = M_{v_{ij}} H_j (\Delta \sigma)_{ijk}$$

en donde:

α_{ijk} = asentamiento del cuadro ij , debido a una reacción ubicada en k (r_k)

$M_{v_{ij}}$ = módulo de deformación del cuadro ij

H_j = espesor del estrato j

$(\Delta \sigma)_{ijk}$ = incremento del esfuerzo normal vertical en el cuadro ij , ocasionado por una presión r_k / b_k en el contacto entre suelo y cimentación.

b_k = ancho de la cimentación, correspondiente a la reacción r_k

Però:
$$(\Delta \sigma)_{ijk} = I_{ijk} \frac{r_k}{b_k}$$

siendo: I_{ijk} = valor de influencia en el cuadro ij , debido a una presión unitaria colocada en k .

El valor de I_{ijk} se puede determinar calculando el esfuerzo normal vertical producido por una presión unitaria en k , sobre el cuadro ij (Zeevaert 1973).

El asentamiento en el cuadro ij debido a todas las cargas r_k y a la carga q (fig. 3.9), valdrá:

$$\delta_{ij} = M_{vij} H_j \left(q_{ij} + \sum_{k=1}^m I_{ijk} \frac{r_k}{b_k} \right)$$

en la cual m = número total de reacciones aplicadas en la superficie
 $= 2n - 1$

q_{ij} = esfuerzo normal vertical debido a la presión q aplicada en la periferia de la estructura (fig. 3.9).

El asentamiento bajo el punto i será:

$$\delta_i = \sum_{j=1}^p \delta_{ij}$$

Por lo tanto

$$\delta_i = \sum_{j=1}^p M_{vij} H_j q_{ij} + \sum_{j=1}^p M_{vij} H_j \left(\sum_{k=1}^m I_{ijk} \frac{r_k}{b_k} \right) \quad (3.19)$$

en donde p = número de estratos del subsuelo

En esta ecuación los desplazamientos verticales del suelo quedan en función de las reacciones r_i .

Es importante en este momento hacer una aclaración: los valores del módulo de deformación del suelo M_{vij} dependen del esfuerzo de confinamiento, el cual no se conoce a priori. Por esta razón, los M_{vij} deben determinarse para un nivel de esfuerzos lo más cercano posible a la realidad (Zeevaert 1973), dependiendo este nivel de la experiencia del ingeniero que realiza el análisis. Si, posteriormente, se ve que el nivel de presiones considerado en el primer análisis está muy alejado de la magnitud de los esfuerzos obtenidos después de resolver todo el problema, es probable que haya necesidad de volver a calcular los hundimientos del suelo con los valores corregidos del módulo al tomar un nuevo nivel de esfuerzos.

Con la aclaración anterior, empleando la ec. 3.19 los valores de δ_i son una función lineal de las reacciones r_i .

3.3 Compatibilidad de desplazamientos

Una vez realizado el análisis de la estructura y el de hundimientos del terreno, se establece la condición de compatibilidad de desplazamientos entre ellos, de la siguiente manera: los asentamientos del suelo determinados por medio de la ec. 3.19 se sustituyen en el sistema de ecuaciones 3.18 de la matriz de rigideces de la estructura. De esta manera, desaparecen como incógnitas los desplazamientos y quedan únicamente como incógnitas los giros en los nudos θ_1 y las reacciones r_1 del terreno. Es fácil ver que el número de ecuaciones es igual al número de incógnitas, con lo que se puede resolver este sistema de ecuaciones y despejar los giros y las reacciones. Utilizando la ec. 3.19, ya conocidas las r_1 , se pueden determinar también los hundimientos del terreno.

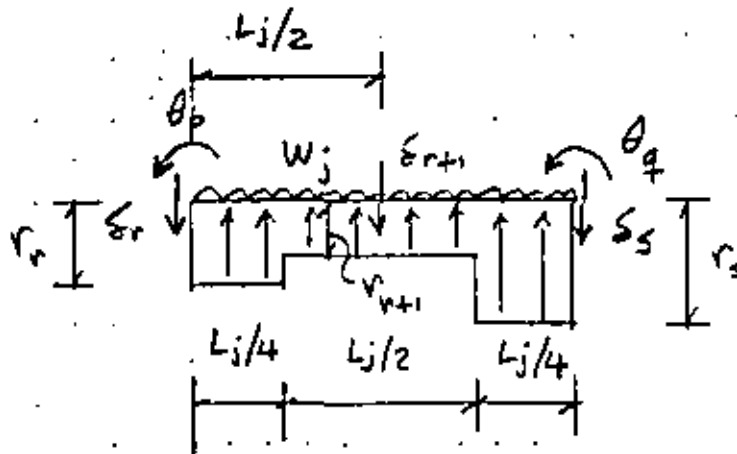


FIG. 3.8 Desplazamiento δ_{r+1} a la mitad del entre-eje j , en la cimentación. Barra con apoyos continuos

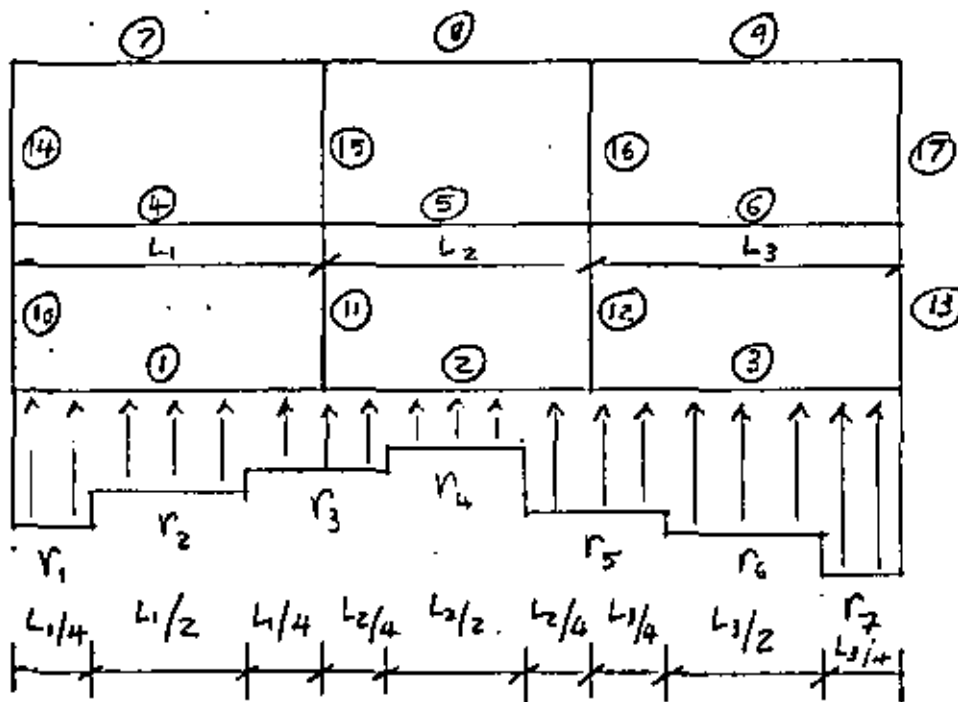


FIG. 3.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA Y REACCIONES DEL TERRENO

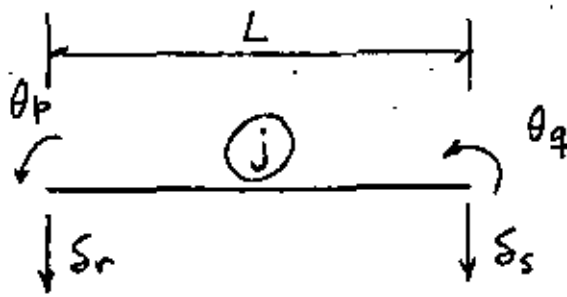


FIG. 3.2 Notación en una barra con apoyos continuos

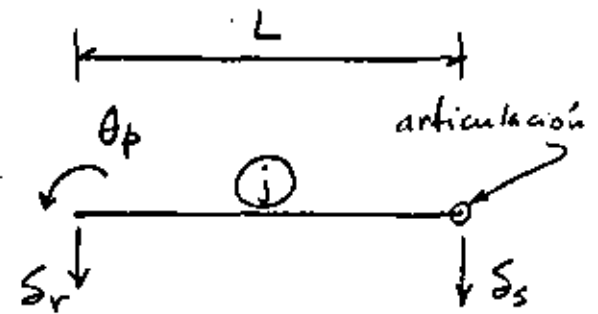


FIG. 3.5 Notación en una barra con un apoyo continuo (izquierda) y un apoyo articulado (derecha)

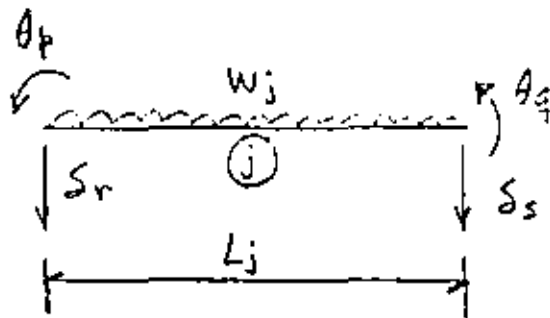


FIG. 3.3 Barra con carga uniforme w_j . Apoyos continuos

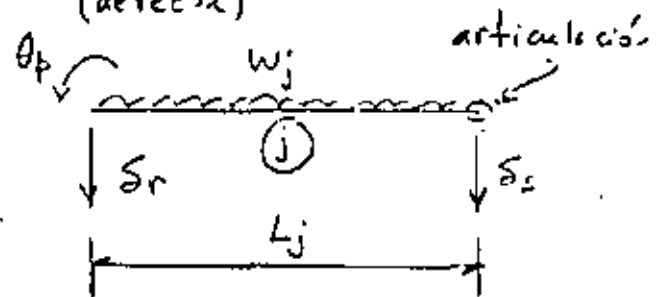


FIG. 3.6 Barra con carga uniforme w_j . Apoyo continuo a la izquierda y apoyo articulado a la derecha

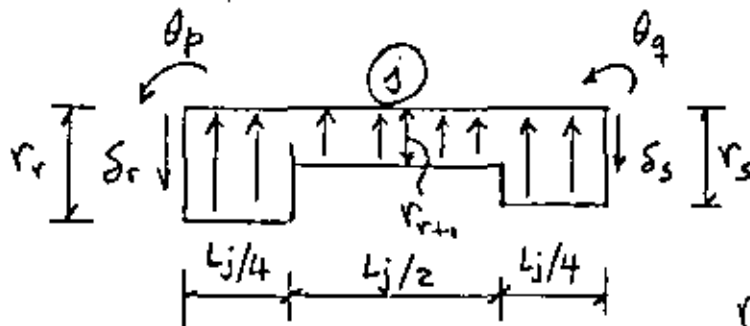


FIG. 3.4 Barra con cargas repartidas en la cimentación. Apoyos continuos.

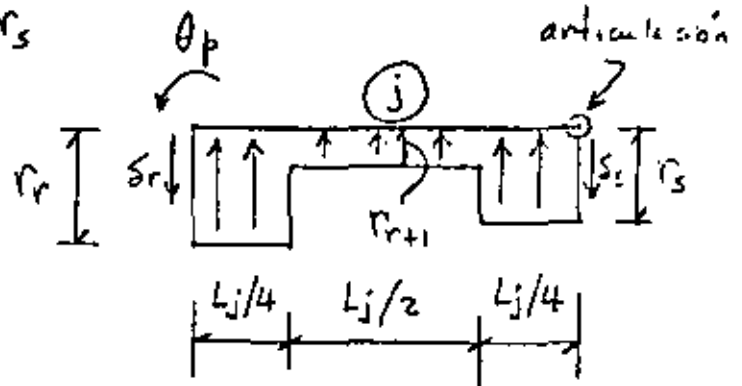


FIG. 3.7 Barra con cargas repartidas en la cimentación. Apoyo continuo a la izquierda y apoyo articulado a la derecha.

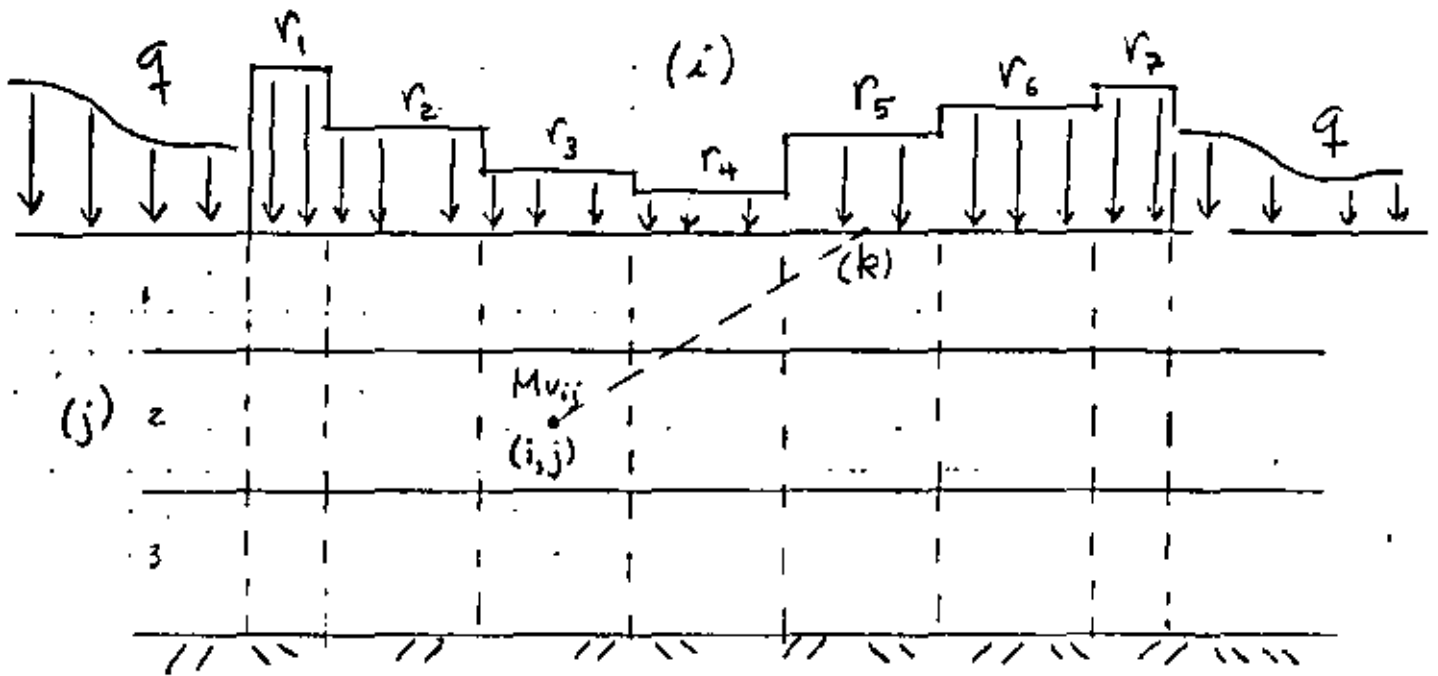


FIG. 3.9 Determinación de los asentamientos del suelo

3.5 Ejemplo

Con el objeto de ilustrar el procedimiento descrito en los casos 3.1 a 3.4, se presenta un ejemplo sencillo de aplicación.

Se pide determinar los diagramas de reacción y desplazamientos del terreno, para la estructura, estratigrafía y propiedades que se indican en la fig. 3.10.

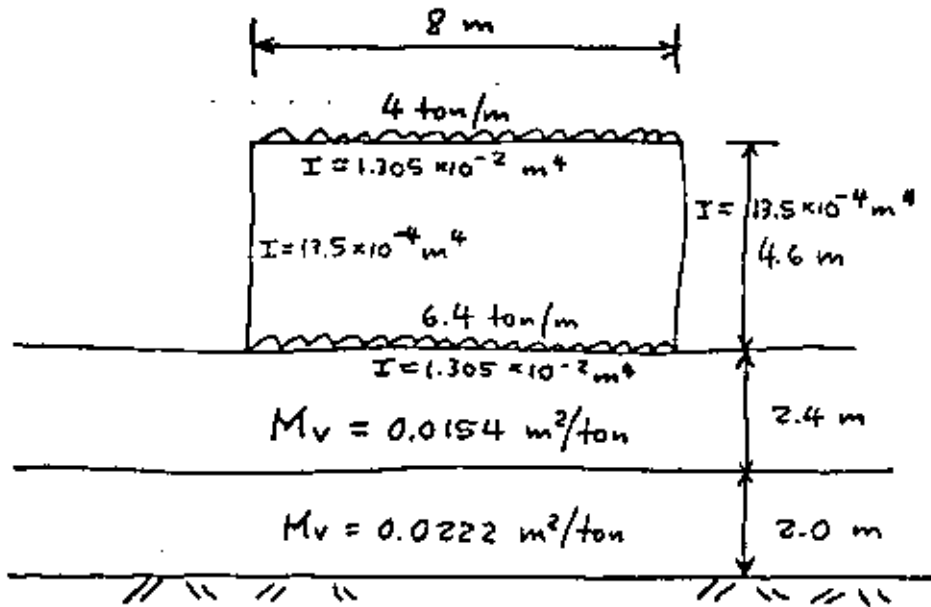


Fig. 3.10 Estructura, estratigrafía y propiedades. (Ejemplo).

Se trata de una estructura tipo anillo.

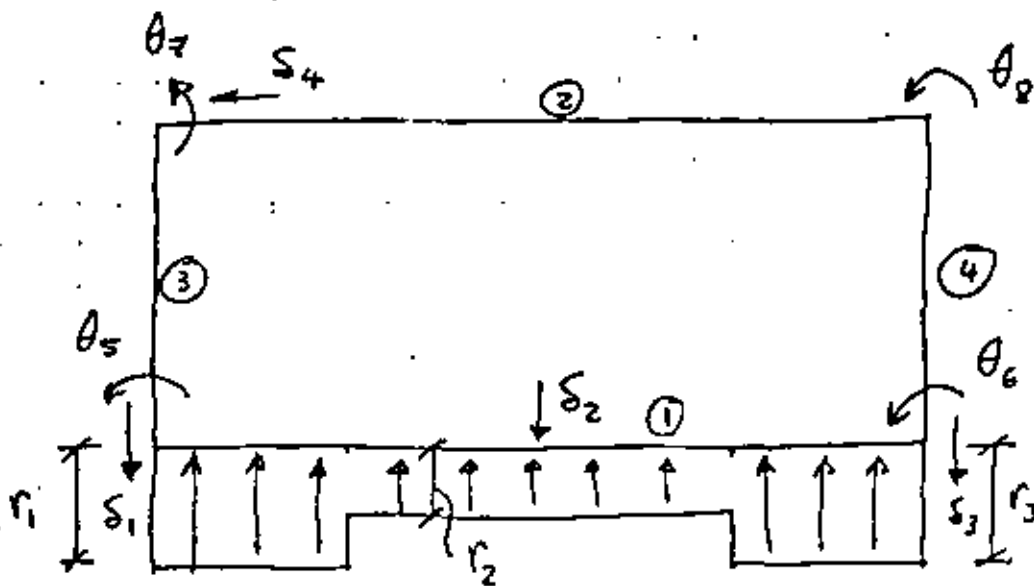
Ancho de la cimentación
8 m.

$E = 1.5811 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

Se llevará a cabo el análisis de interacción suelo-estructura en tres etapas: (a) Análisis estructural, (b) Análisis de asentamientos del suelo y (c) Compatibilidad de desplazamientos

a) Análisis estructural

El análisis estructural se inicia memorando las barras y los desplazamientos lineales S_i y angulares θ_i , con las correspondientes reacciones.



Los giros y desplazamientos que corresponden a cada barra son los siguientes:

Barra No.	θ_p	θ_f	δ_r	δ_s
1	θ_5	θ_6	δ_1	δ_3
2	θ_2	θ_8	δ_1	δ_3
3	θ_2	θ_5	δ_4	—
4	θ_8	θ_6	δ_4	—

Determinación de la matriz de rigideces de cada barra:

Barra 1, $E = 1.5811 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$; $I = 1.305 \times 10^{-2} \text{ m}^4$; $L = 8 \text{ m}$

Utilizando la ec. 3.1:

$$K_1 = \begin{bmatrix} 10316.67 & 5158.34 & -1934.38 & 1934.38 \\ 5158.34 & 10316.67 & -1934.38 & 1934.38 \\ -1934.38 & -1934.38 & 483.59 & -483.59 \\ 1934.38 & 1934.38 & -483.59 & 483.59 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_6 \\ \delta_1 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

Momentos de empotramiento:

Empleando las ecs. 3.2 y 3.3:

$$M_5^e = \frac{6.4 \times 8^2}{12} = 34.1333 \text{ ton.m} \quad M_6^e = -\frac{6.4 \times 8^2}{12} = -34.1333 \text{ ton.m}$$

Empleando las ecs. 3.6 y 3.7:

$$M_{5 \rightarrow P}^e = -\frac{67}{3072} \times 8^2 \times r_1 - \frac{11}{192} 8^2 r_2 - \frac{13}{3072} 8^2 r_3$$

$$M_5^e = -1.3958 r_1 - 3.6667 r_2 - 0.27083 r_3$$

$$M_6^e = -\frac{13}{3072} 8^2 r_1 + \frac{11}{192} 8^2 r_2 + \frac{67}{3072} 8^2 r_3$$

$$M_6^e = 0.27083 r_1 + 3.6667 r_2 + 1.3958 r_3$$

Constantes de empotramiento:

Empleando las ecs. 3.4 y 3.5:

$$V_1^e = \frac{6.4 \times 8}{2} = 25.6 \text{ ton}$$

$$V_3^e = \frac{6.4 \times 8}{2} = 25.6 \text{ ton}$$

Empleando las ecs. 3.8 y 3.9:

$$V_1^e = -\frac{121}{512} 8 r_1 - \frac{1}{4} 8 r_2 - \frac{7}{512} 8 r_3 = -1.8906 r_1 - 2 r_2 - 0.1094 r_3$$

$$V_3^e = -\frac{7}{512} 8 r_1 - \frac{1}{4} 8 r_2 - \frac{121}{512} 8 r_3 = -0.1094 r_1 - 2 r_2 - 1.8906 r_3$$

Barra 2, $E = 1.5881 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$, $I = 1.309 \times 10^{-2} \text{ m}^4$, $L = 8 \text{ m}$

Utilizando la ec. 3.1:

$$K_2 = \begin{bmatrix} \theta_7 & \theta_8 & S_1 & S_3 \\ 10316.67 & 5158.34 & -1934.38 & 1934.38 \\ 5158.34 & 10316.67 & -1934.38 & 1934.38 \\ -1934.38 & -1934.38 & 483.59 & -483.59 \\ 1934.38 & 1934.38 & -483.59 & 483.59 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_7 \\ \theta_8 \\ S_1 \\ S_3 \end{matrix}$$

Momentos de empotramiento:

Empleando las ecs. 3.2 y 3.3:

$$M_7^e = \frac{4 \times 8^2}{12} = 21.333 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad M_8^e = -\frac{4 \times 8^2}{12} = -21.333 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Constantes de empotramiento:

Empleando las ecs. 3.4 y 3.5:

$$V_1^e = \frac{4 \times 8}{2} = 16 \text{ ton} \quad V_3^e = \frac{4 \times 8}{2} = 16 \text{ ton}$$

Barra 3, $E = 1.5881 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$, $I = 13.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$, $L = 4.6 \text{ m}$

Utilizando la ec. 3.1:

$$K_3 = \begin{bmatrix} \theta_7 & \theta_5 & S_4 \\ 1856.07 & 928.04 & -605.24 \\ 928.04 & 1856.07 & -605.24 \\ -605.24 & -605.24 & 263.15 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_7 \\ \theta_5 \\ S_4 \end{matrix}$$

Barra 4

$$K_4 = \begin{bmatrix} & \theta_3 & \theta_6 & \delta_4 \\ \begin{bmatrix} 1856.07 & 928.04 & -605.24 \\ 928.04 & 1856.07 & -605.24 \\ -605.24 & -605.24 & 263.15 \end{bmatrix} & \theta_3 \\ & \theta_6 \\ & \delta_4 \end{bmatrix}$$

Matriz de rigideces de toda la estructura:

La matriz de rigideces de toda la estructura es la suma de las matrices de rigidez de cada una de las barras:

$$K = K_1 + K_2 + K_3 + K_4$$

La matriz de rigideces así obtenida se presenta en la siguiente página.

Sabemos que por simetría de la estructura:

$$\delta_3 = \delta_1, \quad \theta_6 = -\theta_5, \quad \theta_8 = -\theta_7$$

Tomando en cuenta estas igualdades y estableciendo el equilibrio de nudos y ejes de barras se obtienen las siguientes expresiones:

Desplazamiento δ_4 :

$$526.30 \delta_4 = 0 \quad \delta_4 = 0$$

Giro θ_5 :

$$12172.74 \theta_5 + 5158.34 (-\theta_5) + 928.04 \theta_7 - 1.6666 r_1 - 3.6667 r_2 = -34.133$$

$$7014.40 \theta_5 + 928.04 \theta_7 - 1.6666 r_1 - 3.6667 r_2 = -34.1333 \quad (1)$$

Desplazamiento δ_1 :

$$25.6 - 1.8906 r_1 - 2 r_2 - 0.1094 r_1 + 16 = 0$$

$$2 r_1 + 2 r_2 = 41.6; \quad r_1 + r_2 = 20.8 \quad (2)$$

$$K = \begin{bmatrix} 467.18 & -467.18 & 0 & -1934.38 & -1934.38 & -1934.38 & -1934.38 & \delta_1 \\ -467.18 & 467.18 & 0 & 1934.38 & 1934.38 & 1934.38 & 1934.38 & \delta_2 \\ 0 & 0 & 526.30 & -605.24 & -605.24 & -605.24 & -605.24 & \delta_3 \\ -1934.38 & 1934.38 & -605.24 & 12172.74 & 5158.34 & 928.04 & 0 & \theta_5 \\ -1934.38 & 1934.38 & -605.24 & 5158.34 & 12172.74 & 0 & 928.04 & \theta_6 \\ -1934.38 & 1934.38 & -605.24 & 928.04 & 0 & 12172.74 & 5158.34 & \theta_7 \\ -1934.38 & 1934.38 & -605.24 & 0 & 928.04 & 5158.34 & 12172.74 & \theta_8 \end{bmatrix}$$

Giro θ_7 : $928.04 \theta_5 + 7014.40 \theta_7 = -21.333 \quad (3)$

Utilizando la ec. 3.17:

Barra 1:

$$2579.2 \theta_5 - 2579.2 \theta_6 - 2579.2 \delta_1 - 2579.2 \delta_3 + 5158.3 \delta_2 + 0.25 r_1 + 0.25 r_3 + 2.1667 r_2 = 10.6667 - 17.06667$$

$$5158.4 \theta_5 - 5158.4 \delta_1 + 5158.3 \delta_2 + 0.50 r_1 + 2.1667 r_2 = 10.6667 - 17.06667 \quad (4)$$

Se tienen 4 ecuaciones con las siguientes incógnitas: $\delta_1, \delta_2, \theta_5, \theta_7, r_1$ y r_2 . A continuación obtendremos δ_1 y δ_2 en función de r_1 y r_2 .

b) Hundimientos del terreno

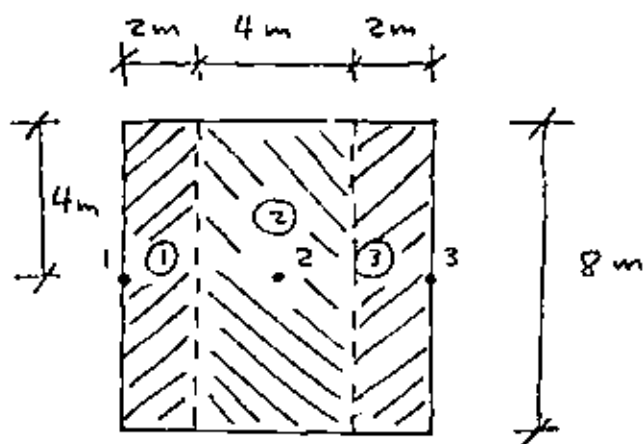
Hallaremos ahora S_1 y S_2 en función de r_1 y r_2 :

Los desplazamientos están dados por:

$$S_i = \sum_{j=1}^p M_{vij} H_j q_{ij} + \sum_{j=1}^p M_{vij} H_j \left(\sum_{k=1}^m I_{ijk} \frac{r_k}{b_k} \right) \quad (3.19)$$

Obtención de los valores de influencia I_{ijk}

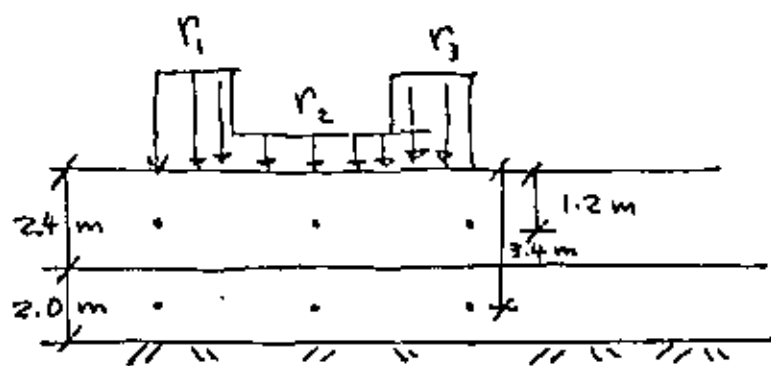
I_{ijk} = esfuerzo normal vertical en el punto ij , debido a una presión unitaria colocada en k .



Para hallar los valores de influencia se coloca una presión unitaria en el área ① y se obtienen los esfuerzos en los puntos del substracto.

Luego se coloca la presión unitaria en ② y se obtienen los esfuerzos, y así sucesivamente.

Los esfuerzos se pueden determinar con fórmulas de Boussinesq, con carta de Newmark, gráfica de Fadum, etc.



Presión unitaria en 1, $k=1$:

	i		
	1	2	3
1	0.4659	0.02793	0.000635
2	0.2812	0.1063	0.00920

Presión unitaria en z , $k=z$:

	i		
	1	2	3
1	0.02793	0.4318	0.02793
2	0.1362	0.5624	0.1362

De manera análoga se determinan los demás valores de influencia.

Obtención de los hundimientos del suelo:

Aplicando la ec. 3.19 con $q_{ij} = 0$:

$$S_i = \sum_{j=1}^p M_{V_{ij}} H_j \left(\sum_{k=1}^m I_{ijk} \frac{r_k}{b_k} \right)$$

Para $i=1$:

$$\begin{aligned} S_1 &= \sum_{j=1}^2 M_{V_{1j}} H_j \sum_{k=1}^3 I_{1jk} \frac{r_k}{b_k} \\ &= M_{V_{11}} H_1 \left(I_{111} \frac{r_1}{b_1} + I_{112} \frac{r_2}{b_2} + I_{113} \frac{r_3}{b_3} \right) + M_{V_{12}} H_2 \left(I_{121} \frac{r_1}{b_1} + I_{122} \frac{r_2}{b_2} + I_{123} \frac{r_3}{b_3} \right) \\ &= 0.0154 \times 2.4 \left(0.4659 \frac{r_1}{8} + 0.05587 \frac{r_2}{8} + 0.000635 \frac{r_3}{8} \right) \\ &\quad + 0.0222 \times 2 \left(0.2812 \frac{r_1}{8} + 0.2127 \frac{r_2}{8} + 0.0092 \frac{r_3}{8} \right) \end{aligned}$$

$$\therefore S_1 = 0.003713 r_1 + 0.001439 r_2 + 0.000054 r_3$$

~~$$S_1 = 0.0007192 r_1 + 0.007427 r_2 + 0.0007192 r_3$$~~

Análogamente:

$$S_2 = 0.0007192 r_1 + 0.007427 r_2 + 0.0007192 r_3$$

Pero $r_1 = r_3$ por simetría

$$S_1 = 0.003767 r_1 + 0.001439 r_2 \quad (6)$$

$$S_2 = 0.001439 r_1 + 0.007427 r_2 \quad (7)$$

c) Compatibilidad de desplazamientos

Sustituyendo las ecs. 6 y 7 en la ec. 4:

$$5158.4 \theta_5 - 5158.4 (0.003767 r_1 + 0.001439 r_2)$$

$$+ 5158.4 (0.001439 r_1 + 0.007427 r_2) + 0.5 r_1 + 2.1667 r_2 = 17.0667 \quad (4')$$

$$\therefore 5158.4 \theta_5 - 11.5125 r_1 + 33.0547 r_2 = 17.0667 \quad (4')$$

El sistema de ecuaciones de la matriz estructura-suelo queda de la siguiente forma:

$$7014.4 \theta_5 + 928.04 \theta_7 - 1.6666 r_1 - 3.6667 r_2 = -34.1333 \quad (1)$$

$$r_1 + r_2 = 20.8 \quad (2)$$

$$928.04 \theta_5 + 7014.4 \theta_7 = -21.333 \quad (3)$$

$$5158.4 \theta_5 - 11.5125 r_1 + 33.0547 r_2 = 17.0667 \quad (4')$$

Resolviendo este sistema de ecuaciones:

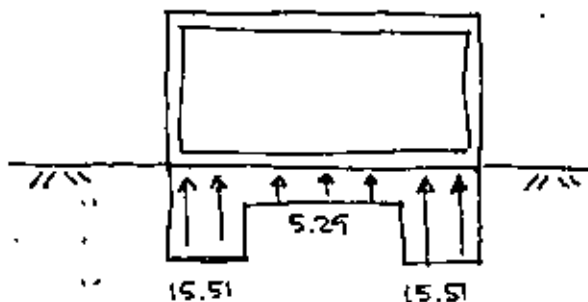
$$\theta_5 = 0.004043 \quad \theta_7 = -0.006618$$

$$r_1 = 15.512 \text{ ton/m} \quad r_2 = 5.288 \text{ ton/m}$$

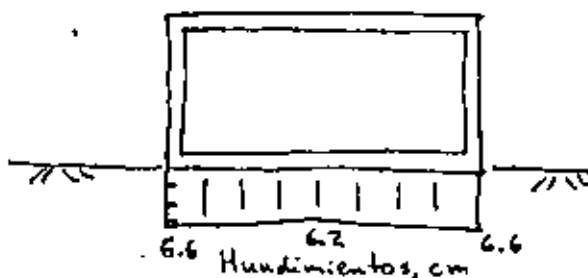
Sustituyendo estos valores en las ecs. 6 y 7:

$$S_1 = 0.0660 \text{ m}$$

$$S_2 = 0.0616 \text{ m}$$



Reacciones, ton/m



Hundimientos, cm

Puede observarse que aun cuando el hundimiento máximo resulta de 6.6 cm, el hundimiento diferencial es mucho menor: 0.44 cm (del orden de 1/2 cm). También el diagrama de reacción del terreno se aparta notablemente de una reacción uniforme, la cual es la que se emplea comúnmente al diseñar cimentaciones. Con este ejemplo sencillo se ve la importancia de tomar en cuenta la interacción suelo-estructura.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

- HIPOTESIS
- RESUMEN DE ESPECIFICACIONES RELATIVAS A ELEMENTOS DE CIMENTACION
- DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS
- REVISION DEL INCREMENTO DE CORTANTE POR EFECTO DEL MOMENTO
- LIMITES DE DEFORMACION EN CIMENTACIONES

MAYO DE 1983.

HIPÓTESIS

a) *La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es plana.* Esta hipótesis ha sido verificada mediante mediciones y es correcta, excepto para longitudes de medición muy pequeñas y en la rama descendente de la gráfica carga-deflexión (Sec. 5.2).

b) *El concreto no resiste esfuerzos de tensión longitudinales.* El despreciar la magnitud de estos esfuerzos no influye apreciablemente en las resistencias calculadas.

c) *El elemento alcanza su resistencia a una cierta deformación unitaria máxima útil del concreto, ϵ_{cu} .* En la Sec. 5.5 se justifica que, para un intervalo relativamente amplio del valor de la deformación unitaria en la fibra extrema en compresión, el momento flexionante permanece prácticamente constante. Esto indica la validez de esta hipótesis. Los reglamentos recomiendan valores de ϵ_{cu} que varían de 0.003 a 0.004.

d) *Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento.* En la Sec. 5.5 se estudia la influencia de esta distribución de esfuerzos en la resistencia. Los reglamentos de construcción presentan distribuciones simplistas, con las cuales se obtienen valores de la resistencia suficientemente aproximados. En la Sec. 5.3.2 se exponen las hipótesis de algunos reglamentos.

e) *No existen corrimientos relativos de consideración entre el acero y el concreto que lo rodea.* Para concreto reforzado con varillas corrugadas, la hipótesis es bastante realista. Es decir, se puede suponer que la deformación unitaria es la misma en el acero y en el concreto que se encuentra al mismo nivel (Sec. 5.2).

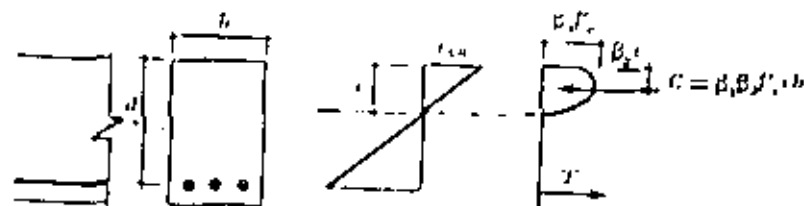


Figura 5.5 Distribuciones de deformaciones y esfuerzos en una sección sujeta a flexión

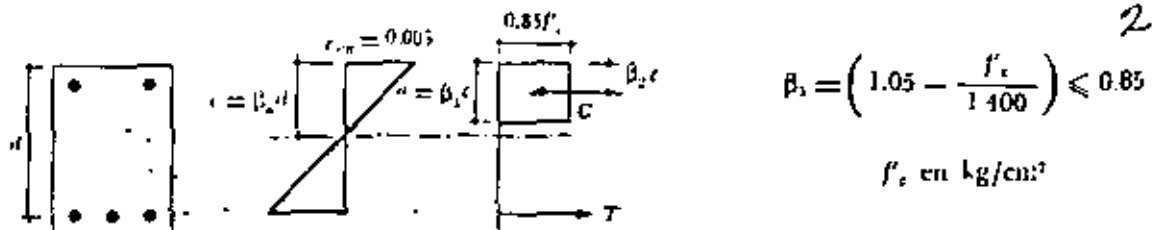


Figura 5.6 Hipótesis ACI-71 sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos en la zona de compresión

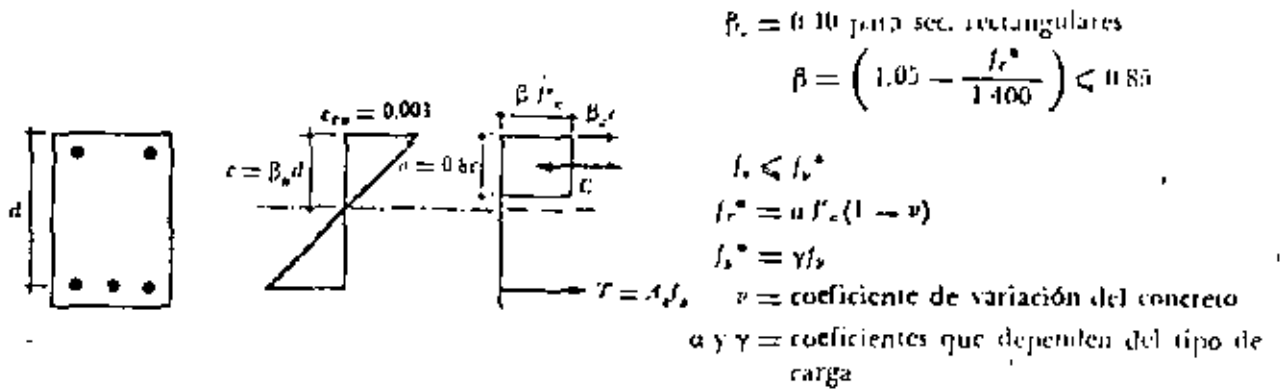
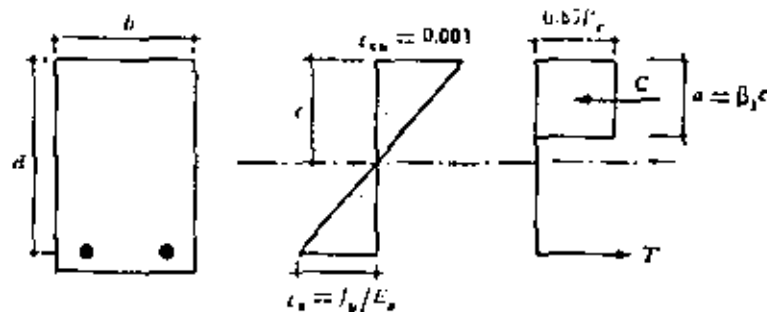


Figura 5.7 Hipótesis del Reglamento del Distrito Federal, sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos en la zona de compresión



Por triángulos semejantes:

$$c = d \left(\frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \right) = d \left(\frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{2 \times 10^4}} \right)$$

$$c = d \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

Por equilibrio:

$$T = C$$

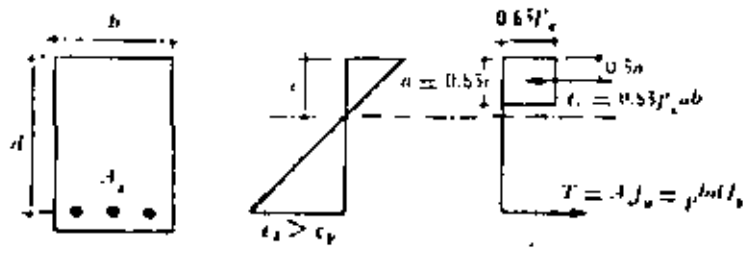
$$\rho_b b d f_y = b \beta_1 c 0.85 f'_c$$

Despejando y substituyendolo c:

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$\text{donde } \beta_1 = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400}\right) \leq 0.85 \quad (\text{Fig. 5.5})$$

Figura 5.12 Determinación de la relación balanceada, ρ_b , de secciones rectangulares simplemente armadas



Por equilibrio:

$$\begin{aligned}
 C &= T \\
 0.85 f'_c a b &= \rho b d f_v \\
 a &= \frac{\rho d f_v}{0.85 f'_c} \quad (i)
 \end{aligned}$$

Tomando momentos respecto al acero de tensión:

$$M_r = C \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 f'_c a b d \left(1 - \frac{a}{2d} \right)$$

Substituyendo a de la Ec. (i) y tomando en cuenta que $\omega = \frac{\rho f_v}{f'_c}$:

$$M_r = b d^2 f'_c \omega (1 - 0.50 \omega)$$

Figura 5.8 Momento resistente de elementos rectangulares con refuerzo de tensión únicamente, de acuerdo con el Reglamento ACT-71

CONCEPTO	REGLAMENTO ACI-77	REGLAMENTO D.F.-76
Separación del Refuerzo.	$\geq D, 2.5\text{cm} \text{ ó } 1.33$ (tamaño agregado) $\leq 3d \text{ ó } 45 \text{ cm.}$	$\geq D, 2.0\text{cm} \text{ ó } 1.5$ (tamaño agregado) $\leq 2.5 d \text{ ó } 50 \text{ cm.}$
Refuerzo por temperatura	$A_s = 0.002 \text{ bt para } F_y < 4200 \text{ Kg/cm}^2$ $A_s = 0.0018 \text{ bt para } F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ o para malla electrosoldada.	$A_s = \frac{450 X_r}{F_y (X_r + 100)}$
Recubrimiento	7.5 cm.	5 cm sin plantilla 3 cm con plantilla
Momento de diseño.	$M_r = \phi A_s F_y (d - \frac{\alpha}{2})$ $\alpha = A_s F_y / 0.85 f'_c b$	$M = F_r A_s F_y (d - \frac{\alpha}{2})$ $\alpha = A_s F_y / f'_c b$
Refuerzo máximo	$\rho = 0.75 \frac{0.85 k_1 f'_c}{F_y} \frac{6000}{6000 + F_y}$ $k_1 = 1.05 - f'_c / 1400 \quad \geq 0.85$	$\rho = \frac{f'_c}{F_y} \frac{4800}{F_y + 6000} = P_b(\text{sin sismo})$ $\rho = 0.75 P_b(\text{con sismo});$ $f''_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1250}) f'_c$ $f''_c \geq 0.85 f'_c$
Refuerzo mínimo	$\rho = \frac{14}{F_y}$ en zapatas de peralte variable, en caso contrario tomar el refuerzo por temperatura.	$\rho = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{F_y}$

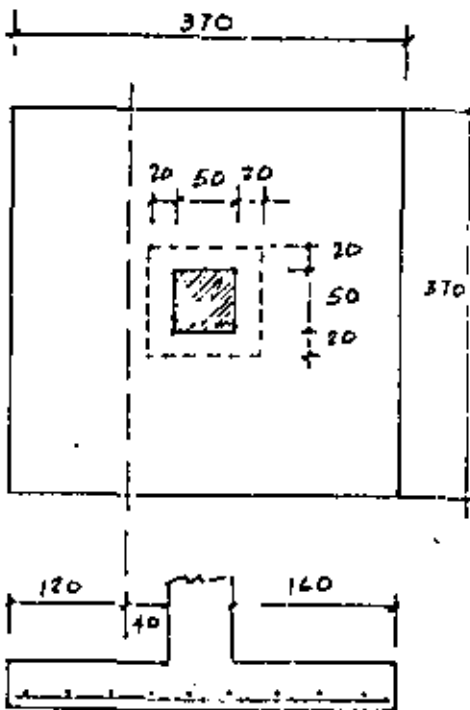
CONCEPTO	REGLAMENTO ACI-77	REGLAMENTO D.F.-76
Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = W^{1.5} \times 4270 \sqrt{f'c}$ $E_c = 15000 \sqrt{f'c} \text{ (peso normal)}$	$E = 10000 \sqrt{f'c} \text{ (peso normal)}$
Factores de reducción de resistencia	$\phi = 0.90 \text{ en flexión}$ $\phi = 0.85 \text{ en cortante}$ $\phi = 0.70 \text{ en aplastamiento}$	$Fr = 0.90 \text{ en flexión}$ $Fr = 0.80 \text{ en cortante}$ $Fr = 0.70 \text{ en aplastamiento}$
Factores de carga	$1.4 \text{ para carga muerta}$ $1.7 \text{ para carga viva}$	$1.4 \text{ para CM + C. V.}$ $1.1 \text{ para C.M. + C.V.+C.A.}$
Cortante como viga ancha	$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \text{ } b d$	$V_c = Fr \text{ } b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f'c}, \text{ si } p \leq 0.01$ $V_c = 0.5 Fr \text{ } b d \sqrt{f'c} \text{ si } p > 0.01$
Cortante de penetración	$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{B_c} \right) \sqrt{f'c} \text{ } b d$	$V_c = Fr \sqrt{f'c}$
Anclaje del refuerzo	<p>Ver tablas .</p>	$L_d = 0.06 \frac{A_s F_y}{f'c} \geq 0.006 d_b F_y$ <p style="text-align: right;">$\geq 30 \text{ cm}$</p>
Aplastamiento	$f_p = \phi (0.85 f'c)$	$f_p = 0.7 f'c$
Resistencia del concreto	$f'c$	$f'c = 0.8 f'c$

DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

Carga de servicio 120 Ton $\gamma_c = 1.5$ $f'_c = 200$ $w_t = 10 \text{ Ton/m}^2$
 $F_y = 4200$ Col = 50 x 50

Area necesaria = $\frac{120 \times 1.1}{10} = 13.2 \text{ m}^2$ $B = 3.63$

Se pondrá $B = 3.70$



Peralte necesario por cortante

$W_{real} = \frac{120}{3.70^2} = 8.76 \text{ Ton/m}^2$

$+ p. p. = \frac{1.08}{9.84} < 10 \text{ Ton/m}^2$

Suponiendo $d = 40$ $h = 45$

$b_o = 90 \times 4 = 360 \text{ cm}$

$V_c = \phi \sqrt{f'_c} \times b_o d = \sqrt{200} \times 360 \times 40 \times 0.85$
 $= 173\,000 \text{ Kg}$

$V_u = 1.5 (120 - 0.90^2 \times 8.76) = 169 \text{ Ton} < V_c$

Se acepta el peralte propuesto

Peso propio = $0.45 \times 2.4 = 1.08 \text{ Ton/m}^2$

Revisión como viga ancha

$V_u = (1.20 \times 3.70 \times 8.76) \times 1.5 = 58.3 \text{ Ton}$

$V_c = 0.85 \times 0.5 \sqrt{f'_c} b d = 0.85 \times 0.5 \sqrt{200} \times$
 370×40

Adherencia :

Se debe verificar que la longitud disponible para anclaje sea mayor que la long. de desarrollo de la varilla ϕ 1/2 bajo.

$$V_c = 88\,900 \text{ Kg} = 88.9 \text{ Ton} > V_u$$

Diseño por flexión

$$M_u = 1.5 \times (8.76 \times \frac{1.60^2}{2}) = 16.8 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

para una franja de 1.00 m

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1\,680\,000}{0.9 \times 100 \times 40^2} = 11.6$$

$$p = 0.0029$$

$$A_s = 0.0029 \times 100 \times 40 = 11.6 \text{ cm}^2$$

$$S_{1/2} = \frac{1.27 \times 100}{11.6} \approx 10 \text{ cm}$$

Supóngase ahora que para una condición de sismo, se presenta un momento en la base de la columna, de 50 Ton·m.

$$e = \frac{M}{P} = \frac{50}{120} = 0.42 \text{ m} \quad e/B = \frac{42}{370} = 0.12 < 1/6$$

La resultante cae dentro del núcleo central. Se puede emplear la gráfica auxiliar o bien aplicar la fórmula de la escuadra para calcular los esfuerzos.

$$f_{\max} = \frac{120}{3.70^2} + \frac{50 \times 6}{3.70^3} = 8.76 + 5.92 = 14.68 \text{ Ton/m}^2$$

$$+ p.p. = \frac{1.08}{15.76} = > 1.33 \times 10$$

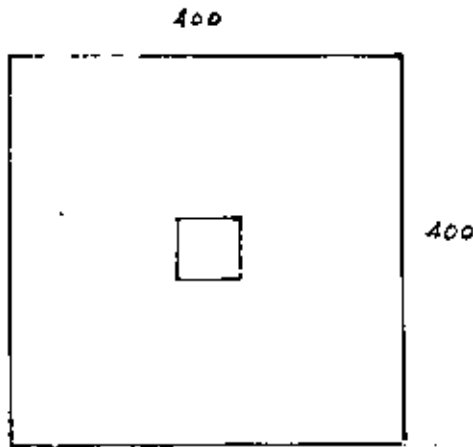
Se requiere aumentar el área de la zapata. Por ejemplo $B = 4.00 \text{ m}$

8

Se requiere aumentar el área de la zapata. Por ejemplo $B = 4.00 \text{ m}$

$$f_{\max.} = \frac{120}{4.0^2} + \frac{50 \times 6}{4.0^3} = 7.50 + 4.69 = 12.19 \text{ Ton/m}^2$$

$$+ \text{ p.p. } \frac{1.08}{13.27} = < 1.33 \times 10$$



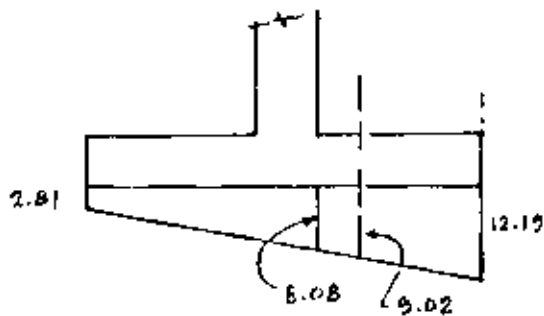
Se acepta esta área

$$f_{\min.} = 7.50 - 4.69 = 2.81$$

Para esta condición el factor de carga es menor = 1.15

$$V_u = 1.15 \times \left(\frac{9.02 + 12.19}{2} \right) \times 1.35 \times 4.00 = 65.8 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.85 \times 0.5 \sqrt{200} \times 400 \times 40 = 96 \text{ Ton} > V_u$$



$$M_u = 1.15 \times \left(\frac{8.02 + 12.19}{2} \right) \times 1.75 \times 0.95 = 19.4 \text{ Ton-m}$$

REVISION DEL INCREMENTO DE CORTANTE POR EFECTO DEL MOMENTO

$$\frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{1}} = 0.60 \quad (\text{Fracción de } M \text{ tomado por Flexión}).$$

$C_1 = C_2 = 50$ $\alpha = 1 - 0.60 = 0.40$ (Fracción de M que hace variar el cortante).
 $d = 40$

$H = 50 \text{ Ton/m}$ $\alpha M = 20 \text{ Ton-m}$

$C_{AB} = 0.45 \text{ m}$ (distancia del eje al borde de la sección crítica)

$$J_c = \frac{0.40 \times 0.90^3}{6} + \frac{0.90 \times 0.40^3}{6} + \frac{0.40 \times 0.90^3}{2} \quad (\text{Momento polar de inercia})$$

$$= 0.0486 + 0.0096 + 0.1458 = 0.204 \text{ m}^4$$

$$\alpha \frac{M C_{AB}}{J_c} = \frac{2\,000\,000 \times 45}{20\,400\,000} = 4.4 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Incremento de cortante})$$

$$\tau_{AB} = 1.15 \left(\frac{120\,000}{360 \times 40} + 4.4 \right) = 14.6 \text{ Kg/cm}^2 > 0.85 \sqrt{f'_c} = 12.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Se aumentará el peralte $d = 45$ $h = 50$. El incremento de peso no es significativo y puede conservarse la misma área de la zapata

$\alpha = 0.40$ $\alpha M = 20 \text{ Ton-m}$

$$C_{AB} = 0.475$$

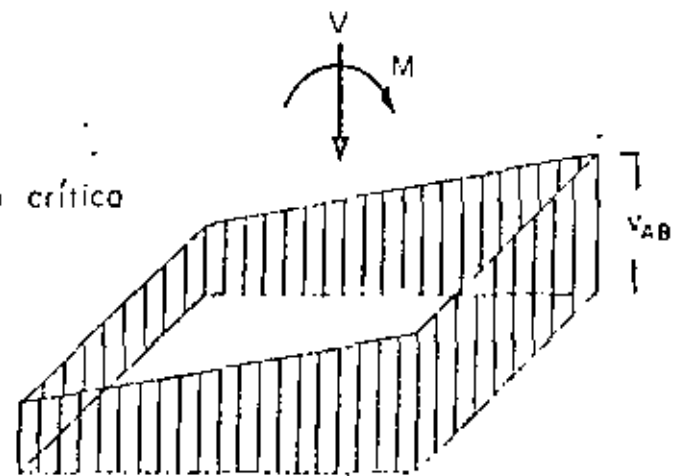
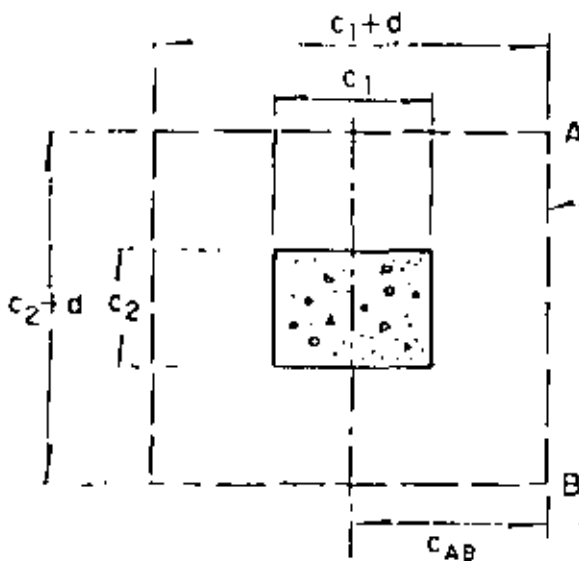
$$J_c = \frac{0.45 \times 0.90^3}{6} + \frac{0.90 \times 0.45^3}{6} + \frac{0.45 \times 0.90^3}{2} = 0.232 \text{ m}^4$$

$$\frac{\alpha M C_{AB}}{J_c} = \frac{2\,000\,000 \times 45}{23\,200\,000} = 3.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{AB} = 1.15 \left(\frac{120\,000}{380 \times 45} + 3.9 \right) = 12.4 \text{ Kg/cm}^2 \doteq 12.1 \text{ Se acepta}$$

$$\text{Diseño por flexión: } \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1\,940\,000}{0.9 \times 100 \times 45^2} = 10.6 \quad p = 0.0028$$

$$A_s = 12.6 \text{ cm}^2 \quad \# 5 \text{ a } 15 \text{ cm}$$



Esfuerzos cortantes verticales

$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M c_{AB}}{J_c}$$

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Cálculo del esfuerzo cortante máximo para una columna interior:

LIMITES DE DEFORMACION EN CIMENTACIONES.

//

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)

<u>Concepto</u>	<u>Límite</u>
Valor medio en el predio	30 cm
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana

b) Inclinación media

<u>Tipo de daño</u>	<u>Límite</u>	<u>Observaciones</u>
Inclinación visible	$100/(100 + 3h)$ por ciento	h = altura de la construcción, en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal

c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas

<u>Tipo de estructura o elemento</u>	<u>Variable que se limita</u>	<u>Límite</u>
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de la drillo recocido o blo que de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentran desligados de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambio de pendiente en las juntas	0.015

* Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 266 del Reglamento.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

DISEÑO ESTRUCTURAL

ING. Antonio Sánchez Hernández.

MAYO DE 1983.

CAPITULO: DISEÑO ESTRUCTURAL

Desde el punto de vista estructural, la cimentación es la parte de la estructura, generalmente localizada bajo la superficie del suelo, que transmite las cargas a éste. Siendo los suelos, en general, más deformables que los materiales que constituyen la estructura, el objetivo fundamental de la cimentación es distribuir las cargas en forma tal, que los hundimientos, tanto generales como diferenciales, se mantengan dentro de límites razonables que eviten daños, tanto en la propia estructura, como en las construcciones e instalaciones que la rodean. Adicionalmente se pretende evitar una falla por cortante en el suelo.

Cuando los mantos superficiales no tienen la resistencia suficiente, se recurre a una cimentación profunda, empleando generalmente pilotes que lleven las cargas a estratos adecuados.

En suelos altamente compresibles, como el de la Ciudad de México, se emplean cimentaciones compensadas.

En este tipo de cimentación, se extrae una parte de suelo, cuyo peso equivale al de la construcción que se pretende cimentar.

La cimentación en este caso, consiste en un cajón formado generalmente por una retícula de traveses y dos losas.

El elemento más sencillo de cimentación es la zapata, que consiste en una ampliación de la base de las columnas o muros, construída de concreto o mampostería.

De acuerdo con su forma, las zapatas pueden ser:

- 1.- Aisladas
 - Cuadradas
 - Rectangulares
 - Circulares.
- { Planas
{ Alabeadas

- 2.- Corridas. (Ligando dos ó más columnas ó para cimentar un muro).

En la figura (1) se muestran los tipos más comunes de zapatas.

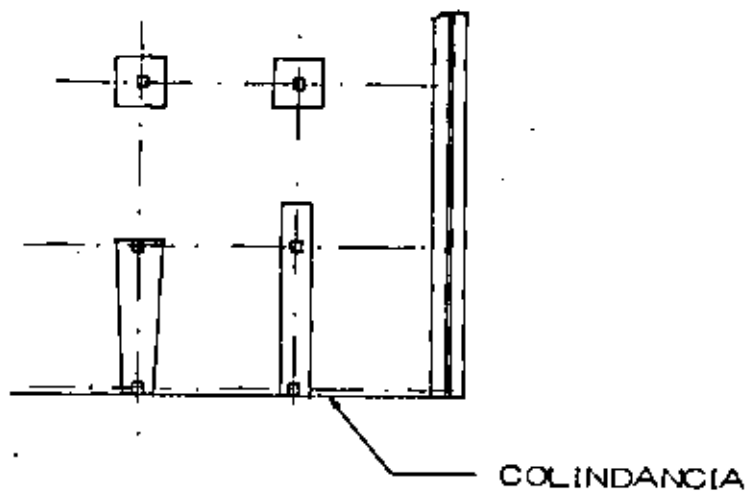


FIGURA (1)

DISEÑO DE ZAPATAS DE CONCRETO REFORZADO

El diseño de todos los elementos de concreto se basará en el Reglamento A.C.I. 318 - 71).

Se estudiará en primer lugar una zapata corrida que recibe un muro.
(Ver figura 2).

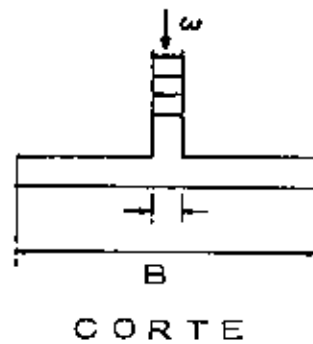
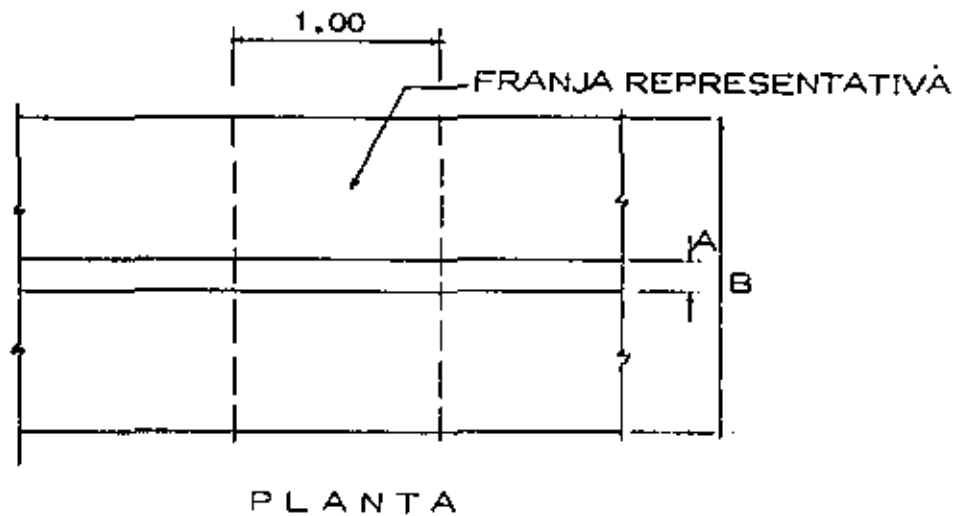


FIGURA (2)

Para el diseño de la zapata se deben tomar en cuenta los factores siguientes:

- 1) Carga por transmitir al suelo (w)
- 2) Capacidad del suelo (R_T) dato obtenido de la mecánica de suelos).
- 3) Calidad de los materiales

Una vez determinado el ancho de la zapata, en función de los puntos 1 y 2, es necesario considerarla como una losa en doble voladizo, sometida a flexión y cortante. Adicionalmente deben satisfacerse los requisitos de adherencia en las varillas de refuerzo. Por lo general, el estudio se hace para una franja unitaria.

Para ilustrar el caso supónganse los siguientes datos:

$$w = 7.5 \text{ T/M}$$

$$R_T = 4.5 \text{ T/M}^2$$

$$\text{Concreto } f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Acero } F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Factor de carga; } 1.5$$

:

Para obtener el ancho de la zapata es necesario suponer un peso aproximado para ella. Se puede considerar un 5 a un 10% de la carga externa.

$$B = \frac{w}{R_T} = \frac{1.1 \times 7.5}{4.5} = 1.83$$

Se pondrá $B = 2.00 \text{ M}$

$$\text{Esfuerzo real en el suelo } f = \frac{7.5}{2} = 3.75 \text{ T/M}^2$$

+ peso propio zapata (por verificar)

Peralte necesario por cortante.

El esfuerzo cortante, está dado por $V = \frac{Vu}{\phi b d} \leq 0.5 \sqrt{f'c} =$
 $= 0.5 \times \sqrt{200} = 7.3 \text{ Kg/cm}^2$ y la sección crítica se localiza a un peralte de la cara del muro.

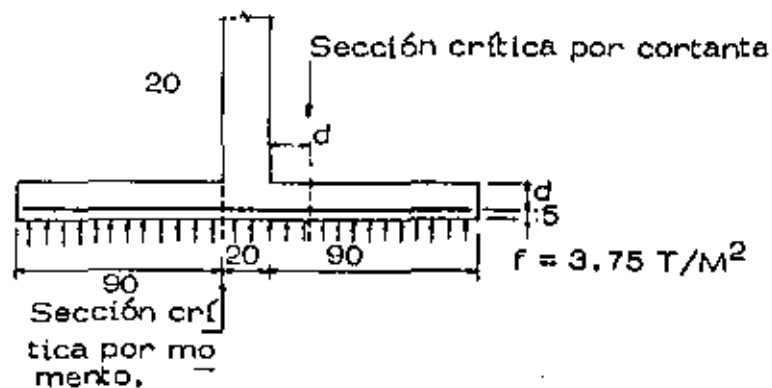


FIGURA (2 a)

El problema se resuelve por tanteos. Suponiendo $d = 10 \text{ cm}$,

$$Vu = 1.5 \times 3.75 (90 - .10) = 4.5 \text{ ton.}$$

$$d = \frac{Vu}{bV} = \frac{4500}{100 \times 0.85 \times 7.3} = 7.5 \text{ cm} < 10$$

Se dejarán los 10 cm supuestos. Peso propio 0.36 T/M^2

Esfuerzo en el suelo: $3.75 + 0.36 = 4.11 < 4.5 \text{ T/M}^2$. Se acepta.

Diseño por flexión.

La sección crítica por momento se localiza en el paño del muro.

$$M_u = 1.5 \times 3.75 \times \frac{0.90^2}{2} = 2.28 \text{ TM}$$

Para obtener el refuerzo necesario por flexión, se emplearán unas tablas que relacionan el parámetro $\frac{M_u}{\phi b d^2}$, con el porcentaje de refuerzo

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

Estas tablas que se ilustran en el apéndice (A), están obtenidas a partir de las hipótesis del A.C.I., para piezas sometidas a flexión con refuerzo de tensión y constituyen ayudas de diseño.

En este caso:

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{2.28 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 10^2} = 25.3 \quad \rho = 0.00656$$
$$A_s = 0.00656 \times 100 \times 10 = 6.56 \text{ cm}^2$$

se usarán varillas N° 3 @ 10

Adicionalmente a las varillas de flexión, se requiere acero de temperatura cuya área está dada por:

$$A_{ST} = 0.0018 bt = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Se usará varillas N° 3 @ 26

Para satisfacer los requisitos de adherencia en una zapata, basta con que la varilla esté anclada, a partir de la sección crítica por flexión, una cantidad igual o mayor que la longitud de desarrollo.

En el mismo plan de ayudas de diseño se incluyen en el apéndice A, tablas que proporcionan las longitudes de desarrollo para todos los diámetros de varilla y diferentes calidades de concreto y acero.

En este caso, la varilla del N° 3 del lecho inferior, con las calidades de materiales especificadas, requiere una longitud de desarrollo de 22.7 cm, valor menor que el disponible. Por lo tanto se satisfacen los requisitos de adherencia.

ZAPATAS AISLADAS

El diseño es similar al de las zapatas corridas, solo que en este caso, el trabajo por flexión es en dos direcciones y la falla por cortante tiene dos posibilidades. La primera consiste en una falla por penetración de la columna en la zapata y la segunda es una falla por tensión diagonal similar a la de una losa. Se ilustran a continuación las secciones críticas por flexión y cortante.

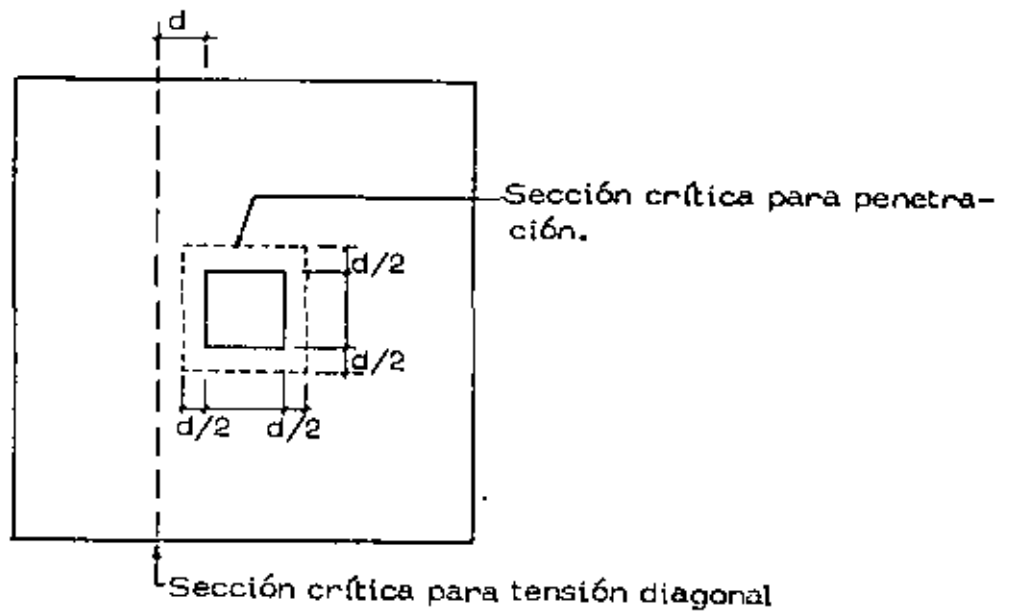
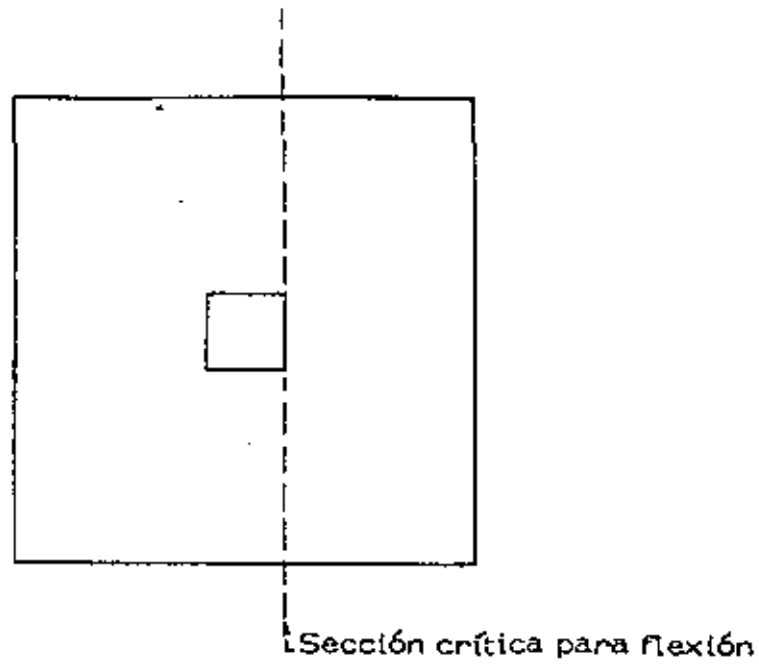


FIGURA (3)

Generalmente se supone que la reacción del suelo se distribuye uniformemente en toda el área de la zapata, si es que sólo existe carga axial en la columna y en caso de existir carga axial y momento, la reacción se considerará distribuida linealmente.

Para ilustrar el caso, se tomará uno de los dos problemas que se han estudiado a lo largo del curso, o sea el problema del conjunto habitacional, que por razones de expansividad de la arcilla sobre las que se apoyan las casas, requiere un sistema de cimentación a base de zapatas aisladas localizadas en puntos estratégicos.

Se diseñará pues, una de las zapatas, que en este caso están sometidas a carga axial pura.

Datos del problema

Descarga $P = 4.6$ ton

Capacidad del suelo: 10 ton/m^2 . En este caso, este valor es el que se considera adecuado para anular las expansiones del suelo.

Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$. Acero $F_y = 3000 \text{ Kg/cm}^2$ Factor de carga 1.5

Para tomar en cuenta el peso propio de la zapata se incrementará P en un 10%, es decir se considerará una carga de 5.0 ton.

$$\text{Area necesaria} = \frac{5.0}{10.0} = 0.5 \text{ m}^2$$

Con una zapata cuadrada, $B = 0.70 \text{ m}$

$$\text{Esfuerzo real en el suelo: } f = \frac{4.6}{0.7^2} = 9.4 \text{ ton/m}^2$$

+ peso propio cimentación

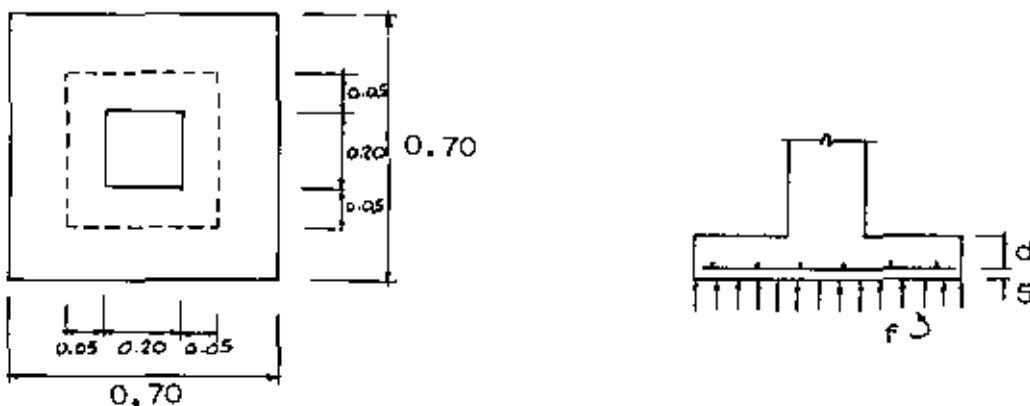


FIGURA (4)

El peralte, en general queda gobernado por cortante de penetración y para su obtención se proceda por tanteos .

Suponiendo $d = 10$ cm

$v = \frac{V_u}{\phi b_0 d} < f'c$ esfuerzo admisible para este tipo de falla.

$V_u = 1.5 \times 9.4 (0.7^2 - 0.3^2) = 5.6$ ton, cortante último, igual a la carga total alrededor de la sección crítica, multiplicada por el factor de carga .

$$\phi = 0.85$$

$b_0 = 4 \times 0.30 = 1.20$ m, perímetro de la sección crítica,

$$v = \frac{5600}{0.85 \times 120 \times 10} = 5.4 \text{ Kg/cm}^2 < \sqrt{150} = 12.2 \text{ Kg/cm}^2, \text{ aceptable.}$$

Se revisará ahora por cortante como viga ancha,

$$v = \frac{V_u}{\phi b d} \leq 0.5 \sqrt{f'c} = 6.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u = 1.5 \times 9.4 (0.35 - 0.20) \times 0.70 = 1.5 \text{ ton}$$

$$b = 0.70$$

$$v = \frac{1500}{0.85 \times 70 \times 10} = 2.5 \text{ Kg/cm}^2 < 6.1 \text{ aceptable.}$$

No conviene, por razones constructivas reducir el peralte, aún cuando estructuralmente es factible.

Diseño del refuerzo por flexión

$$M_u = 1.5 \times 9.4 \times \frac{(0.35 - 0.10)^2}{2} \times 0.7 = 0.31 \text{ TM}$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{31000}{0.90 \times 70 \times 10^2} = 5$$

Empleando las tablas del apéndice (A), se obtiene:

$P = 0.0017$. Se pondrá el mínimo $= 0.0020$ para el tipo de acero especificado.

$$A_s = 0.0020 \times 70 \times 10 = 1.4 \text{ cm}^2$$

ϕ 3/8 c 35 en las dos direcciones.

La adherencia se revisa en la misma forma que en el ejemplo anterior, es decir verificando que las varillas estén ancladas una longitud mayor que la de desarrollo, que en este caso es de 17 cm, "más allá" de la sección crítica por momento, valor menor que el disponible.

ZAPATAS CON CARGA AXIAL Y MOMENTO

Se estudiará el caso más general, que corresponde al caso de zapatas para columnas con carga axial y flexión en dos direcciones.

De acuerdo con la hipótesis de distribución lineal de la reacción del suelo, se pueden tener dos casos:

a) La resultante de la carga y los momentos cae dentro del núcleo central del área de la zapata. En este caso es aplicable la fórmula de la es-- cuadrada para el cálculo de esfuerzos sobre el suelo.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} x \pm \frac{M_y}{I_y} y, \text{ donde:}$$

f = esfuerzo sobre el suelo en un punto dado

P = carga sobre la columna

A = área de la zapata

M_x, M_y = momentos de flexión alrededor de dos ejes ortogonales (X, Y)

I_x, I_y = momento de inercia del área de la zapata alrededor de los ejes X, Y.

x, y = coordenadas del punto escogido

La ecuación anterior es válida cuando se cumple una de las siguientes condiciones:

- 1) La zapata es simétrica con respecto a los ejes X, Y.
- 2) La zapata es simétrica con respecto al eje X, y la excentricidad $e_y = \frac{M_x}{P} = 0$
- 3) La zapata es simétrica con respecto al eje Y, y la excentricidad $e_x = \frac{M_y}{P} = 0$

Para una zapata rectangular de dimensiones L x B, la ecuación citada equivale a la siguiente:

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm 6 \frac{e_L}{L} \pm 6 \frac{e_B}{B} \right)$$

donde e_L y e_B son las excentricidades paralelas a los lados L y B respectivamente. (Fig. 5)

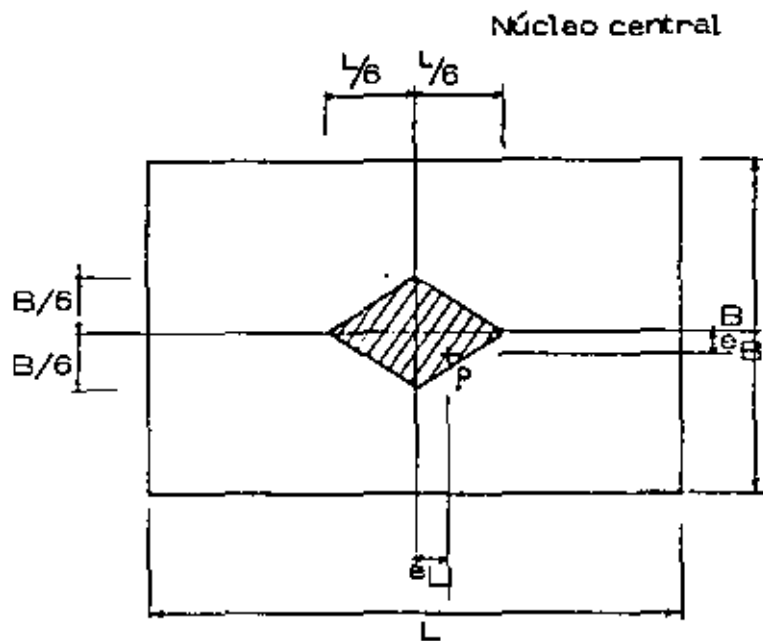


FIGURA (5)

- b) Cuando las excentricidades e_L y e_B son tales que la carga P se sale del núcleo central, la ecuación anterior proporciona un valor negativo de f , que indica aparición de tensiones, entre el suelo y la zapata. - Esto no es posible y se requiere aplicar otro procedimiento que tome en cuenta condiciones de equilibrio entre la carga P y la reacción del suelo.

Tal procedimiento es sumamente laborioso, desde el punto de vista numérico y en general se recurre a la ayuda de gráficas o tablas aplicables a zapatas cuadradas o circulares.

En el apéndice (A) se incluye una gráfica tomada de la referencia bibliográfica (1).

En cualquiera de los dos casos, el problema se tiene que resolver por tanteos, es decir, para una condición de P , M_x , M_y , se debe suponer un área para la zapata, con la que se calculará el esfuerzo máximo y se comparará con el permisible, ajustándose las dimensiones hasta lograr una concordancia aceptable entre ellos.

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata en planta, el penalte estará condicionado por los requisitos de cortante, en forma similar al caso de zapatas sin momento.

Por último, se proporcionará el refuerzo necesario para resistir la flexión que provoca la reacción del suelo, representada por un volumen de esfuerzos de forma geométrica especial.

ZAPATAS CORRIDAS PARA DOS O MAS COLUMNAS

Este tipo de zapatas se emplea cuando se pretende un trabajo de conjunto en la cimentación, ya sea para reducir los asentamientos diferenciales, o bien para ligar una columna de linderó con un interior y evitar así la solución con zapata excéntrica. En la figura N° 1 se muestra una zapata de este tipo.

A fin de aumentar la rigidez de estas zapatas, se acostumbra colocar una trabe que una las columnas y que desarrolle por flexión, el trabajo en la dirección longitudinal. En la dirección transversal, el trabajo es similar al de una losa en doble voladizo.

Uno de los aspectos fundamentales para el correcto funcionamiento de una zapata corrida, consistente en lograr coincidencia entre la resultante de las cargas de las columnas y el centroide geométrico del área de la zapata, especialmente cuando el suelo es compresible, ya que en esta forma, los posibles asentamientos serán uniformes.

Para lograr lo anterior, se recurre a alguna de las soluciones siguientes:

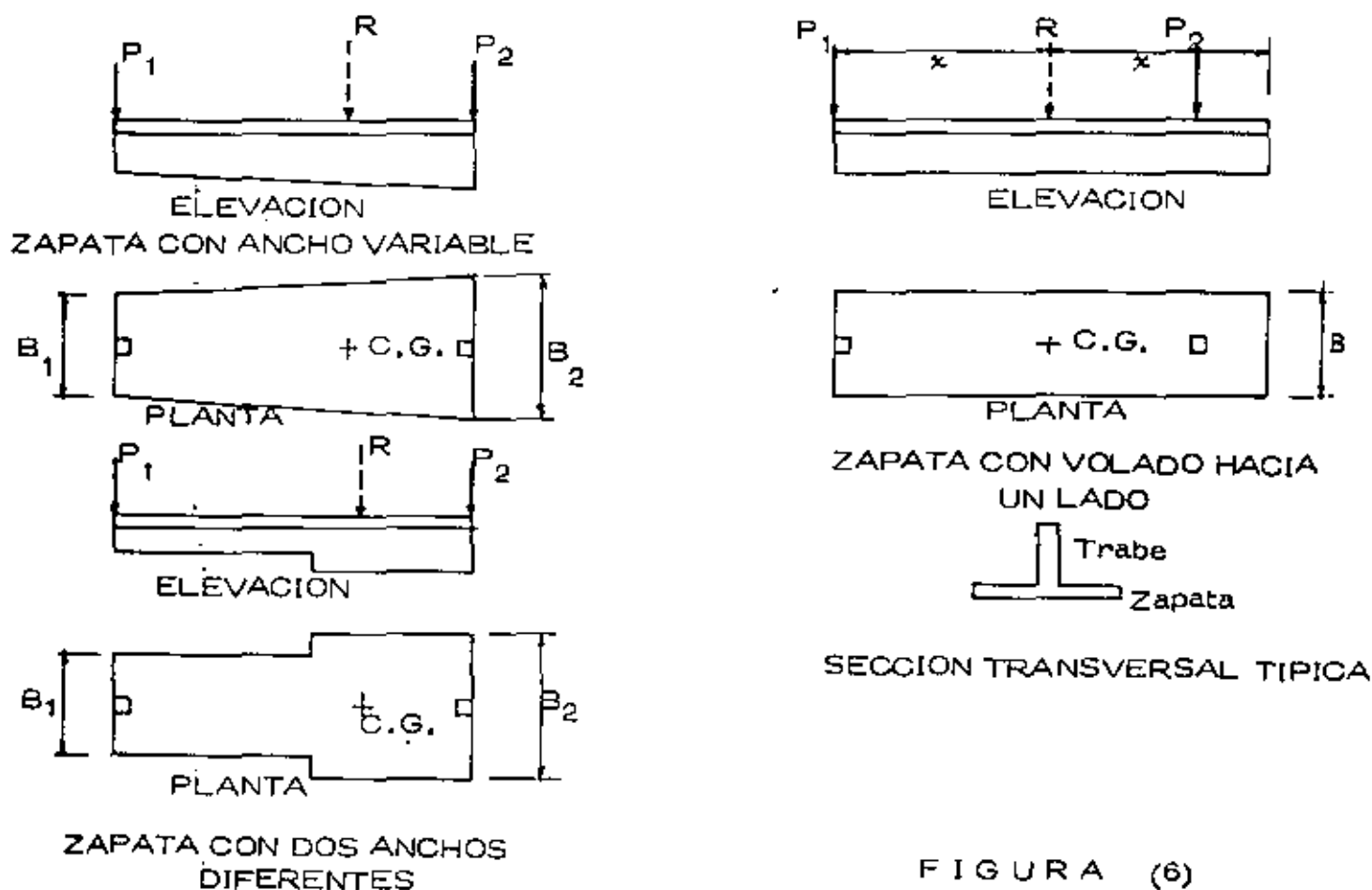


FIGURA (6)

Una vez centrada la resultante, se tiene un sistema isostático, en el que fácilmente se pueden calcular los momentos y cortantes para el diseño de la trabe.

La zapata se analizará como losa en voladizo sometida a la reacción del suelo.

Para el diseño, tanto de la losa como de la trabe, se emplea el criterio que se ilustrará en el ejemplo numérico correspondiente a una losa corrida.

LOSAS Y CAJONES DE CIMENTACION

Cuando en una estructura, la magnitud de las cargas sobre la cimentación requiere más del 50% del área total disponible, es conveniente emplear una losa corrida. Esto obviamente ocurrirá en suelos de baja capacidad de carga.

La solución estructural consiste en un sistema de losa, generalmente rigidizado por una redícula de trabes colocadas por encima o por debajo de la losa. Eventualmente se emplea una losa plana sin trabes, con lo que se consigue reducir el volumen de excavación, o cambio de perder rigidez y propiciar con ello mayores deformaciones, especialmente en terreno blando.

Cuando el suelo es excesivamente compresible, como la arcilla de la Ciudad de México, generalmente se recurre a una cimentación - compensada (parcial ó totalmente), empleándose para tal fin un cajón formado por dos losas y una retícula de trabes.

Ocasionalmente la losa inferior se substituye por una serie de cascarones cilíndricos, obteniéndose cierto ahorro de concreto y refuerzo, a cambio de requerirse una construcción más cuidadosa. En este caso - las trabes transversales hacen las veces de tímpanos.

En la figura (7) se muestran los tipos de cimentación - descritas.

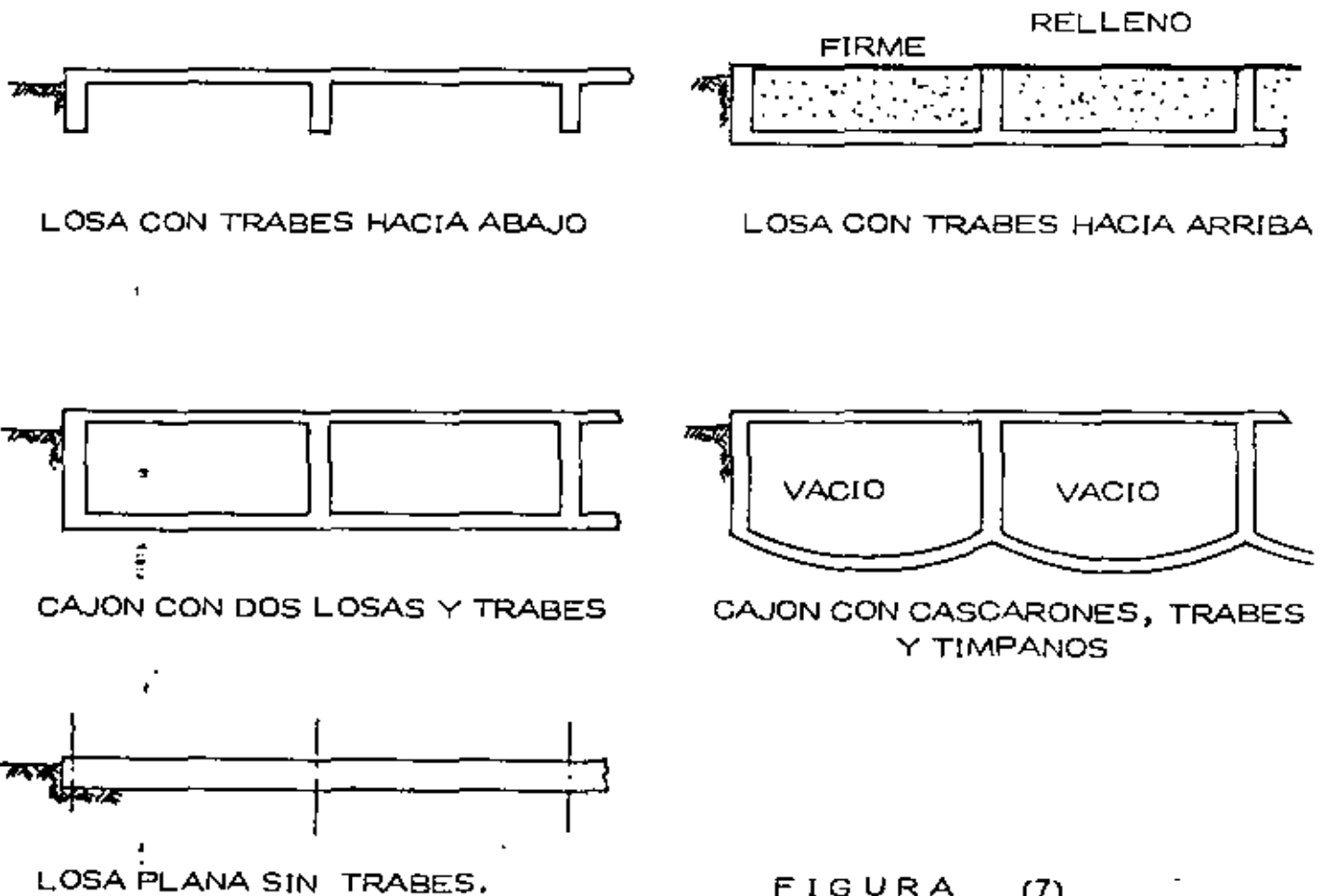


FIGURA (7)

Para el análisis de este tipo de cimentaciones, se considera que se trata de un sistema aislado de la superestructura y sometido a las cargas que ésta le transmite a través de las columnas y a la reacción del suelo. Adicionalmente debe considerarse el peso propio de la cimentación, en forma de una carga uniformemente distribuída en el área de contacto.

En estas condiciones puede suponerse que la losa recibe la reacción del suelo y la transmite a las trabes y éstas a su vez, transmiten a las columnas en forma de fuerzas cortantes, un conjunto de fuerzas que equilibran las cargas existentes en cada una de las columnas.

Ahora bien, uno de los aspectos más importantes del problema consiste en la interacción que existe en el conjunto cimentación-suelo, la que representa la principal dificultad analítica del mismo, pues la reacción del suelo, su distribución, depende tanto de las características del elemento cimentación como de las del suelo.

Para entender este concepto, supóngase una losa de cimentación apoyada sobre un suelo de determinado grado de compresibilidad.

Como una primera aproximación, considérese una reacción del suelo, uniforme. El análisis de la losa bajo esta consideración, proporciona una determinada condición de flexión y consecuentemente una configuración deformada. Pero las deformaciones en cada punto de la losa, están limitadas por las características del suelo, ya que si éste se deforma más que la losa, el trabajo de ésta, tiene que modificarse para lograr esa compatibilidad.

Esto se puede hacer por aproximaciones sucesivas, aunque el procedimiento es lento y excesivamente complicado, desde el punto de vista numérico. Por tal motivo, se han ideado métodos aproximados para estimar los elementos mecánicos que permiten obtener diseños con un adecuado funcionamiento y un razonable factor de seguridad. Algunos de estos métodos se describen a continuación.

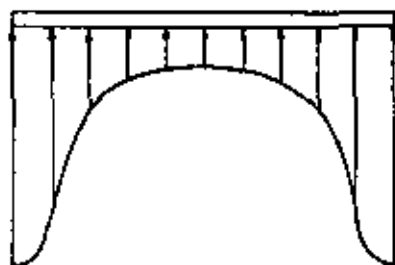
- 1) Análisis de la cimentación como piso invertido, sometido a la reacción del suelo y con apoyos fijos en las columnas. El método es muy burdo pues se ignoran los desplazamientos de la cimentación.

En este método, las losas se consideran apoyadas en las trabes y éstas se analizan como vigas continuas apoyadas en las columnas. La reacción del suelo se considera uniformemente distribuída en toda el área, para lo cual se requiere que exista coincidencia entre la resultante de las cargas y el centroide del área de la cimentación.

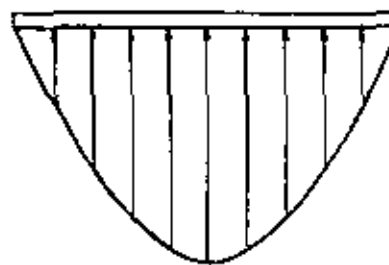
- 2) Análisis de la cimentación como un sistema rígido flotante, sometido a las cargas de las columnas y a la reacción del suelo. Las deformaciones de la cimentación no modifican la distribución de presiones del suelo.

En este caso es conveniente considerar para la reacción del suelo, una distribución que se asemeje a la real, de acuerdo con las características de compresibilidad del mismo.

En la figura (8) se muestran distribuciones típicas de la reacción para suelos arcillosos y para suelos arenosos.



DISTRIBUCION DE PRESIONES EN SUELO ARCILLOSO - CIMENTACION RIGIDA.



DISTRIBUCION DE PRESIONES EN SUELO ARENOSO - CIMENTACION RIGIDA

FIGURA (8)

Puesto que en este método no se limitan los desplazamientos de la cimentación, el análisis de la retícula corresponde al de un emparrillado con cargas perpendiculares a su plano.

Este, que es un problema de análisis estructural, se puede resolver por diferentes métodos, tales como los de aproximaciones sucesivas, el método "Pendiente-deformación" ó métodos matriciales que son fácilmente programables.

- 3) Análisis de la cimentación como un sistema rígido apoyado en una serie de resortes elásticos. Cada resorte se caracteriza por una constante, que es igual al módulo de reacción del suelo y que se define en la forma siguiente:

$$K = \frac{q}{S}, \text{ donde}$$

K = módulo de reacción

q = presión sobre la losa en un punto determinado

S = asentamiento en el punto considerado

Se considera que la constante de cada resorte no es afectada por los demás.

Generalmente se considera un resorte en cada nudo de la red.

Debe tenerse en cuenta que la precisión en los resultados, no depende de la aproximación numérica que se obtenga en el análisis estructural, sino más bien en la compatibilidad que se logre entre las deformaciones de la cimentación y los asentamientos del suelo. O sea que los métodos anteriores solo representan una parte de la solución al problema; sin embargo, la experiencia demuestra que son razonablemente adecuados para la mayor parte de los casos.

Para ilustrar el diseño de un cajón, se resolverá la cimentación de un edificio ubicado en la Ciudad de México y que corresponde al otro problema estudiado a lo largo del curso. (Ejemplo N° 2).

Este caso corresponde a una cimentación sobrecompensada, aspecto motivado por la excesiva excavación requerida por razones funcionales.

Las expansiones teóricas han sido calculadas bajo la suposición de cimentación flexible, sin embargo al proyectar una cimentación tipo cajón, se persigue igualar estas deformaciones y hacer que la emersión del edificio sea uniforme.

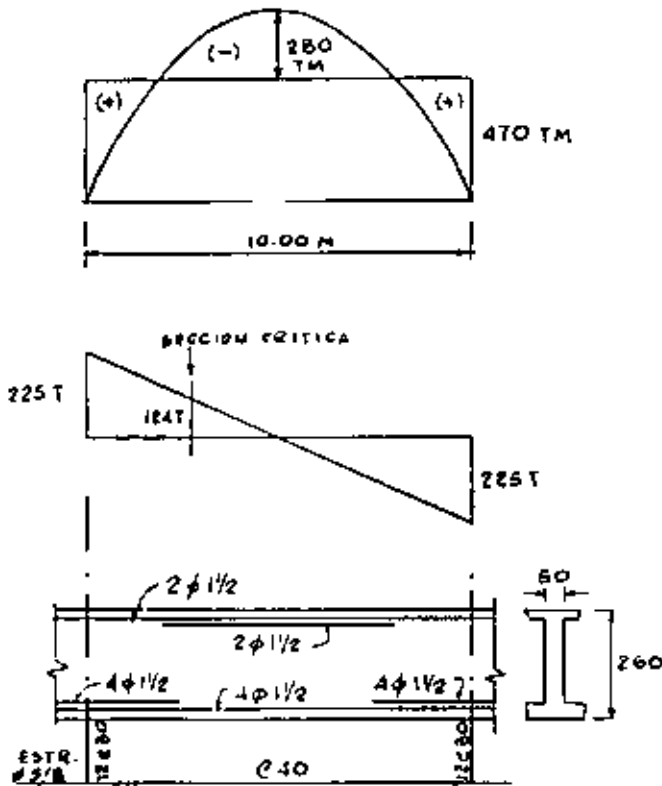
El análisis de la cimentación como piso invertido, proporciona los momentos y los cortantes en las trabes y corresponden a los de una serie de vigas continuas apoyadas en las columnas. Se sugiere el método de Cross o el de Kani para la solución de esta parte del problema.

En la figura N° 9 se presentan los aspectos principales del diseño de un tramo de trabe interior, a partir de sus diagramas de momentos y cortantes.

El análisis y diseño de un tablero de losa se ilustra en la figura N° 10. Se empleó para el análisis el método de coeficientes del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Un punto importante en toda cimentación tipo cajón, es el diseño de los muros de retención, los que se analizan como losas sometidas a la presión horizontal que produce el suelo. Una vez valuados los momentos, el dimensionamiento es similar al de una losa ordinaria.

DISEÑO DE UN TRAMO DE TRABE INTERIOR



Sección propuesta 50 x 260

Concreto $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

Acero $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Factor de carga 1,5

$\phi = 0.9$ para flexión

$\phi = 0.85$ para cortante

Se emplearán las tablas del apéndice (A) para obtener los porcentajes de refuerzo por flexión.

FIGURA (9)

a) Diseño por flexión

Momento positivo en apoyos:

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1.5 \times 470 \times 10^5}{0.90 \times 50 \times 250^2} = 25.0 \quad p = 0.00635 \quad A_s = 0.00635 \times 50 \times 250 = 79 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 8 varillas $\phi 1, 1/2"$ (4 corridas y 4 bastones)

Momento negativo en el centro del claro:

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1.5 \times 280 \times 10^5}{0.90 \times 50 \times 250^2} = 14.9, \quad p = 0.00368 \quad A_s = 0.00368 \times 50 \times 250 = 45 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 4 varillas $\phi 1, 1/2"$ (2 corridas y 2 bastones)

b) Diseño por cortante

$V = 124 \text{ ton}$ en la sección crítica

$$v = \frac{V}{\phi bd} = \frac{1.5 \times 124\,000}{0.85 \times 50 \times 250} = 17.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Capacidad del concreto solo $v_c = 0.5 \sqrt{f'_c} = 7.9 \text{ Kg/cm}^2 < v$

Se requiere refuerzo por cortante

Con estribos $\phi 5/8''$ de 2 ramas;

$$S = \frac{A_v F_y}{(v - v_c) b} = \frac{2 \times 1.93 \times 4200}{(17.5 - 7.9) \times 50} = 33 \text{ cm.}$$

Se pondrán 12 ϕ 30 y el resto ϕ 40

DISEÑO DE UN TABLERO INTERIOR DE LOSA

DATOS

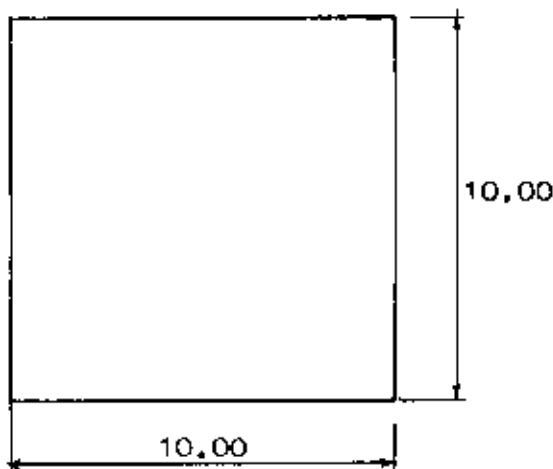


FIGURA (10)

Carga de diseño: 9 T/m^2

Concreto $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

Acero $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Factor de carga 1.5

$\phi = 0.9$

Se empleará el método de coeficientes

del Reglamento de Construcciones del

Distrito Federal.

Losa colada monolíticamente con las trabes.

Penalte propuesto:

$$d = 40 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm}$$

SOLUCION

$$M = C \times \omega \times l_1^2$$

C = coeficiente

ω = carga

l_1 = claro corto

Relación de lados = 1.0

Momento negativo en los 4 bordes:

$$C = 0.0288$$

$$M = 0.0288 \times 9 \times 10^2 = 25.9 \text{ TM/M}$$

$$\therefore \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1.5 \times 25.9 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 40^2} = 26.9; \quad \rho = 0.00660 \quad A_s = 0.00660 \times 100 \times 40 = 26.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi 3/4" @ 10 \text{ cm}$$

Momento positivo en el centro del claro:

$$C = 0.0126$$

$$M = 0.0126 \times 9 \times 10^2 = 11.3 \text{ TM/M}$$

$$\frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{1.5 \times 11.3 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 40^2} = 11.8; \quad p = 0.00288 \quad A_s = 0.00288 \times 100 \times 40$$
$$= 11.5 \text{ cm}^2/\text{M}$$
$$\phi \text{ } 3/4 \text{ @ } 25 \text{ cm}$$

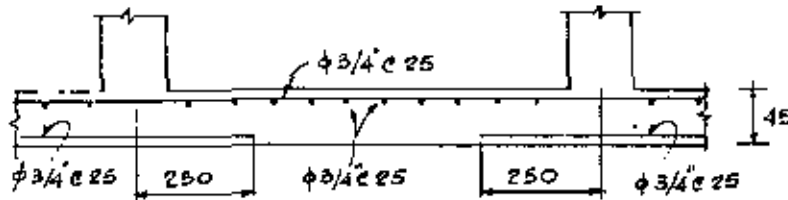


FIGURA (10)

Se presentará por último el análisis estructural de una retícula que corresponde a una cimentación tipo losa ó cajón.

En este caso el problema se resolvió por medio del programa STRESS y con ayuda de una computadora IBM - 1130 (Ver referencia bibliográfica 4).

Este programa, que opera en lenguaje Fortran, resuelve estructuras de los siguientes tipos:

Armaduras y marcos planos con cargas en su plano

Armaduras y marcos en el espacio con cargas de cualquier tipo

Retículas con cargas perpendiculares a su plano.

En las hojas siguientes se muestra el desarrollo del problema, en el que se indican los datos del mismo.

Debe notarse que se introdujeron tres apoyos ficticios en la retícula, mismos que sirven para definir un plano de referencia para los desplazamientos.

mientos de la estructura. Obviamente si las cargas actuantes están en equilibrio con la reacción del suelo, las reacciones en esos apoyos deben ser nulas.

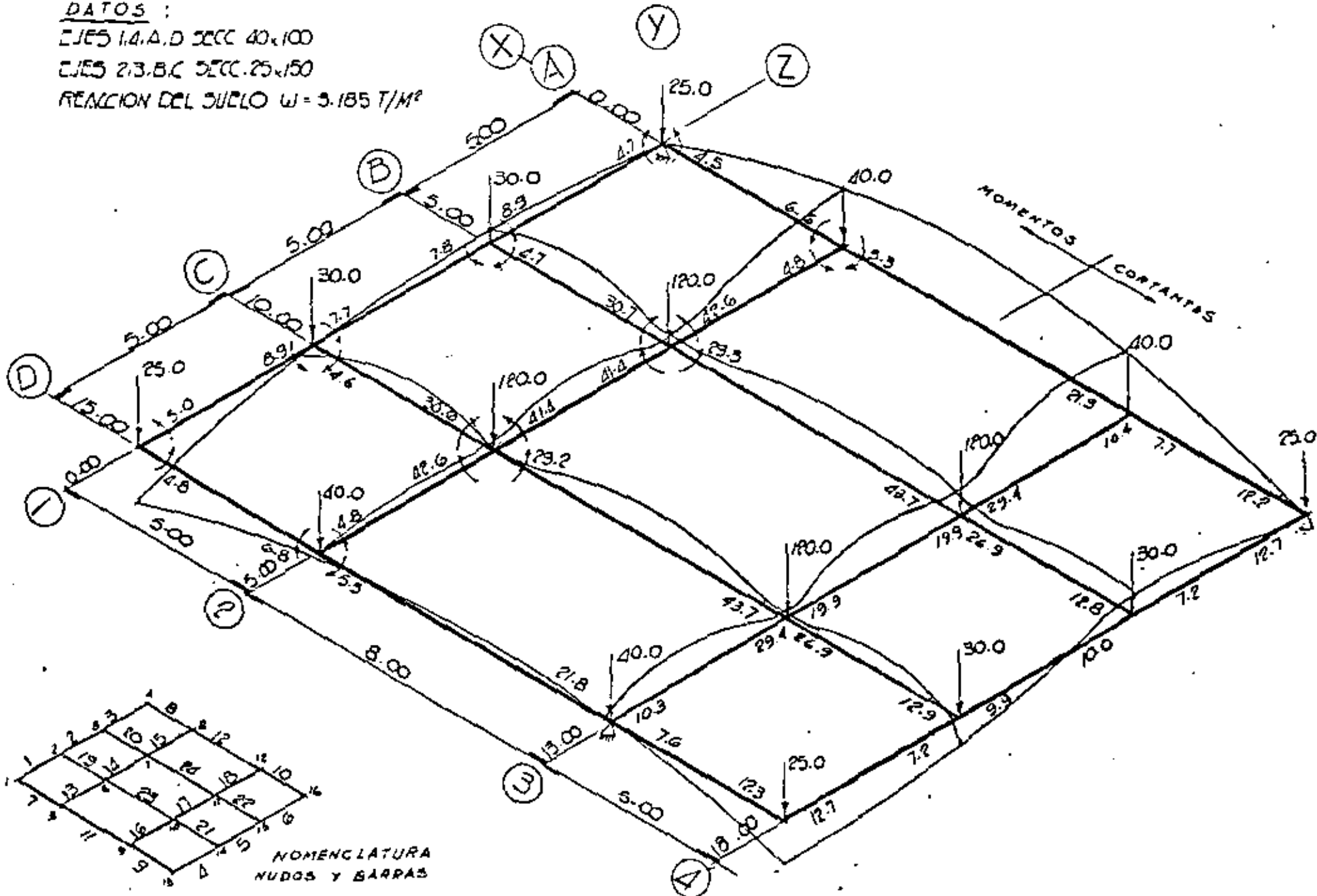
RETICULA DE CIMENTACION

DATOS :

EJES 1,4,A,D SECC 40x100

EJES 2,3,B,C SECC 25x150

REACCION DEL SUELO $w = 3.185 \text{ T/M}^2$



STRUCTURE CIMENTACION C.F.C.

TYPE PLANE GRID

NUMBER OF JOINTS 16

NUMBER OF MEMBERS 24

NUMBER OF SUPPORTS 3

NUMBER OF LOADINGS 1

JOINT COORDINATES

1 0.00 0.00

2 0.00 5.00

3 0.00 10.00

4 0.00 15.00 S

5 5.00 0.00

6 5.00 5.00

7 5.00 10.00

8 5.00 15.00

9 13.00 0.00 S

10 13.00 5.00

11 13.00 10.00

12 13.00 15.00

13 18.00 0.00

14 18.00 5.00

15 18.00 10.00

16 18.00 15.00 S

JOINT RELEASES

4 MOMENT X Y

9 MOMENT X Y

16 MOMENT X Y

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 THRU 12 AX 0.33 IX 0.0160 IY 0.0333

13 THRU 24 AX 0.31 IX 0.0070 IY 0.0703

MEMBER INCIDENCES

1 1 2

2 2 3

3 3 4

4 13 14

5 14 15

6 15 16

7 1 5

8 4 8

9 9 13

10 12 16

11 5 9

12 8 12

13 5 6

14 6 7

15 7 8

16 9 10

17 10 11

18 11 12

19 2 6

20 3 7

21 10 14

22 11 15

23 6 10

24 7 11

CONSTANT F 140000.00 ALL

TABULATE ALL

LOADING 1 CARGA VERTICAL

MEMBER LOADS

1 THRU 10 FORCE Z UNIF W 3.98

11 THRU 12 FORCE Z UNIF W 5.47

13 THRU 22 FORCE Z UNIF W 7.96

23 THRU 24 FORCE Z UNIF W 10.94

JOINT LOADS

1 FORCE Z -25.00

2 FORCE Z -30.00

3 FORCE Z -30.00

4 FORCE Z -25.00

5 FORCE Z -40.00

6 FORCE Z -120.00

7 FORCE Z -120.00

8 FORCE Z -40.00

9 FORCE Z -40.00

10 FORCE Z -120.00

11 FORCE Z -120.00

12 FORCE Z -40.00

13 FORCE Z -25.00

14 FORCE Z -30.00

15 FORCE Z -30.00

16 FORCE Z -25.00

SOLVE

PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.

STRUCTURE CIMENTACION C.E.C.

LOADING I CARGA VERTICAL

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	1	-12.744	-4.790	5.02
1	2	-7.151	4.790	8.96
2	2	-9.971	-0.169	-7.72
2	3	-9.924	0.169	7.83
3	2	-7.220	4.440	-4.92
3	4	-12.679	-4.440	-4.71
4	13	-12.712	4.552	4.77
4	14	-7.187	-4.552	9.03
5	14	-9.999	-0.115	-7.90
5	15	-9.990	0.115	7.70
6	15	-7.167	-4.747	-4.92
6	16	-12.732	4.747	-4.94
7	1	-12.752	5.024	4.79
7	5	-7.644	-5.024	6.71
8	4	-12.161	-4.717	4.44
8	4	-7.734	4.717	6.57
9	9	-7.612	-4.779	-7.12
9	12	-12.247	4.779	-4.55
10	12	-7.692	4.944	-6.52
10	16	-12.206	-4.944	-4.74
11	5	-21.944	0.157	-5.25
11	9	-21.811	-0.157	5.80
12	8	-21.854	0.144	-5.25
12	12	-21.901	-0.144	5.04
13	5	-10.402	-1.463	-4.56
13	6	-29.397	1.463	-42.57
14	6	-19.497	-0.072	41.44
14	7	-19.902	0.072	-41.45
15	7	-29.397	1.314	42.62
15	8	-10.402	-1.314	4.46
16	9	-10.354	1.335	-4.92
16	12	-29.462	-1.335	-42.77
17	10	-19.921	-0.054	41.54
17	11	-19.474	0.054	-41.44
18	11	-29.395	-1.446	42.64

18	12	-10,484	1,446	4,83
19	2	-12,777	1,243	-4,62
19	6	-26,922	-1,243	-33,45
20	3	-12,850	-1,098	-4,54
20	7	-26,949	1,005	-27,59
21	10	-26,497	-1,132	23,31
21	14	-12,822	1,132	4,64
22	11	-26,554	1,225	23,65
22	15	-12,841	-1,225	4,63
23	5	-43,747	0,067	29,11
23	10	-43,737	-0,067	-28,92
24	7	-43,751	0,065	29,20
24	11	-43,754	-0,065	-29,27

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT	FORCE Z	MOMENT X	MOMENT Y
1	-24,999	0,000	-0,00
2	-29,999	-0,000	-0,00
3	-30,000	-0,000	0,00
5	-40,000	0,000	0,00
6	-120,000	0,000	-0,00
7	-120,000	-0,000	-0,00
8	-39,999	0,000	0,00
10	-120,000	-0,000	-0,00
11	-120,000	-0,000	0,00
12	-40,000	0,000	0,00
13	-25,000	0,000	-0,00
14	-30,000	-0,000	0,00
15	-29,999	-0,000	0,00

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE Z	MOMENT X	MOMENT Y
4	-24,841	0,000	0,00
9	-39,779	-0,000	0,00
16	-24,934	-0,000	0,00

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	Z-DISPLACEMENT	X-ROTATION	Y-ROTATION
1	-0,0211	0,0033	-0,0042
2	-0,0063	0,0022	-0,0015
3	0,0006	0,0005	-0,0014
5	-0,0000	0,0005	-0,0032
6	0,0001	0,0006	-0,0013

7	0.0066	0.0019	-0.0012
8	0.0177	0.0020	-0.0029
10	0.0014	0.0005	0.0010
11	0.0073	0.0018	0.0011
12	0.0177	0.0019	0.0029
13	-0.0167	0.0020	0.0037
14	-0.0034	0.0019	0.0012
15	0.0021	0.0002	0.0012

SUPPORT JOINT DISPLACEMENTS

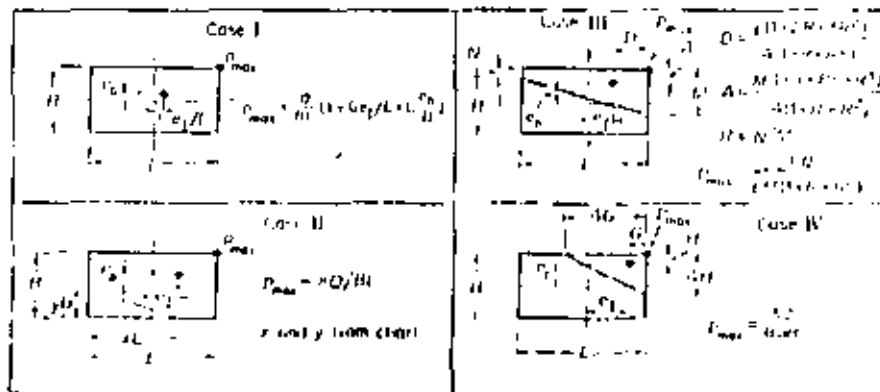
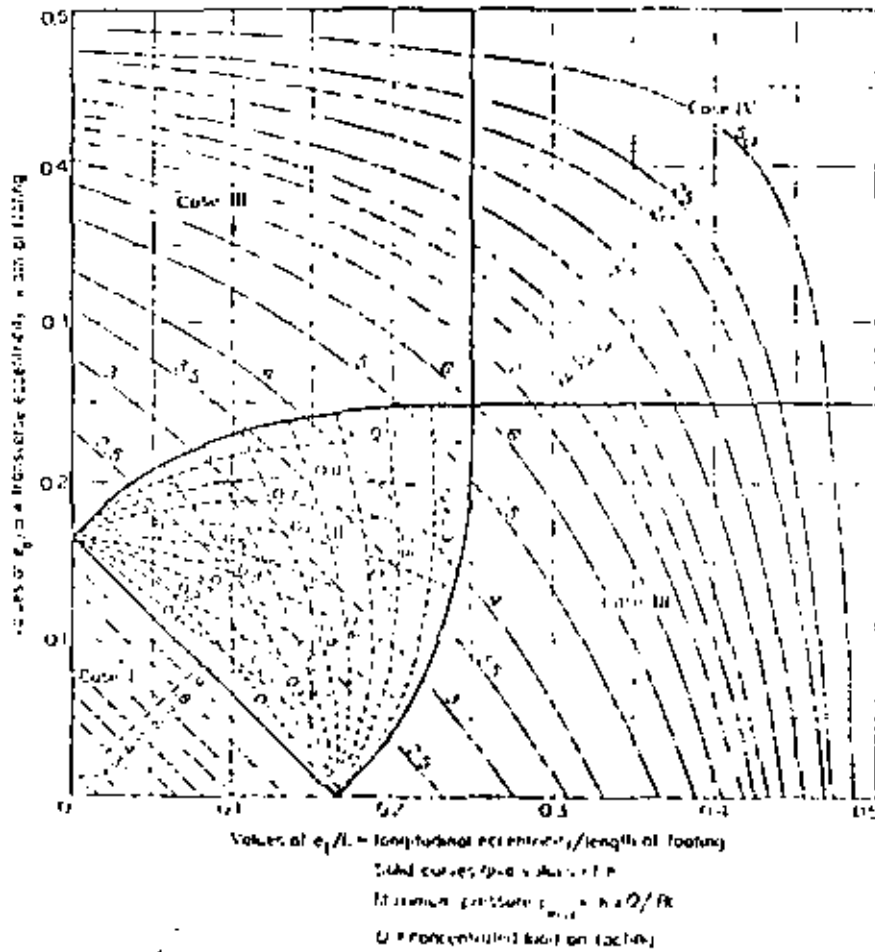
JOINT	Z-DISPLACEMENT	X-ROTATION	Y-ROTATION
4	0.0000	-0.0005	-0.0039
9	0.0000	0.0004	0.0027
16	0.0000	-0.0008	0.0039

BIBLIOGRAFIA

- (1) Foundation Design.- Wayne C. Teng. Prentice - Hall, Inc.
- (2) Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado ACI - 318-71
I.M.C.Y.C.
- (3) Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
- (4) Structural Engineering System Solver (Análisis de Estructuras mediante computadora) Centro de Cálculo - Facultad de Ingeniería.

A P E N D I C E (A)

AYUDAS DE DISEÑO



(f) Rectangular footing, double eccentricity. After ARE A.

P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002	P	MU/002
0.003	0.34	0.240	7.21	0.420	13.57	0.727	20.94	0.900	20.00	1.207	32.34	1.450	37.91	1.691	43.13	1.931	48.04
0.004	0.29	0.250	7.35	0.441	14.10	0.732	20.34	0.973	26.00	1.214	32.50	1.455	38.02	1.695	43.23	1.936	48.13
0.014	0.43	0.250	7.45	0.450	14.23	0.737	20.67	0.978	26.74	1.219	32.62	1.459	38.13	1.700	43.33	1.941	48.23
0.015	0.30	0.260	7.62	0.500	14.30	0.742	20.74	0.983	26.91	1.223	32.73	1.464	38.23	1.705	43.43	1.946	48.32
0.024	0.42	0.260	7.70	0.500	14.49	0.747	20.92	0.987	27.00	1.228	32.84	1.469	38.34	1.710	43.53	1.951	48.42
0.023	0.30	0.270	7.80	0.511	14.63	0.751	21.04	0.992	27.17	1.233	32.95	1.474	38.45	1.715	43.63	1.956	48.51
0.024	1.11	0.270	8.09	0.510	14.70	0.750	21.17	0.997	27.27	1.238	33.07	1.479	38.56	1.720	43.74	1.960	48.61
0.035	1.15	0.270	8.17	0.520	14.89	0.751	21.29	1.002	27.39	1.243	33.18	1.483	38.66	1.724	43.84	1.965	48.70
0.043	1.30	0.280	8.31	0.520	15.02	0.750	21.42	1.007	27.51	1.247	33.29	1.488	38.77	1.729	43.94	1.970	48.80
0.040	1.44	0.280	8.40	0.530	15.10	0.771	21.54	1.011	27.63	1.252	33.41	1.493	38.87	1.734	44.04	1.975	48.89
0.052	1.30	0.290	8.59	0.530	15.28	0.770	21.67	1.016	27.75	1.257	33.52	1.498	38.98	1.739	44.14	1.980	48.98
0.053	1.30	0.290	8.72	0.530	15.41	0.760	21.79	1.021	27.87	1.262	33.63	1.503	39.09	1.744	44.24	1.984	49.08
0.053	1.27	0.300	8.80	0.544	15.54	0.760	21.92	1.026	27.99	1.267	33.74	1.508	39.19	1.749	44.34	1.989	49.17
0.067	2.61	0.300	9.00	0.544	15.67	0.750	22.04	1.031	28.10	1.272	33.85	1.512	39.30	1.753	44.44	1.994	49.26
0.072	2.10	0.310	9.13	0.554	15.80	0.750	22.17	1.036	28.22	1.277	33.97	1.517	39.40	1.758	44.54	1.999	49.36
0.071	2.30	0.310	9.27	0.550	15.93	0.800	22.29	1.040	28.34	1.281	34.08	1.522	39.51	1.763	44.63	2.004	49.45
0.082	2.44	0.320	9.41	0.554	16.06	0.800	22.41	1.045	28.46	1.286	34.19	1.527	39.62	1.768	44.73	2.008	49.54
0.081	2.30	0.320	9.54	0.550	16.19	0.800	22.54	1.050	28.57	1.291	34.30	1.532	39.72	1.772	44.83	2.013	49.64
0.092	2.72	0.320	9.68	0.570	16.32	0.814	22.66	1.055	28.69	1.296	34.41	1.536	39.83	1.777	44.93	2.018	49.73
0.092	2.87	0.330	9.81	0.570	16.45	0.814	22.78	1.060	28.81	1.300	34.52	1.541	39.93	1.782	45.03	2.023	49.82
0.101	3.01	0.340	9.95	0.580	16.58	0.824	22.91	1.064	28.93	1.305	34.64	1.546	40.04	1.787	45.13	2.028	49.92
0.100	3.10	0.340	10.08	0.580	16.71	0.824	23.03	1.069	29.04	1.310	34.75	1.551	40.14	1.792	45.23	2.033	50.01
0.111	3.20	0.350	10.22	0.580	16.84	0.834	23.15	1.074	29.16	1.315	34.86	1.556	40.25	1.797	45.33	2.037	50.10
0.110	3.40	0.350	10.36	0.597	16.97	0.833	23.28	1.079	29.28	1.320	34.97	1.561	40.35	1.801	45.43	2.042	50.19
0.120	3.51	0.361	10.49	0.600	17.10	0.833	23.40	1.084	29.39	1.325	35.08	1.565	40.46	1.806	45.52	2.047	50.29
0.120	3.72	0.360	10.63	0.607	17.23	0.840	23.52	1.089	29.51	1.329	35.19	1.570	40.56	1.811	45.62	2.052	50.38
0.130	3.80	0.371	10.76	0.610	17.36	0.850	23.65	1.093	29.63	1.334	35.30	1.575	40.66	1.816	45.72	2.057	50.47
0.135	4.00	0.380	10.90	0.617	17.49	0.857	23.77	1.098	29.74	1.339	35.41	1.580	40.77	1.821	45.82	2.061	50.56
0.140	4.14	0.380	11.03	0.621	17.62	0.862	23.89	1.103	29.86	1.344	35.52	1.585	40.87	1.825	45.92	2.066	50.65
0.145	4.20	0.380	11.17	0.620	17.74	0.867	24.01	1.108	29.98	1.349	35.63	1.589	40.98	1.830	46.01	2.071	50.74
0.145	4.40	0.390	11.30	0.621	17.87	0.872	24.14	1.113	30.09	1.353	35.74	1.594	41.08	1.835	46.11	2.076	50.84
0.154	4.50	0.390	11.43	0.630	18.00	0.877	24.26	1.117	30.22	1.358	35.85	1.599	41.18	1.840	46.21	2.081	50.93
0.155	4.70	0.400	11.57	0.641	18.13	0.881	24.38	1.122	30.32	1.363	35.96	1.604	41.29	1.845	46.31	2.086	51.02
0.164	4.84	0.405	11.70	0.640	18.26	0.880	24.50	1.127	30.44	1.368	36.07	1.609	41.39	1.850	46.40	2.090	51.11
0.165	4.90	0.405	11.84	0.650	18.38	0.891	24.62	1.132	30.56	1.373	36.18	1.614	41.49	1.854	46.50	2.095	51.20
0.173	5.10	0.414	11.97	0.650	18.51	0.890	24.75	1.137	30.67	1.378	36.29	1.618	41.60	1.859	46.60	2.100	51.29
0.170	5.20	0.414	12.11	0.660	18.64	0.901	24.87	1.142	30.79	1.382	36.40	1.623	41.70	1.864	46.70	2.105	51.38
0.175	5.40	0.424	12.24	0.660	18.77	0.900	24.99	1.146	30.90	1.387	36.51	1.628	41.80	1.869	46.79	2.110	51.47
0.180	5.54	0.425	12.37	0.670	18.90	0.910	25.11	1.151	31.02	1.392	36.62	1.633	41.91	1.874	46.89	2.114	51.56
0.193	5.60	0.434	12.51	0.674	19.02	0.915	25.23	1.156	31.13	1.397	36.72	1.638	42.01	1.879	46.99	2.119	51.65
0.197	5.80	0.430	12.64	0.674	19.15	0.920	25.35	1.161	31.25	1.402	36.83	1.642	42.11	1.883	47.08	2.124	51.74
0.202	5.90	0.440	12.77	0.674	19.28	0.925	25.47	1.166	31.36	1.407	36.94	1.647	42.21	1.888	47.18	2.129	51.83
0.207	6.10	0.440	12.91	0.685	19.40	0.930	25.59	1.170	31.48	1.411	37.05	1.652	42.32	1.893	47.27	2.134	51.92
0.212	6.24	0.450	13.04	0.684	19.53	0.934	25.71	1.175	31.59	1.416	37.16	1.657	42.42	1.898	47.37	2.139	52.01
0.217	6.30	0.450	13.17	0.690	19.66	0.934	25.83	1.180	31.70	1.421	37.27	1.662	42.52	1.903	47.47	2.143	52.10
0.222	6.52	0.460	13.30	0.703	19.78	0.944	25.96	1.185	31.82	1.426	37.37	1.667	42.62	1.907	47.56	2.148	52.19
0.226	6.66	0.467	13.44	0.710	19.91	0.944	26.08	1.190	31.93	1.431	37.48	1.671	42.72	1.912	47.66	2.153	52.28
0.231	6.79	0.470	13.57	0.710	20.04	0.944	26.20	1.195	32.05	1.435	37.59	1.676	42.83	1.917	47.75	2.158	52.37
0.236	6.93	0.477	13.70	0.718	20.16	0.954	26.32	1.199	32.16	1.440	37.70	1.681	42.93	1.922	47.85	2.163	52.46
0.241	7.07	0.482	13.83	0.722	20.29	0.963	26.44	1.204	32.27	1.445	37.81	1.686	43.03	1.927	47.94	2.167	52.55

BY AGENC = 2110.00

FC CONCRETO = 200.00

PORCENTAJE BALANCEADO = 0.0401389

P	MU/BOZ	P	MU/BOZ	P	MU/BOZ	P	MU/BOZ	P	MU/BOZ	P	MU/BOZ	P	MU/BOZ	P	MU/BOZ
C.006-	0.28	C.007-	0.21	U.006-	11.90	U.007-	12.02	1.000-	30.19	1.011-	40.49	1.012-	47.39	2.113-	53.91
C.011-	0.30	C.012-	0.20	U.014-	11.02	U.015-	12.00	1.210-	33.04	1.017-	40.03	1.018-	47.53	2.119-	54.04
C.013-	0.34	C.014-	0.20	U.020-	11.75	U.021-	12.03	1.220-	33.49	1.023-	40.77	1.024-	47.60	2.120-	54.17
C.024-	0.12	C.025-	0.23	U.020-	11.90	U.021-	12.03	1.220-	33.04	1.523-	40.91	1.030-	47.75	2.121-	54.29
C.030-	0.50	C.031-	0.70	U.032-	16.12	U.033-	16.10	1.230-	33.79	1.035-	41.05	1.836-	47.92	2.127-	54.42
C.036-	1.00	C.037-	0.07	U.030-	10.00	U.031-	10.00	1.240-	33.94	1.041-	41.19	1.842-	48.00	2.143-	54.54
C.042-	1.24	C.043-	0.13	U.044-	10.40	U.045-	10.40	1.250-	34.09	1.047-	41.33	1.848-	48.15	2.149-	54.67
C.047-	1.44	C.048-	0.22	U.046-	10.01	U.047-	10.02	1.252-	34.24	1.053-	41.48	1.854-	48.33	2.155-	54.79
C.054-	1.00	C.055-	0.09	U.050-	10.77	U.051-	10.77	1.250-	34.09	1.059-	41.62	1.860-	48.46	2.161-	54.92
C.060-	1.00	C.061-	0.00	U.062-	10.74	U.063-	10.93	1.204-	34.04	1.560-	41.76	1.866-	48.59	2.167-	55.05
C.066-	1.50	C.067-	0.03	U.066-	14.10	U.067-	14.00	1.270-	34.60	1.071-	41.50	1.872-	48.73	2.173-	55.17
C.072-	2.10	C.073-	0.00	U.074-	14.20	U.075-	14.24	1.270-	34.60	1.077-	42.04	1.878-	48.86	2.179-	55.30
C.078-	2.34	C.079-	0.17	U.080-	14.42	U.081-	14.40	1.282-	34.90	1.583-	42.18	1.884-	48.99	2.185-	55.42
C.084-	2.51	C.085-	0.24	U.080-	14.39	U.081-	14.33	1.280-	35.13	1.584-	42.32	1.890-	49.12	2.192-	55.54
C.090-	2.69	C.091-	0.42	U.082-	14.75	U.083-	14.71	1.274-	35.27	1.590-	42.46	1.897-	49.26	2.198-	55.67
C.096-	2.87	C.097-	0.59	U.080-	14.72	U.081-	14.66	1.300-	35.42	1.602-	42.60	1.903-	49.39	2.204-	55.79
C.102-	3.00	C.103-	0.70	U.084-	16.08	U.085-	16.02	1.300-	35.42	1.608-	42.74	1.909-	49.52	2.210-	55.92
C.108-	3.23	C.109-	0.89	U.086-	16.24	U.087-	16.17	1.313-	35.72	1.614-	42.88	1.915-	49.65	2.216-	56.04
C.114-	3.46	C.115-	1.10	U.086-	16.40	U.087-	16.33	1.319-	35.86	1.620-	43.02	1.921-	49.78	2.222-	56.17
C.120-	3.60	C.121-	1.27	U.088-	16.51	U.089-	16.46	1.325-	36.01	1.626-	43.15	1.927-	49.91	2.228-	56.29
C.126-	3.70	C.127-	1.44	U.088-	16.13	U.089-	16.04	1.331-	36.16	1.632-	43.29	1.933-	50.05	2.234-	56.41
C.132-	3.89	C.133-	1.62	U.090-	16.69	U.091-	16.74	1.337-	36.30	1.638-	43.43	1.939-	50.18	2.240-	56.54
C.138-	4.11	C.139-	1.78	U.091-	16.63	U.092-	16.54	1.343-	36.45	1.644-	43.57	1.945-	50.31	2.246-	56.66
C.144-	4.29	C.145-	1.94	U.091-	16.21	U.092-	16.10	1.349-	36.60	1.650-	43.71	1.951-	50.44	2.252-	56.78
C.151-	4.47	C.152-	2.11	U.092-	16.10	U.093-	16.29	1.355-	36.74	1.656-	43.85	1.957-	50.57	2.258-	56.91
C.157-	4.64	C.158-	2.28	U.094-	16.14	U.095-	16.40	1.361-	36.89	1.662-	43.99	1.963-	50.70	2.264-	57.03
C.163-	4.82	C.164-	2.45	U.095-	16.70	U.096-	16.50	1.367-	37.03	1.668-	44.12	1.969-	50.83	2.270-	57.15
C.169-	5.00	C.170-	2.62	U.097-	16.80	U.098-	16.71	1.373-	37.18	1.674-	44.26	1.975-	50.96	2.276-	57.27
C.175-	5.17	C.176-	2.79	U.097-	16.02	U.098-	16.00	1.379-	37.32	1.680-	44.40	1.981-	51.09	2.282-	57.40
C.181-	5.35	C.182-	2.96	U.099-	16.10	U.100-	16.02	1.385-	37.47	1.686-	44.54	1.987-	51.22	2.288-	57.52
C.187-	5.53	C.188-	3.13	U.099-	16.34	U.100-	16.17	1.391-	37.62	1.692-	44.68	1.993-	51.35	2.294-	57.64
C.193-	5.70	C.194-	3.29	U.100-	16.36	U.101-	16.32	1.397-	37.76	1.698-	44.81	1.999-	51.48	2.300-	57.76
C.199-	5.88	C.200-	3.45	U.101-	16.40	U.102-	16.40	1.403-	37.90	1.704-	44.95	2.005-	51.61	2.306-	57.89
C.205-	6.05	C.206-	3.62	U.101-	16.02	U.102-	16.03	1.409-	38.05	1.710-	45.09	2.011-	51.74	2.312-	58.01
C.211-	6.23	C.212-	3.78	U.103-	16.39	U.104-	16.70	1.415-	38.19	1.716-	45.22	2.017-	51.87	2.318-	58.13
C.217-	6.40	C.218-	3.95	U.103-	16.14	U.104-	16.10	1.421-	38.34	1.722-	45.36	2.023-	52.00	2.324-	58.25
C.223-	6.58	C.224-	4.13	U.103-	16.30	U.104-	16.00	1.427-	38.48	1.728-	45.50	2.029-	52.13	2.330-	58.37
C.229-	6.75	C.230-	4.30	U.103-	16.40	U.104-	16.24	1.433-	38.63	1.734-	45.63	2.035-	52.25	2.336-	58.49
C.235-	6.93	C.236-	4.47	U.103-	16.02	U.104-	16.39	1.439-	38.77	1.740-	45.77	2.041-	52.38	2.342-	58.61
C.241-	7.10	C.242-	4.63	U.104-	16.70	U.105-	16.54	1.445-	38.91	1.746-	45.90	2.047-	52.51	2.348-	58.73
C.247-	7.28	C.248-	4.80	U.104-	16.54	U.105-	16.09	1.451-	39.05	1.752-	46.04	2.053-	52.64	2.354-	58.85
C.253-	7.45	C.254-	4.97	U.105-	16.10	U.106-	16.34	1.457-	39.20	1.758-	46.18	2.059-	52.77	2.360-	58.97
C.259-	7.62	C.260-	5.13	U.105-	16.25	U.106-	16.34	1.463-	39.34	1.764-	46.31	2.065-	52.89	2.366-	59.09
C.265-	7.80	C.266-	5.30	U.105-	16.41	U.106-	16.14	1.469-	39.49	1.770-	46.45	2.071-	53.02	2.372-	59.21
C.271-	7.97	C.272-	5.46	U.105-	16.57	U.107-	16.29	1.475-	39.63	1.776-	46.58	2.077-	53.15	2.378-	59.33
C.277-	8.15	C.278-	5.63	U.105-	16.13	U.106-	16.44	1.481-	39.77	1.782-	46.72	2.083-	53.28	2.384-	59.45
C.283-	8.32	C.284-	5.80	U.105-	16.29	U.106-	16.34	1.487-	39.92	1.788-	46.85	2.089-	53.40	2.390-	59.57
C.289-	8.49	C.290-	5.96	U.105-	16.05	U.107-	16.74	1.493-	40.06	1.794-	46.99	2.095-	53.53	2.396-	59.69
C.295-	8.67	C.296-	6.13	U.105-	16.20	U.108-	16.09	1.499-	40.20	1.800-	47.12	2.101-	53.66	2.402-	59.81
C.301-	8.84	C.302-	6.29	U.105-	16.36	U.104-	16.34	1.505-	40.34	1.806-	47.26	2.107-	53.79	2.408-	59.93

FT ALUM = 350.00

FC CONCRETE = 200.00

PERCENTAGE BALANCEADU = 0.0200752

P	MU/002	F	MU/002	F	MU/002	P	MU/002	F	MU/002	P	MU/002	F	MU/002	P	MU/002	F	MU/002
C.004	0.19	0.1307	0.024	0.0307-13.024	0.0311-19.41	0.700-23.20	0.482-30.08	1.177-36.20	1.373-41.24	1.568-46.00	1.764-50.47						
C.005	0.21	0.1400	0.027	0.0357-13.024	0.0390-19.53	0.740-23.40	0.480-30.99	1.181-36.30	1.377-41.34	1.572-46.10	1.768-50.58						
C.006	0.41	0.2277	0.11	0.043-13.051	0.0398-19.00	0.754-23.51	0.490-31.10	1.185-36.40	1.381-41.43	1.576-46.19	1.772-50.67						
C.007	0.25	0.2111	0.023	0.0417-13.024	0.0402-19.77	0.758-23.03	0.495-31.20	1.189-36.51	1.385-41.53	1.580-46.28	1.776-50.75						
C.008	0.00	0.2107	0.00	0.0411-13.010	0.0400-19.04	0.802-23.74	0.497-31.31	1.193-36.61	1.389-41.63	1.584-46.37	1.780-50.84						
C.009	0.22	0.2157	0.022	0.0415-13.024	0.0410-20.01	0.800-23.05	1.001-31.42	1.197-36.71	1.392-41.73	1.588-46.47	1.783-50.93						
C.010	0.90	0.2237	0.022	0.0415-14.01	0.0414-20.23	0.810-23.97	1.005-31.53	1.201-36.82	1.396-41.82	1.592-46.56	1.787-51.01						
C.011	1.07	0.2277	0.020	0.0422-14.014	0.0410-20.23	0.814-20.00	1.009-31.64	1.205-36.92	1.400-41.92	1.596-46.65	1.791-51.10						
C.012	1.22	0.2211	0.020	0.0420-14.024	0.0422-20.37	0.817-20.20	1.013-31.75	1.209-37.02	1.404-42.02	1.600-46.74	1.795-51.19						
C.013	1.26	0.2215	0.011	0.0430-14.39	0.0420-20.49	0.821-20.31	1.017-31.85	1.212-37.12	1.408-42.12	1.604-46.83	1.799-51.27						
C.014	1.21	0.2257	0.014	0.0434-14.51	0.0430-20.01	0.824-20.42	1.021-31.96	1.216-37.23	1.412-42.21	1.607-46.92	1.803-51.35						
C.015	1.22	0.2257	0.020	0.0438-14.024	0.0434-20.73	0.827-20.04	1.025-32.07	1.220-37.33	1.416-42.31	1.611-47.02	1.807-51.44						
C.016	1.27	0.2240	0.011	0.0442-14.70	0.0430-20.04	0.833-20.03	1.029-32.18	1.224-37.43	1.420-42.41	1.615-47.11	1.811-51.53						
C.017	1.91	0.2250	0.013	0.0440-14.024	0.041-20.70	0.837-20.70	1.033-32.29	1.228-37.53	1.424-42.50	1.619-47.20	1.815-51.62						
C.018	2.09	0.2244	0.010	0.0450-15.011	0.043-21.00	0.841-20.00	1.037-32.39	1.232-37.64	1.428-42.60	1.623-47.29	1.819-51.70						
C.019	2.13	0.2250	0.015	0.0454-15.14	0.049-21.20	0.845-20.99	1.041-32.50	1.236-37.74	1.432-42.70	1.627-47.38	1.823-51.79						
C.020	2.11	0.2220	0.012	0.0450-15.26	0.049-21.32	0.849-27.10	1.045-32.61	1.240-37.84	1.436-42.79	1.631-47.47	1.827-51.87						
C.021	2.45	0.2200	0.013	0.0452-15.31	0.047-21.44	0.853-27.22	1.048-32.72	1.244-37.94	1.440-42.89	1.635-47.56	1.831-51.95						
C.022	2.25	0.2270	0.010	0.0450-15.51	0.047-21.56	0.857-27.33	1.052-32.82	1.248-38.04	1.444-42.99	1.639-47.65	1.835-52.04						
C.023	2.32	0.2274	0.011	0.0454-15.024	0.047-21.67	0.861-27.44	1.056-32.93	1.252-38.14	1.448-43.08	1.643-47.74	1.839-52.13						
C.024	2.23	0.2270	0.014	0.0473-15.75	0.047-21.79	0.864-27.55	1.060-33.04	1.256-38.25	1.452-43.18	1.647-47.83	1.843-52.21						
C.025	2.96	0.2202	0.017	0.0477-15.88	0.0473-21.91	0.868-27.67	1.064-33.14	1.259-38.35	1.456-43.27	1.651-47.92	1.847-52.30						
C.026	3.12	0.2200	0.010	0.0481-16.00	0.0477-22.03	0.872-27.78	1.068-33.25	1.263-38.45	1.460-43.37	1.655-48.01	1.851-52.38						
C.027	2.22	0.2295	0.013	0.0480-16.12	0.0481-22.15	0.876-27.89	1.072-33.36	1.267-38.55	1.464-43.46	1.659-48.10	1.855-52.47						
C.028	3.29	0.2200	0.010	0.0484-16.25	0.0484-22.26	0.880-28.00	1.076-33.46	1.271-38.65	1.468-43.56	1.663-48.19	1.859-52.55						
C.029	3.22	0.2297	0.010	0.0485-16.37	0.0484-22.38	0.884-28.11	1.079-33.57	1.275-38.75	1.472-43.66	1.667-48.28	1.863-52.63						
C.030	3.22	0.2301	0.011	0.0497-16.49	0.0482-22.50	0.888-28.23	1.083-33.68	1.279-38.85	1.476-43.75	1.671-48.37	1.867-52.72						
C.031	3.19	0.2305	0.010	0.0491-16.62	0.0490-22.62	0.892-28.34	1.087-33.78	1.283-38.95	1.480-43.85	1.675-48.46	1.871-52.80						
C.032	3.92	0.2205	0.014	0.0495-16.74	0.0490-22.73	0.896-28.45	1.091-33.89	1.287-39.05	1.484-43.94	1.679-48.55	1.875-52.87						
C.033	4.00	0.2315	0.010	0.0490-16.88	0.0494-22.85	0.900-28.56	1.095-34.00	1.291-39.15	1.488-44.04	1.683-48.64	1.879-52.97						
C.034	4.19	0.2317	0.013	0.0512-16.98	0.0490-22.97	0.903-28.67	1.099-34.10	1.295-39.25	1.492-44.13	1.687-48.73	1.883-53.05						
C.035	4.32	0.2313	0.010	0.0510-17.11	0.0497-23.08	0.907-28.78	1.103-34.21	1.299-39.35	1.496-44.23	1.691-48.82	1.887-53.14						
C.036	4.40	0.2305	0.010	0.0521-17.23	0.0497-23.20	0.911-28.89	1.107-34.31	1.302-39.45	1.500-44.32	1.695-48.91	1.891-53.22						
C.037	4.59	0.2297	0.011	0.0524-17.35	0.0497-23.32	0.915-29.01	1.111-34.42	1.306-39.55	1.504-44.41	1.699-49.00	1.895-53.31						
C.038	4.72	0.2302	0.011	0.0526-17.47	0.0497-23.43	0.919-29.12	1.115-34.52	1.310-39.65	1.508-44.51	1.703-49.09	1.899-53.39						
C.039	4.80	0.2300	0.010	0.0522-17.60	0.0497-23.55	0.923-29.23	1.119-34.63	1.314-39.75	1.512-44.60	1.707-49.18	1.903-53.47						
C.040	4.99	0.2300	0.010	0.0520-17.72	0.0497-23.67	0.927-29.34	1.123-34.73	1.318-39.85	1.516-44.70	1.711-49.26	1.907-53.55						
C.041	5.12	0.2344	0.011	0.0540-17.84	0.0497-23.78	0.931-29.45	1.127-34.84	1.322-39.95	1.520-44.79	1.715-49.35	1.911-53.64						
C.042	5.25	0.2346	0.011	0.0544-17.96	0.0497-23.90	0.935-29.56	1.131-34.94	1.326-40.05	1.524-44.89	1.719-49.44	1.915-53.72						
C.043	5.39	0.2352	0.011	0.0548-18.08	0.0497-24.01	0.939-29.67	1.135-35.05	1.330-40.15	1.528-44.98	1.723-49.53	1.919-53.80						
C.044	5.52	0.2350	0.010	0.0551-18.20	0.0497-24.13	0.943-29.78	1.139-35.15	1.334-40.25	1.532-45.07	1.727-49.62	1.923-53.89						
C.045	5.65	0.2300	0.010	0.0555-18.32	0.0497-24.25	0.947-29.89	1.143-35.26	1.338-40.35	1.536-45.17	1.731-49.71	1.927-53.97						
C.046	5.78	0.2300	0.010	0.0559-18.45	0.0497-24.36	0.951-30.00	1.147-35.36	1.342-40.45	1.540-45.26	1.735-49.79	1.931-54.05						
C.047	5.92	0.2300	0.010	0.0563-18.57	0.0497-24.48	0.955-30.11	1.151-35.47	1.346-40.55	1.544-45.35	1.739-49.88	1.935-54.13						
C.048	6.05	0.2372	0.011	0.0567-18.69	0.0497-24.59	0.959-30.22	1.155-35.57	1.350-40.65	1.548-45.45	1.743-49.97	1.939-54.22						
C.049	6.18	0.2372	0.011	0.0571-18.81	0.0497-24.71	0.963-30.33	1.159-35.68	1.354-40.75	1.552-45.54	1.747-50.06	1.943-54.30						
C.050	6.32	0.2375	0.010	0.0575-18.93	0.0497-24.82	0.967-30.44	1.163-35.78	1.358-40.84	1.556-45.63	1.751-50.14	1.947-54.38						
C.051	6.44	0.2300	0.010	0.0579-19.05	0.0497-24.94	0.971-30.55	1.167-35.88	1.362-40.94	1.560-45.73	1.755-50.23	1.951-54.46						
C.052	6.58	0.2300	0.010	0.0583-19.17	0.0497-25.05	0.975-30.66	1.171-35.99	1.366-41.04	1.564-45.82	1.759-50.32	1.955-54.54						
C.053	6.71	0.2391	0.014	0.0587-19.29	0.0497-25.17	0.979-30.77	1.175-36.09	1.370-41.14	1.568-45.91	1.763-50.41	1.959-54.63						

FF ALUMU = 420.00

FL CONCRETO = 150.00

PORCENTAJE BALANCEADO = 0.0151786

4

P	MU/BD2	P	FL/BD2	P	FL/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2
C.007	0.10	C.110	4.10	C.230	4.25	U.344	13.32	U.450	17.77	U.571	21.74	U.685	25.52	U.799	29.13	U.913	32.56
C.008	0.14	C.111	4.20	C.232	4.30	U.345	13.70	U.450	17.80	U.574	21.81	U.688	25.60	U.801	29.20	U.915	32.63
C.009	0.23	C.112	4.57	C.233	4.47	U.348	13.79	U.462	17.43	U.576	21.89	U.690	25.67	U.804	29.27	U.918	32.69
C.010	0.38	C.113	5.10	C.237	5.30	U.351	13.37	U.464	18.01	U.578	21.97	U.692	25.75	U.805	29.34	U.920	32.76
C.011	0.40	C.115	5.10	C.239	5.04	U.353	13.96	U.467	18.09	U.581	22.05	U.694	25.82	U.806	29.41	U.922	32.83
C.014	0.57	C.120	5.24	C.241	5.73	U.355	14.04	U.469	18.17	U.583	22.12	U.697	25.89	U.811	29.48	U.924	32.89
C.016	0.67	C.120	5.23	C.244	5.22	U.357	14.23	U.472	18.25	U.585	22.20	U.699	25.97	U.813	29.55	U.927	32.96
C.018	0.80	C.124	5.43	C.248	5.91	U.360	14.22	U.474	18.33	U.587	22.28	U.701	26.04	U.815	29.62	U.929	33.03
C.020	0.80	C.124	5.42	C.248	5.90	U.362	14.29	U.476	18.41	U.590	22.35	U.704	26.11	U.817	29.69	U.931	33.09
C.023	0.92	C.137	5.81	C.250	6.08	U.364	14.30	U.478	18.49	U.592	22.43	U.706	26.19	U.820	29.76	U.933	33.16
C.025	1.02	C.139	5.70	C.253	6.17	U.367	14.40	U.480	18.58	U.594	22.51	U.708	26.26	U.822	29.83	U.936	33.23
C.027	1.14	C.141	5.79	C.255	6.26	U.369	14.55	U.483	18.66	U.597	22.58	U.710	26.33	U.824	29.90	U.938	33.29
C.029	1.24	C.143	5.80	C.257	6.35	U.371	14.60	U.485	18.74	U.599	22.66	U.713	26.41	U.826	29.97	U.940	33.36
C.031	1.32	C.144	5.87	C.260	6.43	U.373	14.72	U.487	18.82	U.601	22.74	U.715	26.48	U.829	30.04	U.943	33.42
C.034	1.43	C.148	6.06	C.262	6.52	U.376	14.80	U.490	18.90	U.603	22.81	U.717	26.55	U.831	30.11	U.945	33.49
C.036	1.52	C.150	6.15	C.264	6.61	U.378	14.88	U.492	18.98	U.606	22.89	U.719	26.63	U.833	30.18	U.947	33.55
C.039	1.64	C.153	6.25	C.266	6.70	U.380	14.97	U.494	19.06	U.608	22.97	U.722	26.70	U.836	30.25	U.949	33.62
C.041	1.73	C.155	6.34	C.269	6.78	U.382	15.05	U.496	19.14	U.610	23.04	U.724	26.77	U.838	30.32	U.952	33.69
C.043	1.80	C.157	6.43	C.271	6.87	U.385	15.13	U.499	19.22	U.612	23.12	U.726	26.84	U.840	30.39	U.954	33.75
C.046	1.90	C.159	6.52	C.273	6.96	U.387	15.22	U.501	19.30	U.615	23.20	U.729	26.92	U.842	30.46	U.956	33.82
C.048	1.99	C.162	6.61	C.275	7.04	U.389	15.30	U.503	19.38	U.617	23.27	U.731	26.99	U.845	30.53	U.958	33.88
C.050	2.09	C.164	6.70	C.278	7.13	U.392	15.38	U.505	19.46	U.619	23.35	U.733	27.06	U.847	30.59	U.961	33.95
C.052	2.18	C.166	6.79	C.280	7.22	U.394	15.47	U.508	19.54	U.622	23.42	U.735	27.13	U.849	30.66	U.963	34.01
C.055	2.27	C.168	6.88	C.282	7.31	U.396	15.55	U.510	19.62	U.624	23.50	U.738	27.21	U.851	30.73	U.965	34.08
C.057	2.37	C.171	6.97	C.285	7.39	U.398	15.63	U.512	19.69	U.626	23.58	U.740	27.28	U.854	30.80	U.968	34.14
C.059	2.46	C.173	7.06	C.287	7.48	U.401	15.71	U.515	19.77	U.628	23.65	U.742	27.35	U.856	30.87	U.970	34.21
C.061	2.56	C.175	7.15	C.289	7.57	U.403	15.80	U.517	19.85	U.631	23.73	U.744	27.42	U.858	30.94	U.972	34.27
C.064	2.65	C.176	7.24	C.291	7.65	U.405	15.88	U.519	19.93	U.633	23.80	U.747	27.49	U.861	31.01	U.974	34.34
C.066	2.74	C.180	7.33	C.294	7.74	U.408	15.96	U.521	20.01	U.635	23.88	U.749	27.57	U.863	31.07	U.977	34.40
C.068	2.84	C.182	7.42	C.296	7.82	U.410	16.05	U.524	20.09	U.637	23.95	U.751	27.64	U.865	31.14	U.979	34.47
C.071	2.93	C.184	7.51	C.298	7.91	U.412	16.13	U.526	20.17	U.640	24.03	U.754	27.71	U.867	31.21	U.981	34.53
C.073	3.02	C.187	7.60	C.301	8.00	U.414	16.21	U.528	20.25	U.642	24.11	U.756	27.78	U.870	31.28	U.984	34.60
C.075	3.12	C.189	7.69	C.303	8.08	U.417	16.29	U.530	20.33	U.644	24.18	U.758	27.85	U.872	31.35	U.986	34.66
C.077	3.21	C.191	7.78	C.305	8.17	U.419	16.38	U.533	20.41	U.647	24.26	U.760	27.93	U.874	31.42	U.988	34.73
C.080	3.30	C.194	7.87	C.307	8.25	U.421	16.46	U.535	20.49	U.649	24.33	U.763	28.00	U.877	31.48	U.990	34.79
C.082	3.40	C.197	7.96	C.310	8.34	U.423	16.54	U.537	20.57	U.651	24.41	U.765	28.07	U.879	31.55	U.993	34.85
C.084	3.49	C.199	8.05	C.312	8.43	U.426	16.62	U.540	20.64	U.653	24.48	U.767	28.14	U.881	31.62	U.995	34.92
C.087	3.58	C.200	8.14	C.314	8.51	U.428	16.71	U.542	20.72	U.656	24.56	U.770	28.21	U.883	31.69	U.997	34.98
C.089	3.67	C.203	8.23	C.316	8.60	U.430	16.79	U.544	20.80	U.658	24.63	U.772	28.28	U.886	31.75	U.999	35.05
C.091	3.77	C.205	8.31	C.319	8.68	U.433	16.87	U.546	20.88	U.660	24.71	U.774	28.35	U.888	31.82	1.002	35.11
C.093	3.86	C.207	8.40	C.321	8.77	U.435	16.95	U.549	20.96	U.663	24.78	U.776	28.43	U.890	31.89	1.004	35.17
C.096	3.95	C.209	8.49	C.323	8.85	U.437	17.03	U.551	21.03	U.665	24.86	U.779	28.50	U.892	31.96	1.006	35.24
C.098	4.05	C.212	8.58	C.325	8.94	U.439	17.11	U.553	21.11	U.667	24.93	U.781	28.57	U.895	32.02	1.009	35.30
C.100	4.14	C.214	8.67	C.328	9.02	U.442	17.20	U.556	21.19	U.669	25.00	U.783	28.64	U.897	32.09	1.011	35.37
C.102	4.23	C.216	8.76	C.330	9.11	U.444	17.28	U.558	21.27	U.672	25.08	U.785	28.71	U.899	32.16	1.013	35.43
C.105	4.32	C.219	8.85	C.332	9.19	U.446	17.36	U.560	21.35	U.674	25.15	U.788	28.78	U.902	32.23	1.015	35.49
C.107	4.41	C.221	8.94	C.335	9.28	U.449	17.44	U.562	21.42	U.676	25.23	U.790	28.85	U.904	32.29	1.018	35.56
C.109	4.51	C.223	9.03	C.337	9.36	U.451	17.52	U.565	21.50	U.678	25.30	U.792	28.92	U.906	32.36	1.020	35.62
C.112	4.60	C.225	9.11	C.339	9.45	U.453	17.60	U.567	21.58	U.681	25.38	U.795	28.99	U.908	32.43	1.022	35.68
C.114	4.69	C.228	9.20	C.342	9.53	U.455	17.69	U.569	21.66	U.683	25.45	U.797	29.06	U.911	32.49	1.025	35.75

P	AL/24	P	AL/002	P	AL/002	P	AL/002	P	AL/002	P	AL/002	P	AL/002	P	AL/002
0.003-	0.30	0.005-	0.30	0.001-12.00	0.000-10.00	0.000-20.00	0.700-20.00	0.514-34.03	1.000-30.00	1.217-43.42	1.369-47.75				
0.006-	0.30	0.005-	0.30	0.001-12.00	0.000-10.00	0.001-20.00	0.700-20.00	0.517-34.13	1.009-30.94	1.220-43.50	1.372-47.83				
0.009-	0.30	0.001-	0.02	0.013-12.02	0.004-10.00	0.016-20.02	0.700-29.19	0.920-34.23	1.072-39.03	1.223-43.59	1.375-47.92				
0.012-	0.30	0.004-	0.10	0.010-12.00	0.007-10.00	0.013-20.00	0.711-29.01	0.923-34.33	1.075-39.12	1.226-43.68	1.378-48.00				
0.015-	0.30	0.007-	0.07	0.015-12.00	0.010-10.00	0.018-20.00	0.711-29.01	0.923-34.33	1.075-39.12	1.226-43.68	1.378-48.00				
0.018-	0.30	0.010-	0.05	0.020-12.00	0.014-10.00	0.023-20.00	0.711-29.01	0.923-34.33	1.075-39.12	1.226-43.68	1.378-48.00				
0.021-	0.30	0.013-	0.11	0.025-12.00	0.017-10.00	0.028-20.00	0.700-29.00	0.932-34.62	1.084-39.40	1.230-43.95	1.387-48.25				
0.024-	1.34	0.016-	0.09	0.030-12.00	0.020-10.00	0.033-20.00	0.700-29.00	0.935-34.72	1.087-39.50	1.233-44.04	1.390-48.33				
0.027-	1.34	0.019-	0.09	0.033-12.00	0.023-10.00	0.036-20.00	0.700-29.00	0.938-34.82	1.090-39.59	1.236-44.12	1.393-48.42				
0.030-	1.34	0.022-	0.09	0.036-12.00	0.026-10.00	0.039-20.00	0.705-29.01	0.941-34.92	1.093-39.68	1.240-44.21	1.396-48.50				
0.033-	1.34	0.025-	0.09	0.039-12.00	0.029-10.00	0.042-20.00	0.705-29.01	0.944-35.01	1.096-39.78	1.243-44.30	1.399-48.58				
0.036-	1.34	0.028-	0.09	0.042-12.00	0.032-10.00	0.045-20.00	0.705-29.01	0.947-35.11	1.099-39.87	1.246-44.39	1.402-48.67				
0.039-	1.34	0.031-	0.09	0.045-12.00	0.035-10.00	0.048-20.00	0.705-29.01	0.950-35.21	1.102-39.96	1.249-44.48	1.405-48.75				
0.042-	1.34	0.034-	0.09	0.048-12.00	0.038-10.00	0.051-20.00	0.705-29.01	0.953-35.31	1.105-40.06	1.252-44.56	1.409-48.83				
0.045-	1.34	0.037-	0.08	0.051-12.00	0.041-10.00	0.054-20.00	0.705-29.01	0.956-35.40	1.108-40.15	1.255-44.65	1.412-48.92				
0.048-	2.00	0.040-	0.21	0.054-12.00	0.044-10.00	0.057-20.00	0.705-29.01	0.959-35.50	1.111-40.24	1.258-44.74	1.415-49.00				
0.051-	2.00	0.043-	0.21	0.057-12.00	0.047-10.00	0.060-20.00	0.705-29.01	0.962-35.60	1.114-40.33	1.261-44.83	1.418-49.08				
0.054-	2.00	0.046-	0.21	0.060-12.00	0.050-10.00	0.063-20.00	0.705-29.01	0.965-35.69	1.117-40.42	1.264-44.91	1.421-49.17				
0.057-	2.00	0.049-	0.21	0.063-12.00	0.053-10.00	0.066-20.00	0.705-29.01	0.968-35.79	1.120-40.52	1.267-45.00	1.424-49.25				
0.060-	2.00	0.052-	0.21	0.066-12.00	0.056-10.00	0.069-20.00	0.705-29.01	0.971-35.89	1.123-40.61	1.270-45.09	1.427-49.33				
0.063-	2.00	0.055-	0.21	0.069-12.00	0.059-10.00	0.072-20.00	0.705-29.01	0.974-35.99	1.126-40.70	1.273-45.18	1.430-49.41				
0.066-	2.00	0.058-	0.21	0.072-12.00	0.062-10.00	0.075-20.00	0.705-29.01	0.977-36.08	1.129-40.79	1.276-45.26	1.433-49.50				
0.069-	2.00	0.061-	0.21	0.075-12.00	0.065-10.00	0.078-20.00	0.705-29.01	0.980-36.18	1.132-40.88	1.279-45.35	1.436-49.58				
0.072-	2.00	0.064-	0.21	0.078-12.00	0.068-10.00	0.081-20.00	0.705-29.01	0.983-36.27	1.135-40.97	1.282-45.44	1.439-49.66				
0.075-	2.00	0.067-	0.21	0.081-12.00	0.071-10.00	0.084-20.00	0.705-29.01	0.986-36.37	1.138-41.07	1.285-45.52	1.442-49.74				
0.078-	2.00	0.070-	0.21	0.084-12.00	0.074-10.00	0.087-20.00	0.705-29.01	0.989-36.47	1.141-41.16	1.288-45.61	1.445-49.82				
0.081-	2.00	0.073-	0.21	0.087-12.00	0.077-10.00	0.090-20.00	0.705-29.01	0.992-36.56	1.144-41.25	1.291-45.70	1.448-49.90				
0.084-	2.00	0.076-	0.21	0.090-12.00	0.080-10.00	0.093-20.00	0.705-29.01	0.995-36.66	1.147-41.34	1.294-45.78	1.451-49.99				
0.087-	2.00	0.079-	0.21	0.093-12.00	0.083-10.00	0.096-20.00	0.705-29.01	0.998-36.76	1.150-41.43	1.297-45.87	1.454-50.07				
0.090-	2.00	0.082-	0.21	0.096-12.00	0.086-10.00	0.099-20.00	0.705-29.01	1.001-36.85	1.153-41.52	1.300-45.96	1.457-50.15				
0.093-	2.00	0.085-	0.21	0.099-12.00	0.089-10.00	0.102-20.00	0.705-29.01	1.004-36.95	1.156-41.62	1.303-46.04	1.460-50.23				
0.096-	2.00	0.088-	0.21	0.102-12.00	0.092-10.00	0.105-20.00	0.705-29.01	1.007-37.04	1.159-41.71	1.306-46.13	1.463-50.31				
0.099-	2.00	0.091-	0.21	0.105-12.00	0.095-10.00	0.108-20.00	0.705-29.01	1.010-37.14	1.162-41.80	1.309-46.22	1.466-50.39				
0.102-	2.00	0.094-	0.21	0.108-12.00	0.098-10.00	0.111-20.00	0.705-29.01	1.013-37.23	1.165-41.89	1.312-46.30	1.469-50.47				
0.105-	2.00	0.097-	0.21	0.111-12.00	0.101-10.00	0.114-20.00	0.705-29.01	1.016-37.33	1.168-41.98	1.315-46.39	1.472-50.55				
0.108-	2.00	0.100-	0.21	0.114-12.00	0.104-10.00	0.117-20.00	0.705-29.01	1.019-37.43	1.171-42.07	1.318-46.47	1.475-50.64				
0.111-	2.00	0.103-	0.21	0.117-12.00	0.107-10.00	0.120-20.00	0.719-27.52	1.022-37.52	1.174-42.16	1.321-46.56	1.478-50.72				
0.114-	2.00	0.106-	0.21	0.120-12.00	0.110-10.00	0.123-20.00	0.722-27.60	1.025-37.62	1.177-42.25	1.324-46.64	1.481-50.80				
0.117-	2.00	0.109-	0.21	0.123-12.00	0.113-10.00	0.126-20.00	0.722-27.60	1.028-37.71	1.180-42.34	1.327-46.73	1.484-50.88				
0.120-	2.00	0.112-	0.21	0.126-12.00	0.116-10.00	0.129-20.00	0.722-27.60	1.031-37.81	1.183-42.43	1.330-46.81	1.487-50.96				
0.123-	2.00	0.115-	0.21	0.129-12.00	0.119-10.00	0.132-20.00	0.722-27.60	1.034-37.90	1.186-42.52	1.333-46.90	1.490-51.04				
0.126-	2.00	0.118-	0.21	0.132-12.00	0.122-10.00	0.135-20.00	0.722-27.60	1.037-38.00	1.189-42.61	1.336-46.99	1.493-51.12				
0.129-	2.00	0.121-	0.21	0.135-12.00	0.125-10.00	0.138-20.00	0.722-27.60	1.040-38.09	1.192-42.70	1.339-47.07	1.496-51.20				
0.132-	2.00	0.124-	0.21	0.138-12.00	0.128-10.00	0.141-20.00	0.741-28.00	1.043-38.18	1.195-42.79	1.342-47.16	1.500-51.28				
0.135-	2.00	0.127-	0.21	0.141-12.00	0.131-10.00	0.144-20.00	0.744-28.00	1.046-38.28	1.198-42.88	1.345-47.24	1.503-51.36				
0.138-	2.00	0.130-	0.21	0.144-12.00	0.134-10.00	0.147-20.00	0.747-28.00	1.049-38.37	1.201-42.97	1.348-47.32	1.506-51.44				
0.141-	2.00	0.133-	0.21	0.147-12.00	0.137-10.00	0.150-20.00	0.750-28.00	1.052-38.47	1.204-43.06	1.351-47.41	1.509-51.52				
0.144-	2.00	0.136-	0.21	0.150-12.00	0.140-10.00	0.153-20.00	0.750-28.00	1.055-38.56	1.207-43.15	1.354-47.49	1.512-51.60				
0.147-	2.00	0.139-	0.21	0.153-12.00	0.143-10.00	0.156-20.00	0.750-28.00	1.058-38.66	1.210-43.24	1.357-47.58	1.515-51.68				
0.150-	2.00	0.142-	0.21	0.156-12.00	0.146-10.00	0.159-20.00	0.759-28.00	1.061-38.75	1.213-43.33	1.360-47.66	1.518-51.75				

FY WELC =4200.00

FC CONCRETE =250.00

PERCENTAGE BALANCEADO =0.0252976

P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ		
C.004-	0.10	0.154-	7.57	0.383-	15.44	0.073-	22.70	0.703-	27.01	0.452-	36.23	1.142-	42.54	1.332-	46.25	1.522-	54.27	1.711-	59.68
C.006-	0.32	0.157-	8.13	0.387-	15.83	0.077-	23.34	0.707-	27.73	0.456-	36.66	1.146-	42.66	1.336-	46.67	1.526-	54.38	1.715-	59.79
C.011-	0.48	0.201-	8.28	0.391-	15.78	0.081-	22.70	0.710-	29.08	0.460-	36.48	1.150-	42.79	1.340-	48.79	1.529-	54.49	1.719-	59.89
C.015-	0.64	0.205-	8.43	0.395-	15.53	0.084-	23.22	0.714-	30.02	0.464-	36.61	1.154-	42.91	1.344-	48.91	1.533-	54.60	1.723-	60.00
C.021-	0.80	0.209-	8.58	0.399-	15.07	0.088-	23.26	0.718-	30.15	0.468-	36.74	1.157-	43.03	1.347-	49.02	1.537-	54.71	1.727-	60.10
C.023-	0.95	0.213-	8.74	0.402-	15.22	0.092-	23.40	0.722-	30.29	0.472-	36.87	1.161-	43.15	1.351-	49.14	1.541-	54.82	1.730-	60.21
C.027-	1.21	0.217-	8.89	0.406-	15.37	0.096-	23.54	0.726-	30.42	0.476-	37.00	1.165-	43.28	1.355-	49.26	1.544-	54.93	1.734-	60.31
C.033-	1.27	0.221-	9.04	0.410-	15.52	0.100-	23.68	0.730-	30.56	0.480-	37.13	1.169-	43.40	1.359-	49.37	1.548-	55.05	1.738-	60.42
C.034-	1.43	0.224-	9.19	0.414-	15.66	0.103-	23.82	0.733-	30.69	0.483-	37.26	1.173-	43.52	1.362-	49.49	1.552-	55.16	1.742-	60.52
C.037-	1.59	0.228-	9.35	0.417-	15.81	0.107-	23.97	0.737-	30.82	0.487-	37.38	1.176-	43.64	1.366-	49.61	1.556-	55.27	1.745-	60.63
C.042-	1.75	0.231-	9.50	0.421-	15.95	0.111-	24.11	0.741-	30.96	0.490-	37.51	1.180-	43.77	1.370-	49.72	1.560-	55.38	1.749-	60.73
C.046-	1.90	0.235-	9.65	0.425-	17.10	0.115-	24.25	0.744-	31.09	0.494-	37.64	1.184-	43.89	1.374-	49.84	1.563-	55.49	1.753-	60.83
C.049-	2.06	0.239-	9.80	0.429-	17.24	0.119-	24.39	0.748-	31.23	0.498-	37.77	1.188-	44.01	1.377-	49.95	1.567-	55.60	1.757-	60.94
C.053-	2.22	0.243-	9.95	0.433-	17.39	0.122-	24.53	0.752-	31.36	0.502-	37.90	1.191-	44.13	1.381-	50.07	1.571-	55.71	1.761-	61.04
C.057-	2.38	0.247-	10.11	0.437-	17.54	0.126-	24.68	0.756-	31.49	0.506-	38.02	1.195-	44.25	1.385-	50.18	1.575-	55.82	1.764-	61.15
C.061-	2.53	0.251-	10.26	0.441-	17.68	0.130-	24.82	0.760-	31.63	0.510-	38.15	1.199-	44.38	1.389-	50.30	1.579-	55.92	1.768-	61.25
C.065-	2.69	0.254-	10.41	0.445-	17.83	0.134-	24.97	0.764-	31.76	0.514-	38.28	1.203-	44.50	1.393-	50.42	1.582-	56.03	1.772-	61.35
C.068-	2.85	0.258-	10.56	0.449-	17.97	0.138-	25.11	0.768-	31.89	0.518-	38.41	1.207-	44.62	1.396-	50.53	1.586-	56.14	1.776-	61.45
C.072-	3.01	0.262-	10.71	0.453-	18.12	0.142-	25.25	0.772-	32.03	0.522-	38.53	1.210-	44.74	1.400-	50.65	1.590-	56.25	1.780-	61.56
C.076-	3.16	0.266-	10.86	0.457-	18.26	0.146-	25.39	0.776-	32.16	0.526-	38.66	1.214-	44.86	1.404-	50.76	1.594-	56.36	1.783-	61.66
C.080-	3.32	0.270-	11.01	0.461-	18.41	0.150-	25.53	0.780-	32.29	0.530-	38.79	1.218-	44.98	1.408-	50.88	1.597-	56.47	1.787-	61.77
C.084-	3.48	0.274-	11.16	0.465-	18.55	0.154-	25.67	0.784-	32.43	0.534-	38.91	1.222-	45.10	1.412-	50.99	1.601-	56.58	1.791-	61.87
C.087-	3.63	0.278-	11.31	0.469-	18.70	0.158-	25.81	0.788-	32.56	0.538-	39.04	1.226-	45.22	1.416-	51.11	1.605-	56.69	1.795-	61.97
C.091-	3.79	0.282-	11.47	0.473-	18.84	0.162-	25.95	0.792-	32.69	0.542-	39.17	1.229-	45.34	1.420-	51.22	1.609-	56.80	1.799-	62.07
C.095-	3.95	0.286-	11.62	0.477-	18.99	0.166-	26.09	0.796-	32.82	0.546-	39.29	1.233-	45.46	1.423-	51.33	1.613-	56.91	1.802-	62.18
C.099-	4.10	0.290-	11.77	0.481-	19.13	0.170-	26.23	0.800-	32.96	0.550-	39.42	1.237-	45.58	1.427-	51.45	1.616-	57.01	1.806-	62.28
C.102-	4.26	0.294-	11.92	0.485-	19.27	0.174-	26.37	0.804-	33.09	0.554-	39.55	1.241-	45.70	1.431-	51.56	1.620-	57.12	1.810-	62.38
C.106-	4.42	0.298-	12.07	0.489-	19.42	0.178-	26.51	0.808-	33.22	0.558-	39.67	1.245-	45.82	1.434-	51.68	1.624-	57.23	1.814-	62.48
C.110-	4.57	0.302-	12.22	0.493-	19.56	0.182-	26.65	0.812-	33.35	0.562-	39.80	1.248-	45.94	1.438-	51.79	1.628-	57.34	1.818-	62.59
C.114-	4.73	0.306-	12.37	0.497-	19.71	0.186-	26.79	0.816-	33.49	0.566-	39.92	1.252-	46.06	1.442-	51.91	1.632-	57.45	1.821-	62.69
C.118-	4.88	0.310-	12.52	0.501-	19.85	0.190-	26.93	0.820-	33.62	0.570-	40.05	1.256-	46.18	1.446-	52.02	1.635-	57.55	1.825-	62.79
C.122-	5.04	0.314-	12.67	0.505-	19.99	0.194-	27.07	0.824-	33.75	0.574-	40.18	1.260-	46.30	1.450-	52.13	1.639-	57.66	1.829-	62.89
C.125-	5.19	0.318-	12.82	0.509-	20.14	0.198-	27.21	0.828-	33.88	0.578-	40.30	1.264-	46.42	1.453-	52.25	1.643-	57.77	1.833-	62.99
C.129-	5.35	0.322-	12.96	0.513-	20.28	0.202-	27.35	0.832-	34.01	0.582-	40.43	1.267-	46.54	1.457-	52.36	1.647-	57.88	1.837-	63.09
C.133-	5.50	0.326-	13.11	0.517-	20.42	0.206-	27.49	0.836-	34.14	0.586-	40.55	1.271-	46.66	1.461-	52.47	1.651-	57.98	1.840-	63.19
C.137-	5.66	0.330-	13.26	0.521-	20.57	0.210-	27.63	0.840-	34.27	0.590-	40.68	1.275-	46.78	1.465-	52.59	1.654-	58.09	1.844-	63.30
C.140-	5.81	0.334-	13.41	0.525-	20.71	0.214-	27.77	0.844-	34.40	0.594-	40.80	1.279-	46.90	1.468-	52.70	1.658-	58.20	1.848-	63.40
C.144-	5.97	0.338-	13.56	0.529-	20.85	0.218-	27.91	0.848-	34.53	0.598-	40.93	1.283-	47.02	1.472-	52.81	1.662-	58.30	1.852-	63.50
C.148-	6.12	0.342-	13.71	0.533-	20.99	0.222-	28.05	0.852-	34.67	0.602-	41.05	1.286-	47.14	1.476-	52.92	1.666-	58.41	1.856-	63.60
C.152-	6.28	0.346-	13.86	0.537-	21.14	0.226-	28.19	0.856-	34.80	0.606-	41.18	1.290-	47.26	1.480-	53.04	1.670-	58.52	1.859-	63.70
C.156-	6.43	0.350-	14.01	0.541-	21.28	0.230-	28.33	0.860-	34.93	0.610-	41.30	1.294-	47.38	1.484-	53.15	1.673-	58.62	1.863-	63.80
C.159-	6.59	0.354-	14.16	0.545-	21.42	0.234-	28.47	0.864-	35.06	0.614-	41.43	1.298-	47.49	1.487-	53.26	1.677-	58.73	1.867-	63.90
C.163-	6.74	0.358-	14.30	0.549-	21.56	0.238-	28.61	0.868-	35.19	0.618-	41.55	1.302-	47.61	1.491-	53.37	1.681-	58.84	1.871-	64.00
C.167-	6.90	0.362-	14.45	0.553-	21.71	0.242-	28.75	0.872-	35.32	0.622-	41.67	1.305-	47.73	1.495-	53.49	1.685-	58.94	1.874-	64.10
C.171-	7.05	0.366-	14.60	0.557-	21.85	0.246-	28.89	0.876-	35.45	0.626-	41.80	1.309-	47.85	1.499-	53.60	1.689-	59.05	1.878-	64.20
C.175-	7.21	0.370-	14.75	0.561-	21.99	0.250-	29.03	0.880-	35.58	0.630-	41.92	1.313-	47.97	1.503-	53.71	1.692-	59.16	1.882-	64.30
C.178-	7.36	0.374-	14.90	0.565-	22.13	0.254-	29.17	0.884-	35.71	0.634-	42.05	1.317-	48.08	1.507-	53.82	1.696-	59.27	1.886-	64.40
C.182-	7.51	0.378-	15.04	0.569-	22.27	0.258-	29.31	0.888-	35.84	0.638-	42.17	1.321-	48.20	1.511-	53.93	1.700-	59.37	1.890-	64.50
C.186-	7.67	0.382-	15.19	0.573-	22.42	0.262-	29.45	0.892-	35.97	0.642-	42.29	1.324-	48.32	1.514-	54.05	1.704-	59.47	1.893-	64.60
C.190-	7.82	0.386-	15.34	0.577-	22.56	0.266-	29.59	0.896-	36.10	0.646-	42.42	1.328-	48.44	1.518-	54.16	1.708-	59.58	1.897-	64.70

FY ALERU = 4200.00

FC CONCRETE = 300.00

PERCENTAGE BALANCEADD = 0.003571

46

P	MU/BU2	P	MU/BU2	P	MU/BU2	P	MU/BU2	P	MU/BU2	P	MU/BU2	P	MU/BU2	P	MU/BU2
0.005	0.19	0.237	5.07	0.460	10.00	0.300	27.24	0.915	33.00	1.143	43.47	1.371	51.05	1.578	50.27
0.009	0.30	0.237	5.07	0.460	10.00	0.300	27.24	0.915	33.00	1.147	43.23	1.375	51.20	1.578	50.41
0.014	0.57	0.241	5.53	0.465	10.04	0.307	27.30	0.924	33.00	1.152	43.76	1.380	51.34	1.577	50.55
0.018	0.76	0.240	10.12	0.474	10.11	0.311	27.75	0.929	33.02	1.157	43.54	1.384	51.49	1.576	50.69
0.023	0.95	0.230	10.30	0.478	10.29	0.310	27.92	0.933	33.10	1.161	44.09	1.384	51.64	1.575	50.83
0.027	1.14	0.235	10.46	0.483	10.46	0.310	28.08	0.936	33.04	1.160	44.24	1.393	51.79	1.571	50.97
0.032	1.34	0.260	10.67	0.487	10.64	0.310	28.23	0.943	33.01	1.170	44.40	1.398	51.93	1.570	51.11
0.036	1.53	0.264	10.85	0.492	10.82	0.310	28.42	0.947	33.07	1.175	44.55	1.402	52.08	1.569	51.25
0.041	1.72	0.265	11.03	0.496	10.99	0.310	28.59	0.952	33.03	1.179	44.71	1.407	52.23	1.568	51.39
0.046	1.91	0.273	11.22	0.501	11.17	0.310	28.76	0.956	33.09	1.184	44.86	1.412	52.37	1.567	51.53
0.050	2.10	0.278	11.40	0.505	11.34	0.310	28.93	0.961	33.15	1.188	45.02	1.416	52.52	1.566	51.67
0.055	2.29	0.282	11.58	0.510	11.52	0.310	29.09	0.965	33.21	1.193	45.17	1.421	52.67	1.565	51.81
0.059	2.48	0.287	11.76	0.515	11.69	0.310	29.26	0.970	33.27	1.198	45.32	1.425	52.81	1.564	51.95
0.064	2.67	0.291	11.95	0.519	11.87	0.310	29.43	0.974	33.33	1.202	45.48	1.430	52.96	1.563	52.09
0.068	2.86	0.296	12.13	0.524	12.04	0.310	29.60	0.979	33.39	1.207	45.63	1.434	53.10	1.562	52.23
0.073	3.05	0.301	12.31	0.528	12.22	0.310	29.77	0.984	33.45	1.211	45.78	1.439	53.25	1.561	52.37
0.077	3.24	0.305	12.49	0.533	12.39	0.310	29.94	0.988	33.51	1.216	45.93	1.443	53.40	1.560	52.51
0.082	3.43	0.310	12.67	0.537	12.57	0.310	30.10	0.993	33.57	1.220	46.09	1.448	53.54	1.559	52.65
0.086	3.62	0.314	12.85	0.542	12.74	0.310	30.27	0.997	33.63	1.225	46.24	1.453	53.69	1.558	52.79
0.091	3.81	0.319	13.04	0.546	12.91	0.310	30.43	1.002	33.69	1.229	46.39	1.457	53.83	1.557	52.93
0.095	4.00	0.323	13.22	0.551	13.09	0.310	30.60	1.006	33.75	1.234	46.54	1.462	53.98	1.556	53.07
0.100	4.19	0.328	13.40	0.555	13.26	0.310	30.77	1.011	33.81	1.239	46.70	1.466	54.12	1.555	53.21
0.104	4.38	0.332	13.58	0.560	13.44	0.310	30.93	1.015	33.87	1.243	46.85	1.471	54.27	1.554	53.35
0.109	4.57	0.337	13.76	0.564	13.61	0.310	31.10	1.020	33.93	1.248	47.00	1.475	54.41	1.553	53.49
0.114	4.76	0.341	13.94	0.569	13.78	0.310	31.27	1.025	33.99	1.252	47.15	1.480	54.56	1.552	53.63
0.118	4.95	0.346	14.12	0.574	13.96	0.310	31.43	1.029	34.05	1.257	47.30	1.484	54.70	1.551	53.77
0.123	5.14	0.351	14.30	0.578	14.13	0.310	31.60	1.034	34.11	1.261	47.46	1.489	54.85	1.550	53.91
0.128	5.33	0.355	14.48	0.583	14.30	0.310	31.76	1.038	34.17	1.266	47.61	1.494	54.99	1.549	54.05
0.132	5.52	0.360	14.66	0.587	14.47	0.310	31.93	1.043	34.23	1.270	47.76	1.498	55.13	1.548	54.19
0.137	5.71	0.364	14.84	0.592	14.65	0.310	32.09	1.047	34.29	1.275	47.91	1.503	55.28	1.547	54.33
0.141	5.90	0.369	15.02	0.597	14.82	0.310	32.26	1.052	34.35	1.280	48.06	1.507	55.42	1.546	54.47
0.146	6.09	0.373	15.20	0.601	15.00	0.310	32.42	1.056	34.41	1.284	48.21	1.512	55.56	1.545	54.61
0.150	6.28	0.378	15.38	0.606	15.17	0.310	32.59	1.061	34.47	1.289	48.36	1.516	55.71	1.544	54.75
0.155	6.47	0.382	15.56	0.610	15.34	0.310	32.75	1.066	34.53	1.293	48.51	1.521	55.85	1.543	54.89
0.159	6.66	0.387	15.74	0.615	15.52	0.310	32.92	1.070	34.59	1.298	48.66	1.525	55.99	1.542	55.03
0.164	6.85	0.391	15.92	0.619	15.69	0.310	33.08	1.075	34.65	1.302	48.81	1.530	56.14	1.541	55.17
0.168	7.04	0.396	16.10	0.624	15.87	0.310	33.25	1.079	34.71	1.307	48.96	1.535	56.28	1.540	55.31
0.173	7.23	0.401	16.27	0.628	16.04	0.310	33.41	1.084	34.77	1.311	49.11	1.539	56.42	1.539	55.45
0.177	7.42	0.405	16.45	0.633	16.22	0.310	33.58	1.088	34.83	1.316	49.26	1.544	56.57	1.538	55.59
0.182	7.61	0.410	16.63	0.637	16.39	0.310	33.74	1.093	34.89	1.321	49.41	1.548	56.71	1.537	55.73
0.186	7.80	0.414	16.81	0.642	16.57	0.310	33.90	1.097	34.95	1.325	49.56	1.553	56.85	1.536	55.87
0.191	7.99	0.419	16.99	0.647	16.74	0.310	34.07	1.102	35.01	1.330	49.71	1.557	56.99	1.535	56.01
0.195	8.18	0.423	17.16	0.651	16.92	0.310	34.23	1.106	35.07	1.334	49.86	1.562	57.13	1.534	56.15
0.200	8.37	0.428	17.34	0.656	17.09	0.310	34.39	1.111	35.13	1.339	50.01	1.566	57.28	1.533	56.29
0.204	8.56	0.433	17.52	0.661	17.27	0.310	34.56	1.115	35.19	1.343	50.16	1.571	57.42	1.532	56.43
0.209	8.75	0.437	17.70	0.665	17.44	0.310	34.72	1.120	35.25	1.348	50.31	1.575	57.56	1.531	56.57
0.213	8.94	0.442	17.87	0.670	17.62	0.310	34.88	1.125	35.31	1.352	50.46	1.580	57.70	1.530	56.71
0.218	9.13	0.446	18.05	0.674	17.79	0.310	35.05	1.129	35.37	1.357	50.61	1.585	57.84	1.529	56.85
0.222	9.32	0.451	18.23	0.679	17.97	0.310	35.21	1.134	35.43	1.361	50.75	1.589	57.98	1.528	56.99
0.227	9.51	0.455	18.41	0.683	18.14	0.310	35.37	1.138	35.49	1.365	50.90	1.594	58.12	1.527	57.13

P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2		
C.004-	0.11	C.164-	5.41	C.005-	10.47	C.040-	19.34	C.700-	24.92	U.907-	24.29	1.087-	28.43	1.200-	32.33	1.449-	36.03	1.629-	39.48
C.007-	0.22	C.160-	5.31	U.000-	11.57	U.049-	19.41	U.750-	20.01	U.910-	24.38	1.091-	28.52	1.270-	32.42	1.452-	36.10	1.633-	39.55
C.011-	0.32	C.151-	5.21	C.072-	14.07	C.053-	15.50	U.733-	20.10	U.914-	24.46	1.095-	28.60	1.275-	32.50	1.456-	36.17	1.636-	39.61
C.014-	0.42	C.155-	5.32	C.070-	14.07	U.050-	15.54	U.757-	20.24	U.910-	24.50	1.090-	28.60	1.279-	32.57	1.459-	36.24	1.640-	39.68
C.018-	0.54	C.155-	5.32	C.070-	14.07	C.050-	15.54	U.741-	20.28	U.921-	24.03	1.102-	28.76	1.282-	32.65	1.463-	36.31	1.644-	39.75
U.022-	0.60	C.202-	6.32	C.081-	10.57	C.063-	15.70	U.744-	20.30	U.925-	24.72	1.105-	28.84	1.286-	32.73	1.467-	36.38	1.647-	39.81
C.025-	0.70	C.200-	6.03	U.067-	11.07	U.067-	15.00	U.748-	20.40	U.928-	24.80	1.109-	28.92	1.290-	32.80	1.470-	36.46	1.651-	39.88
U.029-	0.80	C.210-	6.23	C.090-	11.17	C.071-	15.37	U.751-	20.50	U.932-	24.89	1.113-	29.00	1.293-	32.88	1.474-	36.53	1.654-	39.94
U.032-	0.92	C.213-	6.23	U.094-	11.20	C.074-	15.00	U.755-	20.63	U.936-	24.97	1.116-	29.08	1.297-	32.95	1.477-	36.60	1.658-	40.01
C.036-	1.00	C.217-	6.24	U.097-	11.30	C.078-	15.20	U.759-	20.72	U.939-	25.05	1.120-	29.16	1.300-	33.03	1.481-	36.67	1.662-	40.08
C.040-	1.10	C.220-	6.44	U.091-	11.40	C.082-	15.23	U.762-	20.81	U.943-	25.14	1.123-	29.24	1.304-	33.10	1.485-	36.74	1.665-	40.14
U.043-	1.20	C.224-	6.34	U.095-	11.50	C.085-	15.34	U.766-	20.90	U.946-	25.22	1.127-	29.32	1.308-	33.18	1.488-	36.81	1.669-	40.21
U.047-	1.30	C.228-	6.44	C.090-	11.60	U.089-	15.44	U.769-	20.99	U.950-	25.31	1.131-	29.39	1.311-	33.25	1.492-	36.88	1.673-	40.27
C.051-	1.40	C.231-	6.75	U.092-	11.70	C.092-	15.55	U.773-	21.08	U.954-	25.39	1.134-	29.47	1.315-	33.33	1.496-	36.95	1.676-	40.34
U.054-	1.50	C.235-	6.85	U.095-	11.80	C.095-	15.66	U.777-	21.18	U.957-	25.47	1.138-	29.55	1.319-	33.40	1.499-	37.02	1.680-	40.40
C.058-	1.60	C.230-	6.55	U.098-	11.90	C.098-	15.72	U.780-	21.25	U.961-	25.56	1.142-	29.63	1.322-	33.48	1.503-	37.09	1.683-	40.47
C.062-	1.70	C.242-	7.05	U.093-	12.00	C.093-	16.31	U.784-	21.34	U.965-	25.64	1.145-	29.71	1.326-	33.55	1.506-	37.16	1.687-	40.54
U.065-	1.80	C.240-	7.10	U.096-	12.10	C.096-	16.30	U.788-	21.43	U.968-	25.73	1.149-	29.79	1.329-	33.63	1.510-	37.23	1.691-	40.60
U.069-	1.90	C.245-	7.20	U.099-	12.24	C.099-	16.30	U.791-	21.52	U.972-	25.81	1.152-	29.87	1.333-	33.70	1.514-	37.30	1.694-	40.67
U.072-	2.00	C.253-	7.30	U.094-	12.34	C.094-	17.09	U.795-	21.61	U.975-	25.89	1.156-	29.95	1.337-	33.77	1.517-	37.37	1.698-	40.73
C.076-	2.10	C.250-	7.40	U.097-	12.44	C.097-	17.10	U.798-	21.69	U.979-	25.98	1.160-	30.03	1.340-	33.85	1.521-	37.44	1.701-	40.80
C.080-	2.20	C.260-	7.50	U.091-	12.53	C.091-	17.27	U.802-	21.78	U.983-	26.06	1.163-	30.11	1.344-	33.92	1.524-	37.51	1.705-	40.86
U.083-	2.30	C.264-	7.67	U.094-	12.63	C.094-	17.37	U.806-	21.87	U.986-	26.14	1.167-	30.18	1.347-	34.00	1.528-	37.58	1.709-	40.92
C.087-	2.40	C.267-	7.77	U.098-	12.73	C.098-	17.46	U.809-	21.96	U.990-	26.23	1.170-	30.26	1.351-	34.07	1.532-	37.64	1.712-	40.99
C.090-	2.50	C.271-	7.87	U.092-	12.83	C.092-	17.55	U.813-	22.05	U.993-	26.31	1.174-	30.34	1.355-	34.14	1.535-	37.71	1.716-	41.05
C.094-	2.60	C.275-	7.97	U.095-	12.92	C.095-	17.64	U.816-	22.13	U.997-	26.39	1.178-	30.42	1.358-	34.22	1.539-	37.78	1.719-	41.12
C.098-	2.70	C.276-	8.17	U.099-	13.02	C.099-	17.73	U.820-	22.22	1.001-	26.47	1.181-	30.50	1.362-	34.29	1.542-	37.85	1.723-	41.19
C.102-	2.80	C.282-	8.17	U.092-	13.12	C.092-	17.83	U.824-	22.31	1.004-	26.56	1.185-	30.58	1.365-	34.36	1.546-	37.92	1.727-	41.25
U.105-	2.90	C.285-	8.27	U.096-	13.21	C.096-	17.92	U.827-	22.39	1.008-	26.64	1.188-	30.65	1.369-	34.44	1.550-	37.99	1.730-	41.31
U.109-	3.00	C.285-	8.37	U.099-	13.31	C.099-	18.01	U.831-	22.48	1.011-	26.72	1.192-	30.73	1.373-	34.51	1.553-	38.06	1.734-	41.38
C.112-	3.10	C.293-	8.48	U.093-	13.40	C.093-	18.10	U.835-	22.57	1.015-	26.81	1.196-	30.81	1.376-	34.58	1.557-	38.13	1.738-	41.44
C.116-	3.20	C.290-	8.58	U.097-	13.50	C.097-	18.19	U.839-	22.66	1.019-	26.89	1.199-	30.89	1.380-	34.66	1.561-	38.20	1.741-	41.50
U.119-	3.30	C.300-	8.68	U.091-	13.60	C.091-	18.29	U.842-	22.74	1.022-	26.97	1.203-	30.97	1.384-	34.73	1.564-	38.26	1.745-	41.57
C.123-	3.40	C.303-	8.78	U.094-	13.69	C.094-	18.38	U.846-	22.83	1.026-	27.05	1.207-	31.04	1.387-	34.80	1.568-	38.33	1.748-	41.63
C.126-	3.50	C.307-	8.88	U.098-	13.79	C.098-	18.47	U.849-	22.92	1.030-	27.13	1.210-	31.12	1.391-	34.88	1.571-	38.40	1.752-	41.69
U.130-	3.60	C.311-	8.98	U.091-	13.88	C.091-	18.56	U.853-	23.00	1.033-	27.22	1.214-	31.20	1.394-	34.95	1.575-	38.47	1.756-	41.75
C.134-	3.70	C.314-	9.08	U.095-	13.98	C.095-	18.65	U.856-	23.09	1.037-	27.30	1.217-	31.28	1.398-	35.02	1.579-	38.54	1.759-	41.82
U.137-	3.80	C.310-	9.18	U.099-	14.08	C.099-	18.74	U.860-	23.18	1.040-	27.38	1.221-	31.35	1.402-	35.09	1.582-	38.60	1.763-	41.88
C.141-	3.90	C.322-	9.28	U.092-	14.17	C.092-	18.83	U.863-	23.26	1.044-	27.46	1.225-	31.43	1.405-	35.17	1.586-	38.67	1.766-	41.95
U.144-	4.00	C.325-	9.38	U.096-	14.27	C.096-	18.92	U.867-	23.35	1.048-	27.54	1.228-	31.51	1.409-	35.24	1.589-	38.74	1.770-	42.01
U.148-	4.10	C.329-	9.48	U.099-	14.36	C.099-	19.01	U.871-	23.43	1.051-	27.62	1.232-	31.58	1.412-	35.31	1.593-	38.81	1.774-	42.07
C.152-	4.20	C.330-	9.58	U.093-	14.46	C.093-	19.10	U.874-	23.52	1.055-	27.71	1.235-	31.66	1.416-	35.38	1.597-	38.88	1.777-	42.14
C.155-	4.30	C.330-	9.68	U.097-	14.55	C.097-	19.20	U.878-	23.61	1.059-	27.79	1.239-	31.74	1.420-	35.46	1.600-	38.94	1.781-	42.20
U.159-	4.40	C.340-	9.78	C.092-	14.65	J.701-	19.29	U.881-	23.69	1.062-	27.87	1.243-	31.81	1.423-	35.53	1.604-	39.01	1.785-	42.25
C.163-	4.50	C.343-	9.88	C.094-	14.74	C.704-	19.38	U.885-	23.78	1.066-	27.95	1.246-	31.89	1.427-	35.60	1.608-	39.08	1.788-	42.33
U.166-	4.60	C.347-	9.98	U.097-	14.84	U.707-	19.47	U.889-	23.86	1.069-	28.03	1.250-	31.97	1.431-	35.67	1.611-	39.14	1.792-	42.39
C.170-	4.70	C.350-	10.08	U.091-	14.93	U.712-	19.56	U.892-	23.95	1.073-	28.11	1.254-	32.04	1.434-	35.74	1.615-	39.21	1.795-	42.45
C.173-	4.80	C.354-	10.18	U.095-	15.03	U.715-	19.65	U.896-	24.04	1.076-	28.19	1.257-	32.12	1.438-	35.81	1.618-	39.28	1.799-	42.51
U.177-	4.90	C.358-	10.28	U.099-	15.12	U.719-	19.74	U.899-	24.12	1.080-	28.27	1.261-	32.20	1.441-	35.89	1.622-	39.35	1.803-	42.57
U.181-	5.00	C.361-	10.38	U.092-	15.22	U.722-	19.83	U.903-	24.21	1.084-	28.35	1.264-	32.27	1.445-	35.96	1.626-	39.41	1.806-	42.64

VARIETA LECHO SUPERIOR *

VARIETA LECHO SUPERIOR

VAR. (M) (L) (VAR.)	L. ADIC. X GANCHO	L. TOTAL G. DE 90	L. TOTAL G. DE 180	* LD. VAR.	L. ADIC. X GANCHO	L. TOTAL G. DE 90	L. TOTAL G. DE 180	
FY= 3000.		FC= 300.						
2.0	12.77	1.37	12.39	14.30	15.08	1.50	12.52	14.43
2.5	13.51	2.09	15.91	16.78	18.91	2.50	16.12	16.99
3.0	14.24	2.83	19.65	19.48	22.74	3.33	19.95	19.78
4.0	21.72	5.43	27.65	25.39	30.40	5.96	28.19	25.92
5.0	27.10	8.45	36.29	32.30	38.06	8.29	37.11	33.13
6.0	32.49	12.10	48.41	46.64	45.49	13.37	49.60	47.83
7.0	40.32	16.58	57.01	55.03	56.45	18.21	58.64	56.65
8.0	52.49	21.46	70.09	67.73	73.76	23.79	72.22	69.85
9.0	64.72	27.43	86.46	88.29	93.41	30.12	89.15	90.98
10.0	82.51	33.92	99.55	101.59	115.52	37.26	102.89	104.93
12.0	119.47	48.70	127.34	129.77	165.86	53.49	132.13	134.56
FY= 3000.		FC= 250.						
2.0	10.77	1.65	12.70	14.61	15.08	1.82	12.84	14.75
2.5	13.51	2.58	16.40	17.27	18.91	2.79	16.61	17.48
3.0	16.24	3.74	20.36	20.19	22.74	4.04	20.66	20.49
4.0	21.72	6.69	28.91	26.65	30.40	7.22	29.44	27.18
5.0	27.10	10.42	38.24	34.26	38.06	11.25	39.07	35.09
6.0	32.49	15.00	51.23	49.46	45.49	16.20	52.43	50.66
7.0	44.17	20.43	60.86	58.88	61.94	22.05	62.48	60.50
8.0	57.72	24.69	75.12	72.76	80.31	28.82	77.25	74.89
9.0	73.00	33.80	92.83	94.66	102.32	36.49	95.52	97.35
10.0	90.30	41.80	107.43	109.47	126.55	45.13	110.76	112.80
12.0	129.78	60.01	138.65	141.08	181.69	64.80	143.44	145.87
FY= 3000.		FC= 200.						
2.0	10.77	2.11	13.13	15.04	15.08	2.25	13.27	15.18
2.5	13.51	3.24	17.06	17.93	18.91	3.44	17.26	18.13
3.0	16.24	4.59	21.31	21.14	22.74	4.79	21.61	21.44
4.0	21.72	8.39	30.61	28.35	30.40	8.93	31.15	28.89
5.0	27.10	12.68	40.90	36.92	38.06	13.92	41.74	37.76
6.0	32.49	18.83	55.06	53.29	50.78	20.03	56.26	54.49
7.0	44.38	25.64	66.07	64.09	69.14	27.27	67.70	65.72
8.0	64.53	33.50	81.53	79.57	93.34	35.63	84.06	81.70
9.0	81.71	42.42	101.45	103.28	114.40	45.12	104.15	105.98
10.0	101.06	52.47	119.10	120.14	141.49	55.80	121.43	123.47
12.0	145.10	75.33	159.97	156.40	203.14	80.12	158.76	161.19
FY= 3000.		FC= 150.						
2.0	10.77	2.74	13.76	15.67	15.08	2.88	13.90	15.81
2.5	13.51	4.20	18.02	18.89	18.91	4.41	18.23	19.10
3.0	16.24	5.89	22.71	22.54	22.74	6.39	23.01	22.84
4.0	21.72	10.89	33.11	30.85	30.40	11.43	33.65	31.39
5.0	29.10	16.98	44.80	40.82	40.74	17.81	45.63	41.65
6.0	41.89	24.44	60.67	58.90	58.54	25.64	61.87	60.10
7.0	57.02	33.23	73.71	71.73	79.83	34.91	75.34	73.36
8.0	74.51	43.49	91.92	89.56	104.32	45.61	94.04	91.68
9.0	94.35	55.05	114.09	115.92	132.10	57.76	116.79	118.62
10.0	116.69	68.10	133.73	135.77	162.37	71.44	137.07	139.11
12	167.55	97.78	176.42	178.85	236	102.57	181.21	183.64

VARTILLA LECHO INFERIOR

*

VARTILLA LECHO SUPERIOR

VAR. NO	D. VAR.	L. ADIC. X GANCHO	L. TOTAL G. DE 90	L. TOTAL G. DE 180	*	LD. VAR.	L. ADIC. X GANCHO	L. TOTAL G. DE 90	L. TOTAL G. DE 180
FY= 3500.		FC= 300.							
2.0	12.57	1.77	12.79	14.70	*	17.50	2.06	13.08	14.99
2.5	15.76	2.71	16.53	17.40	*	22.05	3.15	16.97	17.84
3.0	19.95	3.02	20.54	20.37	*	26.53	4.56	21.18	21.01
4.0	25.34	7.02	29.24	26.98	*	35.47	8.16	30.38	28.12
5.0	31.72	10.54	39.76	34.78	*	44.41	12.72	40.54	36.56
6.0	37.90	15.74	51.97	50.20	*	53.07	18.31	54.54	52.77
7.0	47.04	21.43	61.96	59.88	*	65.86	24.93	65.36	63.33
8.0	61.47	29.01	76.44	74.08	*	85.06	32.57	81.00	78.64
9.0	77.84	35.47	94.50	96.33	*	109.97	41.24	100.27	102.10
10.0	96.27	43.86	109.49	111.53	*	134.77	51.01	116.64	118.68
12.0	129.22	62.98	141.62	144.05	*	193.50	73.24	151.88	154.31

FY= 3500.		FC= 250.							
2.0	12.57	2.14	13.16	15.07	*	17.60	2.43	13.45	15.36
2.5	15.76	2.27	17.09	17.96	*	22.06	3.71	17.53	18.40
3.0	19.95	4.74	21.36	21.19	*	26.53	5.38	22.00	21.83
4.0	25.34	8.49	30.71	29.45	*	35.47	9.63	31.85	29.59
5.0	31.72	12.23	41.05	37.07	*	44.41	15.01	42.83	38.05
6.0	37.90	19.04	55.27	53.50	*	53.07	21.61	57.84	56.07
7.0	51.53	25.92	66.35	64.37	*	72.15	29.42	69.85	67.87
8.0	67.34	33.88	92.31	79.95	*	94.27	38.44	86.87	84.51
9.0	85.27	42.90	101.93	103.76	*	119.37	48.67	107.70	109.53
10.0	105.46	53.05	119.68	120.72	*	147.64	60.20	125.83	127.87
12.0	141.41	76.17	154.81	157.24	*	211.97	86.43	165.07	167.50

FY= 3500.		FC= 200.							
2.0	12.57	2.44	13.66	15.57	*	17.60	2.93	13.95	15.86
2.5	15.76	4.04	17.86	19.73	*	22.06	4.48	18.30	19.17
3.0	19.95	5.86	22.49	22.31	*	26.53	6.50	23.12	22.95
4.0	25.34	10.48	32.70	30.44	*	35.47	11.62	33.84	31.58
5.0	31.72	14.33	44.15	40.17	*	44.41	18.12	45.94	41.96
6.0	42.32	23.51	59.74	57.97	*	59.25	26.08	62.31	60.54
7.0	57.62	32.01	72.44	70.46	*	80.55	35.50	75.93	73.95
8.0	75.29	41.82	90.25	87.89	*	105.40	46.39	94.82	92.46
9.0	95.33	52.96	111.99	113.82	*	133.46	58.74	117.77	119.60
10.0	117.90	65.50	131.13	133.17	*	165.06	72.64	138.27	140.31
12.0	169.28	94.04	172.68	175.11	*	236.99	104.30	182.94	185.37

FY= 2500.		FC= 150.							
2.0	12.57	3.37	14.39	16.30	*	17.50	3.66	14.68	16.59
2.5	15.76	5.17	18.99	19.86	*	22.05	5.61	19.43	20.30
3.0	19.95	7.47	24.11	23.94	*	26.53	8.13	24.75	24.58
4.0	25.34	13.39	35.41	33.35	*	35.47	14.54	36.76	34.50
5.0	33.05	20.89	48.70	44.72	*	47.53	22.66	50.48	46.50
6.0	49.87	30.04	64.29	64.52	*	68.41	32.62	68.85	67.08
7.0	66.53	40.92	81.35	79.37	*	93.14	44.41	84.84	82.86
8.0	84.93	53.47	101.90	99.54	*	121.71	58.03	106.46	104.10
9.0	110.08	67.71	126.74	128.57	*	154.11	73.49	132.52	134.35
10.0	136.14	83.74	149.37	151.41	*	190.60	90.88	156.51	158.55
12.0	195.47	120.23	198.87	201.30	*	273.56	130.49	209.13	211.56

VAPILLA LECHO SUPERIOR

VAPILLA LECHO SUPERIOR

VAR. NO	L.D. VAR.	L. ADIC. X GANCHO	L. TOTAL G. DE 90	L. TOTAL G. DE 180	* LD. VAR.	L. ADIC. X GANCHO	L. TOTAL G. DE 90	L. TOTAL G. DE 180
FY= 4200.		FC= 300.						
2.0	15.19	2.54	13.54	15.47	* 21.12	2.83	13.85	15.76
2.5	17.31	3.90	17.72	18.59	* 26.48	4.34	18.16	19.03
3.0	22.74	5.64	22.26	22.09	* 31.84	6.28	22.90	22.73
4.0	30.40	10.10	32.32	30.06	* 42.57	11.24	33.46	31.20
5.0	39.06	15.74	43.56	37.58	* 53.29	17.52	45.34	41.36
6.0	45.40	22.66	58.89	57.12	* 63.68	25.22	61.45	59.68
7.0	56.45	30.94	71.27	69.29	* 79.03	34.34	74.76	72.79
8.0	73.76	40.30	88.73	86.37	* 103.27	44.87	93.30	90.94
9.0	93.41	51.03	110.06	111.89	* 130.77	56.81	115.84	117.67
10.0	115.52	63.12	128.75	130.79	* 161.73	70.26	135.89	137.93
12.0	165.96	90.62	169.26	171.69	* 232.21	100.85	179.52	181.95
FY= 4200.		FC= 250.						
2.0	15.08	2.99	14.01	15.92	* 21.12	3.28	14.30	16.21
2.5	19.91	4.58	19.40	19.27	* 26.43	5.02	18.84	19.71
3.0	22.74	6.53	23.25	23.08	* 31.84	7.27	23.89	23.72
4.0	30.40	11.86	34.09	31.82	* 42.57	13.00	35.22	32.96
5.0	39.06	18.49	46.31	42.33	* 53.29	20.27	48.09	44.11
6.0	45.40	26.61	62.84	61.07	* 63.68	29.18	65.41	63.64
7.0	61.94	36.23	76.66	74.68	* 86.57	39.72	80.15	78.17
8.0	80.91	47.34	95.77	93.41	* 113.13	51.91	100.34	97.98
9.0	102.32	59.95	119.58	120.81	* 143.25	65.73	124.76	126.59
10.0	126.55	74.14	139.77	141.81	* 177.17	81.29	146.92	148.96
12.0	191.60	106.45	195.09	197.52	* 254.37	116.71	195.35	197.78
FY= 4200.		FC= 200.						
2.0	15.08	3.59	14.61	16.52	* 21.12	3.88	14.90	16.81
2.5	18.91	5.50	19.32	20.19	* 26.43	5.94	19.76	20.63
3.0	22.74	7.57	24.59	24.42	* 31.84	8.60	25.22	25.05
4.0	30.40	14.25	36.47	34.21	* 42.57	15.39	37.61	35.35
5.0	39.06	22.21	50.03	46.05	* 53.29	24.00	51.82	47.84
6.0	50.78	31.97	68.20	66.43	* 71.13	34.54	70.77	69.00
7.0	69.14	43.53	83.96	81.98	* 96.79	47.02	87.45	85.47
8.0	90.34	56.98	105.31	102.95	* 126.48	61.44	109.87	107.51
9.0	114.40	72.03	131.06	132.89	* 150.16	77.80	136.83	138.66
10.0	141.48	89.08	154.71	156.75	* 198.08	96.23	161.86	163.90
12.0	203.14	127.90	206.54	209.97	* 284.39	138.16	216.80	219.23
FY= 4200.		FC= 150.						
2.0	15.08	4.47	15.49	17.40	* 21.12	4.76	15.78	17.69
2.5	18.91	6.85	20.67	21.54	* 26.43	7.29	21.11	21.98
3.0	22.74	9.92	24.54	26.37	* 31.84	10.56	27.18	27.01
4.0	30.40	17.75	34.97	37.71	* 42.57	15.89	41.11	38.85
5.0	40.74	27.67	55.49	51.51	* 57.04	25.45	57.27	53.29
6.0	53.64	39.93	76.06	74.29	* 82.10	42.40	78.63	76.86
7.0	79.83	54.23	94.66	92.68	* 111.77	57.72	90.15	96.17
8.0	104.32	70.86	119.29	116.93	* 146.05	75.42	123.85	121.49
9.0	132.10	89.72	148.75	150.58	* 184.93	95.50	154.53	156.36
11	163.37	110.97	176.60	178.64	* 227.72	118.11	183.74	185.78
1	234.56	150.32	237.96	240.39	* 293.39	169.58	248.22	250.65



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

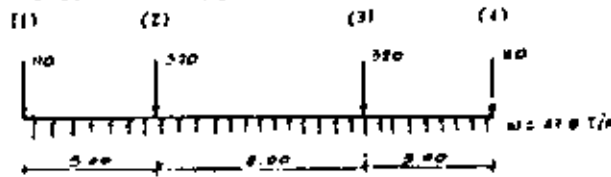
DISERNO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

DISERNO DE CIMENTACIONES (COMPLEMENTO).

MAYO DE 1983.

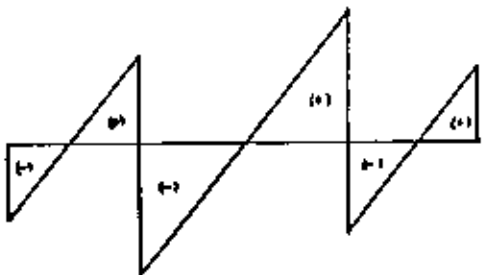
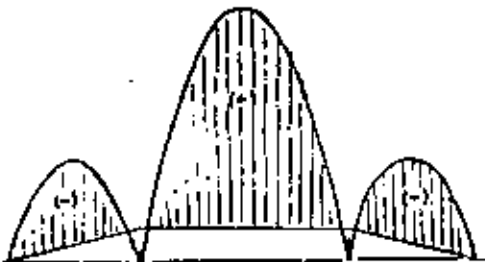
ANÁLISIS COMO VIGA FLOTANTE

DIRECCIÓN PARALELA A LOS EJES LATERA.



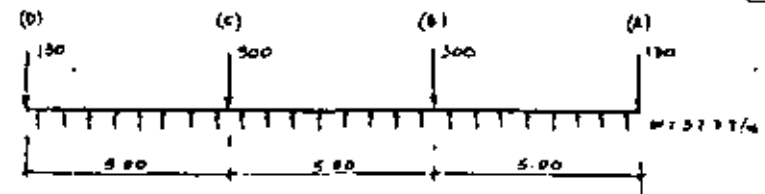
EJES EQUIV. 1155	114535.6	25495.6	250119.5	100	TON
3 9745. 35	-104.9	191.3	-100.0	-75	-
CTR. PRIN.	0.5	-75.4	25.8	-1.9	-
V. S	475	-384.6	301.6	-475	TM
M	0	455	-321.7	475	-
V real	-100	129.191	0.0	100	TON

SE CONSIDERA A TODA LA ESTRUCTURA EN COM-
JUNTO COMO UNA UN-
DA CINÉTICA "FLOTAN-
TE" SOBRE EL SUELO
Y SUJETA A UN ES-
TADO DE EQUILIBRIO
ENTRE LAS CARGAS
DE LAS COLUMNAS
Y LA REACCIÓN DEL
SUELO. SE SUPLE
EL MÉTODO DE NEW-
TON PARA OBTEN-
ER LOS ELEMENTOS
MÉCANICOS.

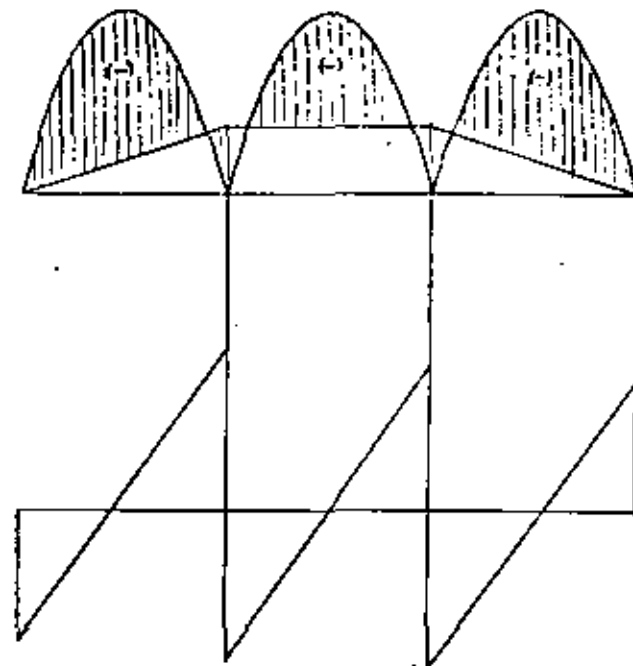


LOS ELEMENTOS ME-
CÁNICOS SON PARA
EL CONJUNTO Y DE-
BEN REPARTIRSE
PROPORCIONALMENTE
A LA RIGIDEZ DE CA-
DA PARRA. (EJES
A, D Y EJES B, C).

DIRECCIÓN PARALELA A LOS EJES NUMERO



EJES EQUIV. 716	716	716	716	716	716	716	716	TON
SE PARRA	-100	100	-100	100	-100	100	-100	-
V PRIN	-50.4	24.9	-21.9					-
V. S	-100	100	-100					-
M	0	-100	0	-100				-
V real	100	100	100	100	0.0			-

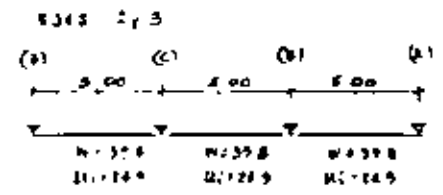
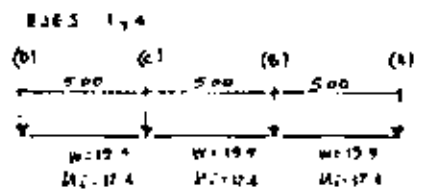
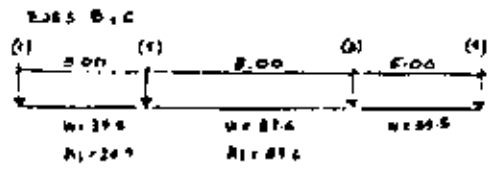
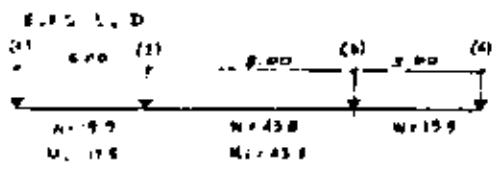


LOS ELEMENTOS
MÉCANICOS SE DE-
REPARTEN PRO-
PORCIONALMENTE
A LA RIGIDEZ DE
CADA PARRA
(EJES 1, 4, 5, 6
7, 8)

EXERCISE COMO PISO INDEPENDIENTE

(3)

(2)

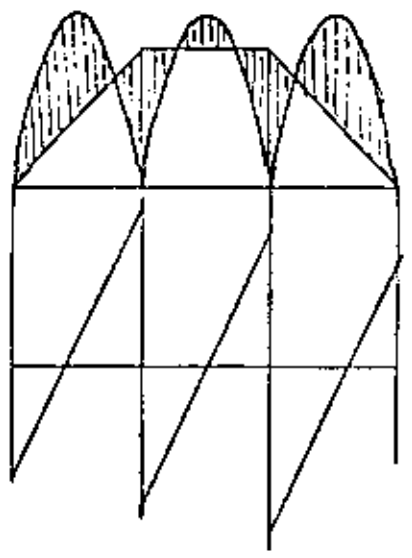
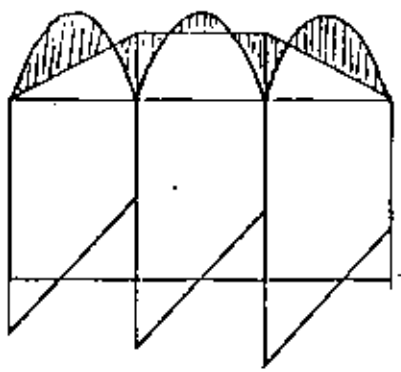
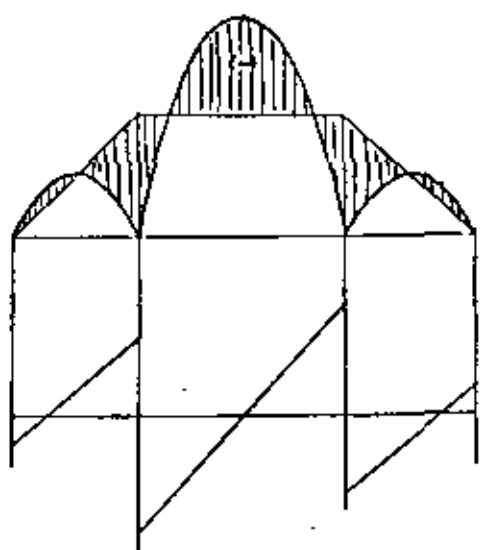
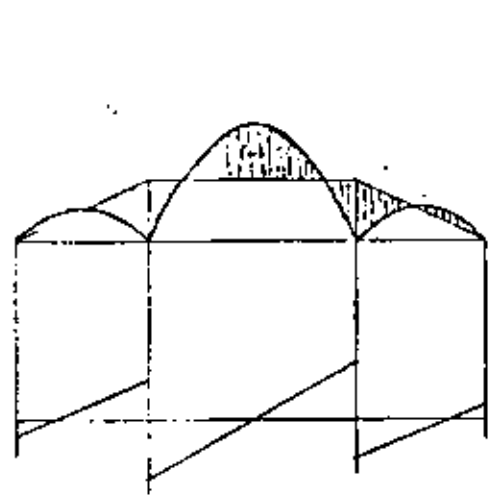


0.55	0.45
17.6	-24.9
43.8	43.8
15.9	-17.4
19.9	17.4
19.9	-17.4
10.0	-14.9
4.1	4.1
-5.9	14.9
5.9	30.6

0.55	0.45
34.7	-58.4
10.4	15.1
4.9	-7.6
4.9	3.4
47.6	-47.6
19.9	-17.4
4.9	7.6
-10.4	37.4
10.4	73.9

0.45	0.55
17.4	-17.4
-1.8	-1.8
	1.2
-0.5	-0.7
10.1	-10.1
9.9	-12.6
2.0	0
-8.0	11.9
8.0	21.9

0.45	0.55
24.9	-16.6
-5.6	-4.6
	7.8
-1.0	-1.3
70.3	-20.9
-19.9	19.9
4.1	4.1
-16.8	24.0
16.8	43.9



CADA TABLA SE ANALIZA INDEPENDIENTEMENTE
 DEPENDIENDO DE LA REACCION DEL SUELO QUE ACTUA
 EN EL AREA TRIBUTARIA CORRESPONDIENTE.
 EL DIBUJO REPETIDO PARA EL ANALISIS DE EL DE CADA.

CIMENTACIONES PROFUNDAS

Cuando las capas superficiales son compresibles, se recurre generalmente a una cimentación compensada. Sin embargo cuando la profundidad de la excavación requerida para compensar el peso de una construcción excede de unos 5 m aproximadamente, (esta excavación corresponde a un edificio de unos 8 ó 9 pisos ubicado en la Cd. de México) se recurre a una cimentación piloteada.

Lo anterior está justificado desde el punto de vista económico, pues una excavación muy profunda requiere de una serie de elementos de protección como tablaestaca y troqueles que aseguren la estabilidad de los cortes así como de un bombeo continuo y un procedimiento de construcción muy cuidadoso. Todo esto tiene un costo elevado y requiere generalmente de mayor tiempo de ejecución que el que se necesita para hincar un cierto número de pilotes.

En otros casos será justificable el empleo de pilotes, aún en construcciones de pocos pisos, cuando las características de los mantos superficiales sean de naturaleza errática como en el caso de las zonas minadas o en terrenos donde exista un manto de roca volcánica muy fisurada o cavernosa. Así mismo en construcciones marinas (muelles) se emplean pilotes que llevan las cargas de la estructura a través del agua hasta el fondo del mar.

PILOTES

Son elementos que transmiten las cargas a estratos más resistentes o bien distribuyen los esfuerzos a lo largo de capas de cierta longitud.

Desde el punto de vista de la transmisión de carga pueden ser:

- a) De punta
- b) De fricción
- c) Mixtos

Según el material de que están hechos, se tienen pilotes

de:

- a) Concreto
- b) Madera
- c) Acero
- d) Mixtos

Los pilotes de concreto, que son los más empleados en la actualidad pueden ser:

- a) Precolados de una sola pieza o dos con una junta, reforzados o presforzados. En este caso el diseño en general queda gobernado por los requisitos de izado y manejo especialmente si el pilote es largo.

Se hincan con un martillo especial con o sin perforación previa. Tienen el inconveniente de no poderse garantizar en ellos una verticalidad perfecta a menos que se haga perforación previa. Si son de punta pueden quedar cortos o largos de acuerdo con las variaciones de la capa resistente. Tienen el riesgo de romperse durante el hincado. Necesitan hincarse antes de realizar la excavación. Si son muy largos requieren una junta difícil de ejecutar.

Tienen la ventaja de poderse controlar la calidad del concreto y la posición del armado.

- b) Precalados formados por varios segmentos cortos. Este tipo consiste en una serie de cilindros de 1.50 a 2.00 m de longitud con un agujero en el centro por el cual se puede introducir una plomada óptica a fin de chequear la verticalidad. Se pueden hincar con presión (sin golpeo) aún después de construir el edificio. Tienen ventajas en cuanto a control de calidad de los materiales y transporte. Tienen el inconveniente de la gran cantidad de juntas por lo que es conveniente añadirles unos alambres que se presfuerzan a fin de tener un trabajo más adecuado. Tienen la desventaja de requerir un gran lastre para su hincado.

- c) Colados in situ. Se requiere una excavación previa y en la mayor parte de los casos una camisa que sirva de ademe de protección de la excavación. Esta camisa en algunos casos se extrae durante el colado del pilote, en otros forma parte de él y queda ahogada. Tiene la ventaja de que se controla perfectamente la verticalidad y la profundidad de despliegue. En cambio se requiere una supervisión especial para evitar que el concreto se mezcle con la arcilla o el agua, o bien que se mueva el armado durante el colado.

En algunos casos en este sistema se emplea una punta especial precolada de concreto que se hince en la perforación previa de la misma manera que un pilote precolado y sobre esta punta se hace el colado de la parte restante del pilote (pilotes button bottom). En otros casos se realiza una amplificación en la base del pilote en forma de cono trunca-

do lo cual aumenta considerablemente su capacidad.

De acuerdo con su sección transversal, se tienen:



Una pila no es más que un pilote cuya sección transversal es grande con respecto a su longitud.

TABLA COMPARATIVA DE LAS CARACTERÍSTICAS DE

LOS PILOTES

TIPO	CAPACIDAD COMÚN (TON)	VENTAJAS	DESVENTAJAS	USOS
Madera	20 - 25	Bajo Costo	-Baja Capacidad -Vida Corta -Deterioro	Estructuras Provisional Se usaron en la antigüedad.
Concreto Precolado	80 - 100	Buena Capacidad	-Deben reforzarse para maniobras de izado y manejo -Requieren espacio para su almacenamiento y colado. -Requieren de un tiempo previo a su hincado. -Requieren equipo pesado para su manejo e hincado. -Pueden quedar desviados. -Su longitud está limitada por rampas de transporte. En este caso requieren juntas de campo.	Se usan en cimentaciones de puentes. Edificios, muelles, etc.
Concreto Colado in situ	80 - 300	-Gran Capacidad de Carga especialmente si tienen ampliación en la base. -Garantía de verticalidad. -Evitar las desventajas del hincado	-Requieren perforación previa. -Pueden requerir ademe. -Pueden requerir colados bajo el agua.	Mismas aplicaciones que los precolados.
Acero	100	-Buena capacidad -Facilidad de penetración.	-Daño por corrosión -Costo elevado -Poco efectivos por fricción.	Construcciones que admitan pilotes de punta se emplean para disminuir los hundimientos de un suelo compresible.
Mixtos		Combinan las ventajas y desventajas de los anteriores		Usos muy particulares.

DISEÑO DE UNA ZAPATA APOYADA EN PILOTES

Se pretende diseñar una zapata aislada, ubicada en un terreno con baja capacidad de carga. De acuerdo con la magnitud de los cargas la solución indicada es la utilización de pilotes.

CONDICIONES DE CARGA

- 1ª P = 280 Ton (CARGAS GRAVITACIONALES)
- 2ª P = 280 Ton Mx ± 50 Tm (CARGAS GRAVITACIONALES VIENTO)

El diseño estructural se hará de acuerdo a ACI 318-77

Factores de carga : 1ª CONDICION : 1.45

2ª CONDICION : 1.85

MATERIALES $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ CONCRETO

$f_y = 4200$ ACERO

PILOTES : Sección circular $\phi 70 \text{ cm}$

CAPACIDAD : 80 TON (CONDICIONES ESTÁTICAS)

(DE PUNTA) $80 \times 1.33 = 106 \text{ TON}$ (CONDICIONES ACCIDENTALES)

A) NÚMERO DE PILOTES

Se obtendrá para la primera condición

$$N = \frac{280 \text{ TON zapata}}{80} \approx 4$$

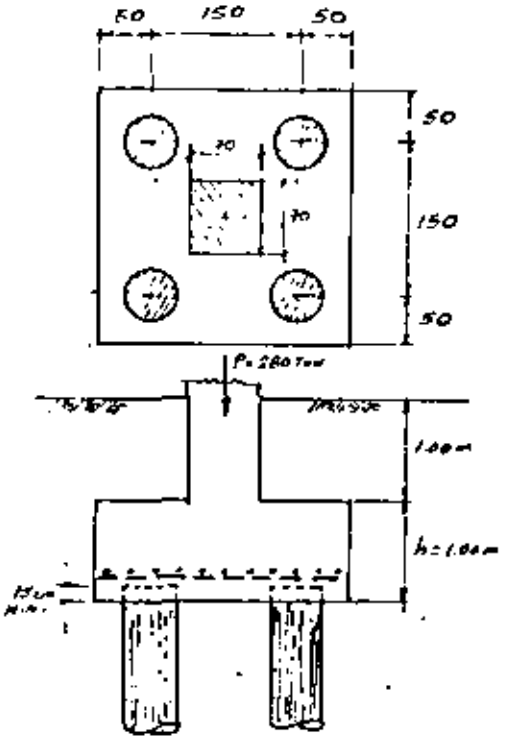
Puesto que no se conocen las dimensiones de la zapata el número de pilotes tendrá que ajustarse posteriormente si el peso de lo mismo lo amerita.

El número de pilotes obtenido hace pensar en una zapata cuadrada cuyas dimensiones en planta sean las necesarias para contener los pilotes. La separación mínima entre pilotes generalmente es 3 diámetros (centro a centro).

B) FIGURA TENTATIVO

(11)

(12)



Estimación del peso de la zapata.
 Peralte total supuesto = 100 cm
 Peso = $2.50^2 \cdot 10 \cdot 2.4 = 15 \text{ Ton}$
 Peso de la tierra situada sobre la zapata:
 $2.50^2 \cdot 1.00 \cdot 1.6 = 10 \text{ Ton}$

$\sum d_i^2$ es el momento de inercia del conjunto de pilotes con respecto al eje de flexión, consideradas como puntos, pues su área es la misma para todos.

La fórmula anterior es la fórmula de la curva elástica aplicada a un sistema elástico representado por los pilotes considerados como puntos que resisten los efectos exteriores (carga axial y momentos) a través de la zapata que se considera infinitamente rígida).

Substituyendo se obtiene: $\sum d_i^2 = 4 \cdot 0.75^2 = 2.25$

$$F_i = \frac{305}{4} + \frac{50}{2.25} \cdot 0.75 = 76.2 + 16.9 = 92.9 < 106$$

$$F_i = \frac{305}{4} - \frac{50}{2.25} \cdot 0.75 = 76.2 - 16.9 = 59.3 < 106$$

La fuerza mínima sobre los pilotes es menor que su capacidad y no se presentan fisuras. Por lo tanto las dimensiones de la zapata en planta y el número de pilotes son adecuados.

C) REVISIÓN DE LAS FUERZAS EN LOS PILOTES

1ª CONDICIÓN (Cargas gravitacionales)

$$F_i = \frac{\sum P}{N} = \frac{305}{4} = 76.2 \text{ Ton} < 80 \text{ capacidad}$$

2ª CONDICIÓN (Cargas gravitacionales + viento)

$$F_i = \frac{\sum P}{N} \pm \frac{M}{\sum d_i} \cdot d_i$$

En la expresión anterior d_i es la distancia de cualquier pilote al eje rotacional del cual se presenta la flexión.

B) Peralte de la zapata

Esta queda generalmente condicionada por cortante. Puesto que la sección crítica por cortante se localiza a medio peralte efectivo "d" de las caras de la columna, es necesario proceder por tanteos.

Suponiendo $d = 70 \text{ cm}$

El cortante resistente está dado por

$$V_r = \phi \sqrt{f_c} b_w d$$

ϕ : factor de reducción de resistencia = 0.85 para cortante
 b_w : perímetro de la sección crítica de cortante

Vc = 2(70 + 35 + 35) = 560 cm

Vc = 0.86 sqrt(300) (560) 30 = 471 000 kg.

Vc = 471 700 > Vu = 168 + 280 = 462 700 N

Se tomará d = 70 cm para el diseño por flexión
NOTA. Las zapatas deben revisarse por cortante suponiendo que son vigas anchas, sin embargo en este caso no procede esta revisión pues la sección de falla por esta condición se presenta a un peralte de la cara de la columna o sea que se localiza "mas allá" del centro de los pilotes.

2) DISEÑO DEL REFUERZO POR FLEXION

La sección crítica por flexión se localiza en el paño de la columna

1ª CONDICION Mu = 1.65 + 2 + 70.2 + 0.40 = 101 TN Rige

2ª CONDICION Mu = 1.25 + 2 + 92.9 + 0.40 = 98 TN

Mu / phi bd^2 = 10100000 / (0.90 * 280 * 70^2) = 9.2

rho = 0.0023

Au = 0.0023 * 280 * 70 = 40 cm^2

2) VARZ # 5 @ 21

3) ADHERENCIA

La longitud de las varillas, a partir del paño de la columna, es 90 cm que es mayor que la longitud de desarrollo para la varilla del # 5 en las condiciones de este problema.

El pilote en su posición final dentro del suelo, generalmente se concibe como un elemento sometido a carga axial pura. Eventualmente pueden diseñarse los pilotes para resistir carga axial y momento aunque esto requerirá generalmente de una sección transversal muy grande (pila). El momento en este caso es provocado por el efecto de una fuerza horizontal de viento o de sismo, que al actuar sobre una cimentación superficial flexible desplantada en un terreno compresible, puede provocar un desplazamiento de la cabeza de los pilotes. En tales condiciones el diseño estructural corresponde al de un miembro sometido a fierocompresión.

Cuando los momentos flexionantes son grandes, puede ser conveniente el empleo de pilotes inclinados en lugar de aumentar la sección transversal. Tal es el caso de una cimentación para un muelle en donde puede existir un tramo importante del pilote sin restricción lateral.

En caso de no existir desplazamientos horizontales se puede considerar que el pandeo del pilote está evitado por el confinamiento natural que le proporciona el suelo circundante, sin embargo en terrenos exageradamente blandos pueda ser necesario revisar tal posibilidad de pandeo.

En los pilotes precolados es necesario revisar las condiciones de flexión a que está sometido en las diferentes etapas previas al hincado (ver figura)

A continuación se muestra el diseño detallado de un pilote.

te.



(15)



w: peso Kg/m

FORMAS DE IZADO

DISEÑO DE UN PILE

(16)

Se diseñará un pilote con las siguientes características

$P = 90 \text{ Ton}$ (compresión) $P = 30 \text{ Ton}$ (tensión)

$L = 14.00 \text{ m}$

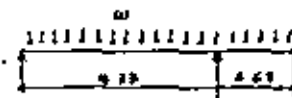
Sección cuadrada 50×50

El pilote será precastado y reforzado de un solo tramo.

$f_c' = 250 \text{ Kg/cm}^2$

$F_y = 3000$

A) CONDICION DE IZADO



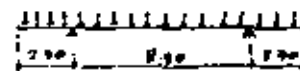
Peso del pilote
 $w = 0.50^2 \cdot 2.4 = 0.61 \text{ m}$

$M_{max} = \frac{0.61 \cdot 14^2}{2} = 6.1 \text{ m}$

Para esta condición se tomará un factor de carga = 1.1 por ser una condición temporal

$M_0 = 1.1 \cdot 6.1 = 7.15 \text{ m}$

B) TRANSPORTE Y ESTIBA



$M_0 = \frac{0.61 \cdot 14^2}{2} = 7.15 \text{ m}$

17

En esta condición se considera un incremento del peso por impacto de 30%.

El factor de carga será 1.4

$$P_u = 1.4 \times 3.9 \times 4.6 \text{ Tm}$$

c) DISEÑO POR FLEXION

Se diseñará para $M_u = 7.15 \text{ Tm}$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{715000}{0.9 \times 50 \times 46^2} = 7.8 \quad \rho = 0.0087$$

$A_s = 6 \text{ cm}^2$ en cada cara.

Se pondrá 1 var. #8 en cada esquina. Esta da más que el acero requerido por flexión y representa 0.008 de la sección total, que es un porcentaje ligeramente menor que el mínimo para columnas (0.01)

d) DISEÑO POR CORRIJANTE

$$V_u = 1.4 \times 0.64 \times 4.6 \text{ Tm} = 3.1 \text{ Tm}$$

$$V_r = \phi 0.5 \sqrt{f_c} b d \quad (\text{sin refuerzo})$$

$$V_r = 0.5 \times 0.5 \sqrt{250} \times 50 \times 46 = 15000 \text{ kg} > V_u$$

Lo que requiere refuerzo

e) DISEÑO COMO COLUMNA CORTA

$$P_u = 1.4 \times 90 = 126 \text{ Tm}$$

$$P_r = \phi (0.85 f_c' A_g + A_s f_y) \quad (\text{Columna de entribos})$$

$$P_r = 0.70 (0.85 \times 200 \times 50^2 + 30 \times 3000) = 542000 \text{ kg} > P_u$$

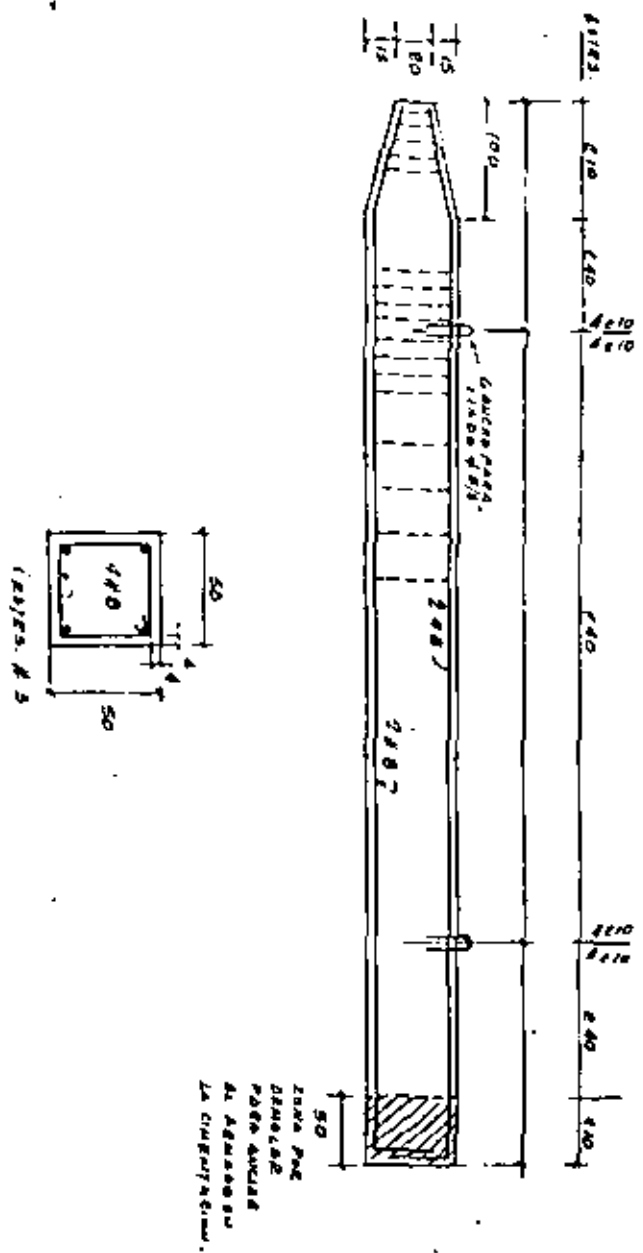
Entonces ϕ #8 @ 40 cm (K.D)

f) DISEÑO POR TENSION

$$P_u = 1.4 \times 30 = 42 \text{ Tm}$$

$$P_r = \phi A_s f_y = 0.70 \times 20 \times 3000 = 54000 \text{ kg} > P_u$$

18





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

Ing. Luis Bernardo Rodríguez González.

MAYO DE 1983.

INDICE.

	PAGINA.
I. INTRODUCCION.	1
II. EXCAVACIONES.	1
II.1 Excavaciones con salud.	2
II.2 Excavaciones adernadas.	18
III. EXPANSIONES.	29
III.1 Algunas medidas para disminuir las expansiones.	30
IV. CONTROL DE FILTRACIONES.	31
IV.1 Métodos de abatimiento del nivel freático.	32
V. DISEÑO DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.	39
VI. DAÑOS A ESTRUCTURAS VECINAS.	46
VI.1 Movimientos asociados con una excavación.	46
VI.2 Asentamientos debidos al abatimiento del nivel freático.	47
VI.3 Algunos pasos para prevenir daños en estructuras vecinas.	48
VII. INSTRUMENTACION Y CONTROL EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.	49

	PAGINA.
VII.1 Abatimiento del nivel freático por gravedad.	50
VII.2 Abatimiento de nivel freático por electroosmosis.	53
VII.3 Movimientos.	54
VII.4 Inclínómetros.	57
VII.5 Cargas en puntales.	58
VII.6 Compactación.	58
VII.7 Desplomes y movimientos posteriores a la construcción.	59

I. INTRODUCCION.

En los temas tratados anteriormente, se han descrito los métodos para lograr un comportamiento adecuado de varios tipos de cimentaciones soportadas. En general, una cimentación se considera satisfactoria, si no transmite al subsuelo presiones que excedan su capacidad de carga o que provoquen excesivos asentamientos. Sin embargo, ciertos tipos de cimentación que pueden ser completamente aceptables desde los dos puntos de vista anteriores, pueden ser también extremadamente difíciles o imposibles de construir, o su construcción puede provocar asentamientos excesivos en las estructuras vecinas. Por lo tanto, la elaboración de un buen procedimiento de construcción de la cimentación deberá considerarse como un factor importante y, en ocasiones decisivo en la solución final de cimentación que se adopte.

II. EXCAVACIONES.

La mayoría de las estructuras que se construyen son cimentadas por debajo de la superficie del terreno, lo cual implica realizar excavaciones cuya profundidad depende del tipo de cimentación elegido de acuerdo con los temas tratados anteriormente.

Son varios los factores que se deben tomar en cuenta para realizar una excavación; a continuación se describen los aspectos más importantes:

II.1 EXCAVACIONES CON TALUD.

La condición principal para realizar este tipo de excavaciones es que exista suficiente espacio en las vecindades donde se efectuará la excavación para desarrollar los taludes con la inclinación que se obtenga de los análisis; esta inclinación es función del tipo y propiedades del suelo o roca, la profundidad de la excavación y el tiempo que la excavación debe permanecer abierta.

a) Tipos de falla.

Los tipos de falla más frecuente que se presentan en los taludes de una excavación, son los siguientes:

- Fallas por rotación.
- Fallas por deslizamiento o traslación.

En el primer caso, se define una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud, esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin error mayor, a una circunferencia.

En el segundo caso, la falla ocurre a lo largo de superficies débiles en el cuerpo del talud, o en su cimentación, los cuales

suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal.

En la figura 1 se presenta la nomenclatura usual en taludes simples, así como los diversos tipos de fallas.

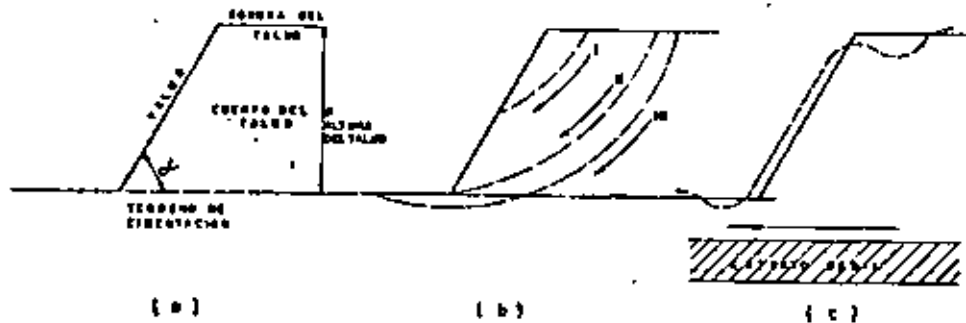


FIG. 1 Nomenclatura y fallas en el cuerpo de taludes
 a) Nomenclatura
 b) Fallas por rotación
 I Local
 II Por el pie del talud
 III De base
 c) Falla por traslación sobre un plano débil

b) Análisis de estabilidad.

A continuación se presenta el método de análisis de estabilidad de taludes para los tipos de falla antes mencionados, a fin de encontrar su inclinación estable.

b.1. Taludes en arena.

La estabilidad de un talud en suelo "puramente friccionante" ($c = 0, \phi \neq 0$), tal como una arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas, por lo cual, para garantizar estabilidad, bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna, ϕ del material, que en un material suelto, seco y limpio se acerca mucho al ángulo de reposo.

Si el ángulo α es muy próximo a ϕ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por agua y viento. La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación entre los valores de la tangente de los ángulos α y ϕ

(F.S. = $\frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$), basta que tal factor sea del orden de 1.1 a

1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

b. 7. El Método Suroco.

Bajo el título de genérico de Método Suroco, se comprende todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes respecto a falla por rotación en los que se considera que la superficie de falla es cónica. Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad.

b. 2.1 Suelos "puramente cohesivos" ($\phi = 0, c \neq 0$).

En este caso, se trata de un talud constituido por un material homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la ley de resistencia puede expresarse como:

$$S = C$$

donde C = cohesión

Para este caso, el método puede aplicarse según un procedimiento sencillo propuesto por A. Casagrande. La descripción que sigue se refiere a la figura 2:

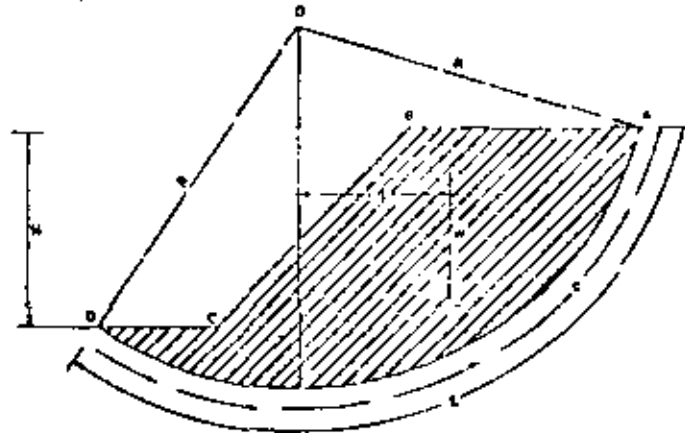


FIG. 2 Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Suroco a un talud puramente "cohesivo".

Considérese un arco de circunferencia de centro en O y radio R. La masa de talud que se movilizaría, si esa fuera la superficie de falla, aparece achutada con la figura y puede considerarse que las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra, llamadas fuerzas actuantes, son el peso del área ABCDA. El momento de esas fuerzas en torno a un eje normal a través de O, llamado momento motor será:

$$M_m = Wd$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son los efectos de la "cohesión" a lo largo de toda la superficie de deslizamiento su- puesta; así, el momento de esas fuerzas respecto al eje de rota- ción con centro en O, llamado momento resistente, será:

$$M_r = c L R$$

En el instante de falla incipiente, se cumple que:

$$M_m = M_r$$

Y así, se define un factor de seguridad como:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{c L R}{W d}$$

La experiencia permite considerar un valor de 1.5 como un va- lor de F.S. compatible con una estabilidad práctica razonable.

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superfi- cie de falla escogida sea la que represente las condiciones más- críticas del talud bajo estudio, (círculo crítico). Siempre existi- rá la posibilidad de que el factor de seguridad resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el proce- dimiento descrito sea un método de tanteos, en el cual, deberán escogerse diversos círculos de falla con otros radios y centros-

y ver que el factor de seguridad mínimo no sea menor que 1.5 - antes de dar el talud por seguro. En la práctica es recomendable encontrar primero el círculo crítico de los que pasen por el pie- del talud y, posteriormente, el crítico que pase por la base. El - círculo crítico del talud será el más crítico de los dos.

b. 2. 2. Suelos con cohesión y fricción (c ≠ 0, φ ≠ 0).

En este caso, se trata de un talud construido y cimentado sobre - un suelo que tiene una ley de resistencia al esfuerzo cortante del- tipo:

$$S = C + \sigma Tg \phi$$

C = cohesión.

φ = ángulo de fricción interna.

El procedimiento más popular y expedito para calcular la estabi- lidad en este tipo de suelos, es el de las "doveles", debido a - Fellenius, el cual se expone a continuación.

En primer lugar se propone un círculo de falla y la masa de tie- rra deslizante se divide en doveles, del modo mostrado en la fi- gura 3:

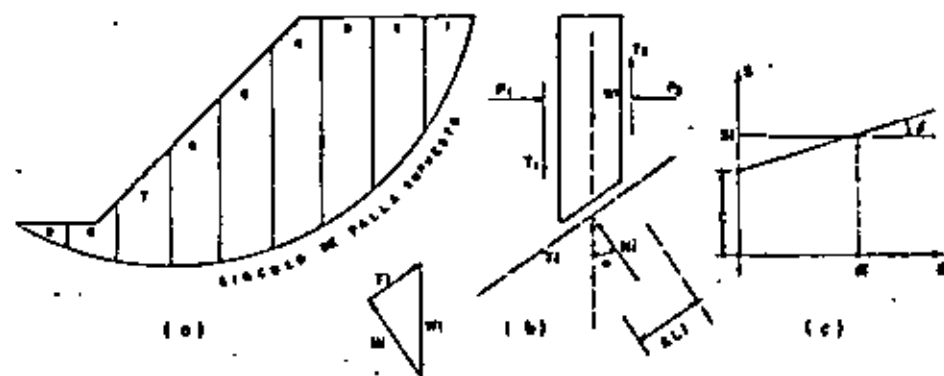


FIG. 3. Procedimiento de las "Dovelas" o de Fellenius.

El número de dovelas es cuestión de elección, pero debe considerarse que a mayor número de dovelas los resultados del análisis se hacen más confiables.

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte b de la figura 3; Wl es el peso de dovela de espesor unitario. Las fuerzas Ni y Ti son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento Li. Las dovelas adyacentes a la estudiada, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P1 y P2 y por las tangenciales T1 y T2.

..#..

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P1 y P2 se contrarresta; es decir se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por T1 y T2, que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que Ni y Ti equilibran a Wl.

El cociente Ni/ Δ Li se considera una buena aproximación al valor de σ1, presión normal actuante en el arco Δ Li. Con este valor de σ1 puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo de que se trate (parte c figura 3) y determinar así el valor, S1, resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante a lo largo del arco Δ Li.

El momento motor, debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$M_m = R \sum |T_i|$$

Puede observarse que la componente normal, Ni, del peso de la dovela no produce momento dado que ésta pasa por O, centro del círculo de falla.

..#..

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante, "S_i" que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_r = R \sum S_i \Delta L_i$$

Calculados el momento resistente y el motor puede definirse el factor de seguridad.

$$P.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{\sum |T_i|}$$

La experiencia ha demostrado, al igual que en el caso anterior, que una superficie de falla que resulte con P.S. mayor o igual a 1.5 es prácticamente estable.

El método de análisis consistirá igualmente, de un procedimiento de tanteos hasta encontrar el círculo crítico. El criterio del proyectista juega un importante papel en el número de círculos ensayados hasta encontrar un P.S. razonable; en general es recomendable que el ingeniero no respaldado por experiencia en este aspecto, no regatee esfuerzo ni tiempo en los cálculos a efectuar.

La presencia de flujo de agua en el cuerpo del talud, ejerce importantísima influencia en la estabilidad de éste y debe

...

ser tomada en cuenta. En este caso, es necesario realizar la red de flujo para conocer las presiones de agua, "u_i" que actúan en cada dovela y efectuar el cálculo del momento resistente a base de presiones efectivas $S_i = C + (G_i - u_i) \text{Tg } \phi$. Asimismo es de tomarse en cuenta para el momento motor, las fuerzas de filtración que actúan en el cuerpo del talud debido al flujo de agua.

En este caso no entraremos en detalle a este análisis dado que, en general, al realizar excavaciones para cimentación de estructuras bajo el nivel freático, se hace necesario el abatimiento de éste, eliminando así la influencia del flujo de agua en la estabilidad del talud.

b.2.3. Suelos Estratificados.

Frecuentemente se presentan en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos, que pueden idealizarse en forma similar al caso de la figura 4.

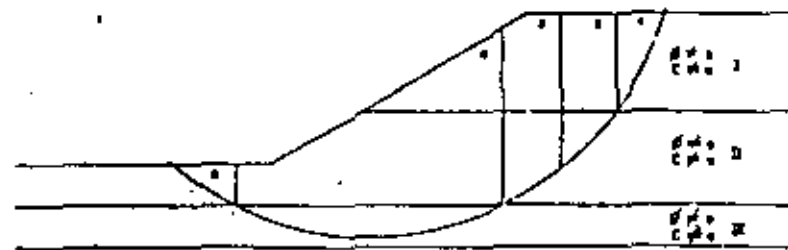


FIG. 4 Aplicación del Método Suelco a taludes en suelos estratificados.

Ahora puede realizarse una superposición de los casos tratados anteriormente. En la figura se suponen tres estratos: el I, de material puramente friccionante, el II de material cohesivo y friccionante y el III formado por suelo puramente cohesivo.

Puede considerarse a la masa de suelo deslizante, correspondiente a un círculo supuesto, dividido por dovelas, de modo que ninguna base de dovela calga entre dos estratos, a fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos.

Un problema especial se tiene para obtener el peso de cada dovela. Ahora debe obtenerse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de la dovela que calga en cada estrato por el peso específico correspondiente.

Las dovelas cuya base se localiza en los estratos I y II, deberán tratarse según el método de Felientus. La zona correspondiente al estrato III debe tratarse de acuerdo a lo mencionado en el inciso b.2.1. Los momentos motor y resistente totales se obtienen sumando los parciales calculados para cada estrato y con ellos puede obtenerse el F.S. correspondiente al círculo de falla elegido. Usando varios arcos de circunferencia se podrá llegar al F.S. mF

..6..

nino, que no debe ser menor de 1.5 al igual que en los casos anteriores.

Resumen de hipótesis.

Lo mencionado en los párrafos anteriores se ha basado en las siguientes hipótesis simplificadoras.

- 1.- La superficie de falla es cilíndrica.
- 2.- El prisma deslizante se desplaza como cuerpo rígido, girando sobre el eje del cilindro.
- 3.- Cada dovela funciona independientemente de sus vecinas.
- 4.- La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie del deslizamiento.
- 5.- El factor de seguridad del conjunto de dovelas es el promedio de los valores de todas las dovelas.

Fallas por Traslación.

Las fallas por traslación o deslizamiento de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurren cuando dentro del terreno de cimentación y a relativamente poca profundidad, existe un estrato de baja resistencia paralelo o casi paralelo a la superficie del terreno. En la figura 5 se muestra este tipo de falla.

..6..

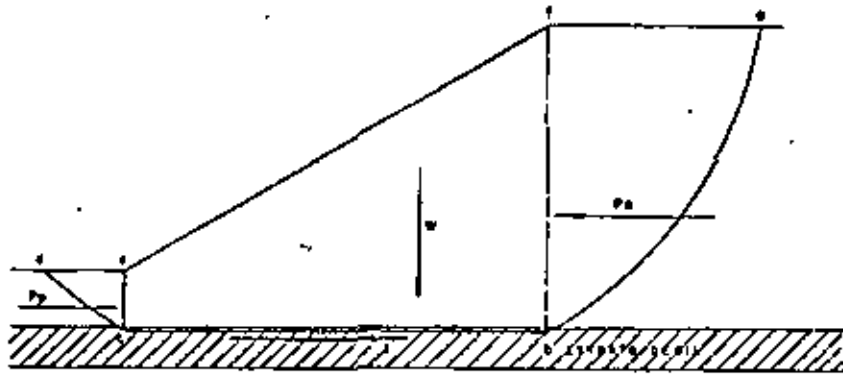


FIG. 5. Superficie de falla compuesta correspondiente a una falla de traslación.

Suponiendo que la masa de suelo que se moviliza es la *abcd*, puede admitirse que la cuña *abf* ejerce un empuje activo sobre la parte central *bcef*; este empuje trata de hacer deslizar la parte mencionada, oponiéndose a éllo una reacción *P* a lo largo de la superficie *cb* y el empuje pasivo desarrollado en la curva *cde*.

Los valores de los empujes activo, *P_a*, y pasivo *P_p*, pueden calcularse por la teoría de Rankine. (Ref. 1).

Si el suelo del estrato débil es puramente cohesivo, el valor de la fuerza *P* es simplemente *cb × C*, donde *C* es la cohesión del material. Si el estrato débil es arenoso y está sujeto a una

subpresión que reduzca la presión normal efectiva correspondiente al peso de la masa *ecbf* en una cantidad importante, la fuerza *P* deberá calcularse a partir de su valor deducido de la resistencia, con la presión normal efectiva. ($\sigma' = u$).

El factor de seguridad puede definirse como:

$$P.S. = \frac{P + P_p}{P_a}$$

c) Algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes.

Para orientar al calculista en la forma de obtener el círculo crítico de un talud, a continuación se indican algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes en excavaciones, cuyas condiciones originales no sean satisfactorias.

c.1 Tender taludes.

A primera vista, quizá pudiera pensarse que esta solución es la más obvia y sencilla en la práctica, sin embargo, muchas veces es irrealizable prácticamente hablando.

Si el terreno que constituye el talud es puramente friccionante la solución es indicada, pues, según se vió, la estabilidad de este tipo de suelo está definida por la inclinación del talud. En

suelos cohesivos, por el contrario, la estabilidad del talud está condicionada por la altura del mismo y la ganancia al tender el talud es escasa y, en ocasiones, mala. En suelos con cohesión y fricción, el tender el talud producirá un aumento en la estabilidad general.

Por otro lado, muchos requisitos prácticos tales como invasión de zonas urbanas, condiciones económicas emanadas del movimiento de grandes volúmenes de tierra, etc., hacen imposible tender los taludes en gran cantidad de casos prácticos.

2 Bermas.

En excavaciones, se denominan bermas, a las superficies que se localizan en el cuerpo del talud, a fin de aumentar su estabilidad. En la figura 6 se ilustra en un esquema el concepto antes mencionado.

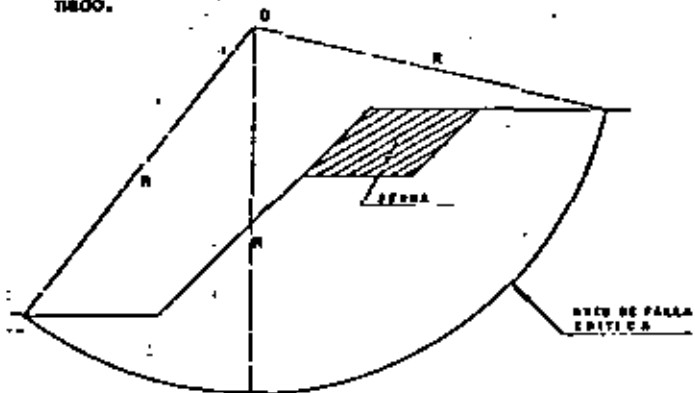


FIG. 6 Efecto de una bermadura.

En general una bermadura produce un incremento en la estabilidad, debido a que, por una parte, se elimina parte del peso del material, logrando con esto, una disminución del momento motor, (parte adyacente de la figura 6) y por la otra, aumenta el momento resistente al obligar la bermadura a un incremento en la longitud del arco de falla:

En los cálculos prácticos, ha de tenerse en cuenta que la presencia de la bermadura modifica la ubicación del "círculo crítico" por lo que su colocación implica un nuevo cálculo de la estabilidad del nuevo talud. En la práctica se debe tener especial cuidado de colocar las bermaduras donde sea más efectiva su influencia para disminuir el momento motor, con objeto de lograr en el menor tiempo el círculo crítico.

EXCAVACIONES ADEMADAS.

El proyecto de muchos edificios, principalmente en áreas urbanas congestionadas, se hace de tal forma de abarcar la totalidad del predio disponible o adyacente a estructuras existentes lo cual implica que, al efectuar la excavación, ésta debe realizarse verticalmente, requiriendo de un ademe o ataguía. Por lo general estos ademes son de madera, de acero, de una combinación de elementos de madera y acero o de concreto armado (tablas estacas de con

creto y muros colados en sitio). En la figura No. 7 se muestran los diferentes tipos de ademe o ataguías más comúnmente usadas.

El procedimiento que se sigue en el caso de ataguías de madera, concreto (piezas prefabricadas) y acero es, en general, el siguiente: En primer lugar, se procede al hincado de la ataguía siguiendo el contorno de la excavación a efectuar y hasta una profundidad mayor del fondo de la misma y tan pronto como la excavación va avanzando se van colocando contra la ataguía, puntales de acero o de madera, colocados transversalmente a la excavación y apoyados en largueros longitudinales llamados "madrinas" (Ver figura 8).

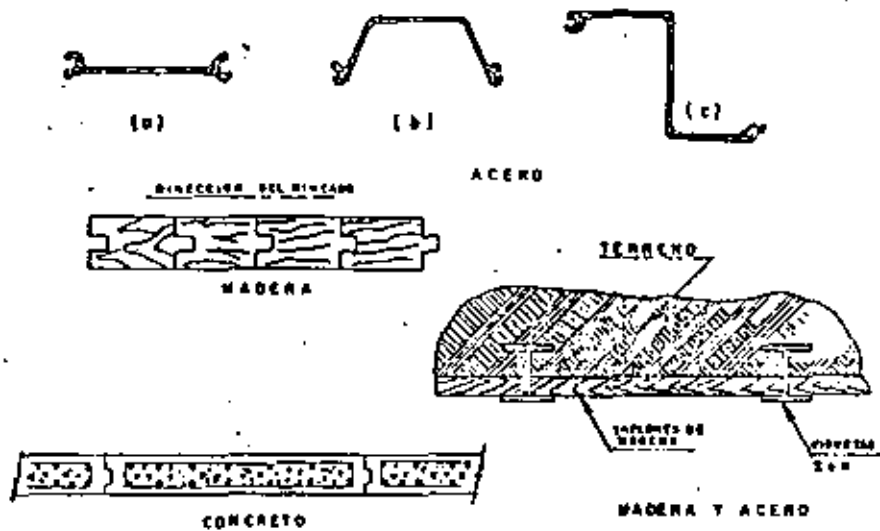


FIG. 7 Tipos de ademe o ataguías.

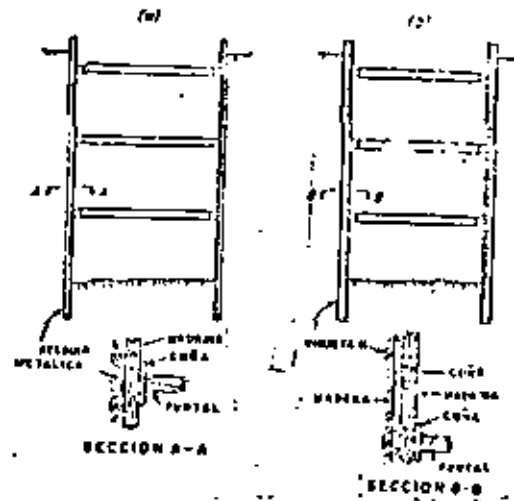


FIG. 8. Secciones de ademe en excavaciones.

El proceso continúa hasta que la excavación llega al nivel de desplante.

El procedimiento de "Muro Colado In situ" consiste en colar primero los muros perimetrales de la cimentación, dentro de zanjas excavadas con un cucharón de almeja provisto de una barra-guía, estabilizando la zanja con lodo bentonítico y colando el concreto dentro de la zanja con una timpa de colado, previa colocación del acero de refuerzo. El concreto de alto revenimiento desaloja el lodo bentonítico y se forman así los muros de la cimentación de la estructura por construir. La longitud de los

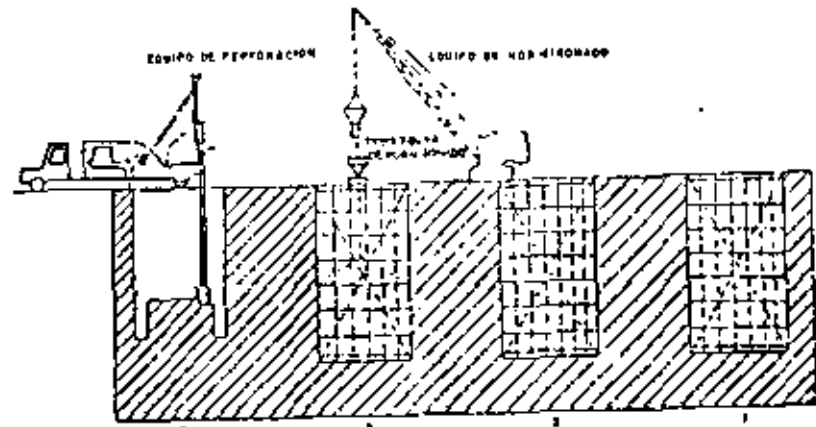
tabieros es generalmente de 5 a 6m y la profundidad debe ser tal, que quede aproximadamente entre 1.50 y 2.50m por debajo del desplante de la excavación. Una vez fraguados los muros, se excava el prisma de tierra comprendido entre ellos, apuntalando los muros conforme avanza la excavación. En figura 9 se ilustra este procedimiento.

Cuando el ancho de la excavación es demasiado grande para permitir el uso de puntales entre las paredes, el procedimiento que se sigue usualmente es excavar la parte central del área hasta su profundidad de desplante y colar la parte de cimentación correspondiente, de tal forma que la parte construida sirva como elemento de soporte para los puntales. Este procedimiento se indica en la figura 10.

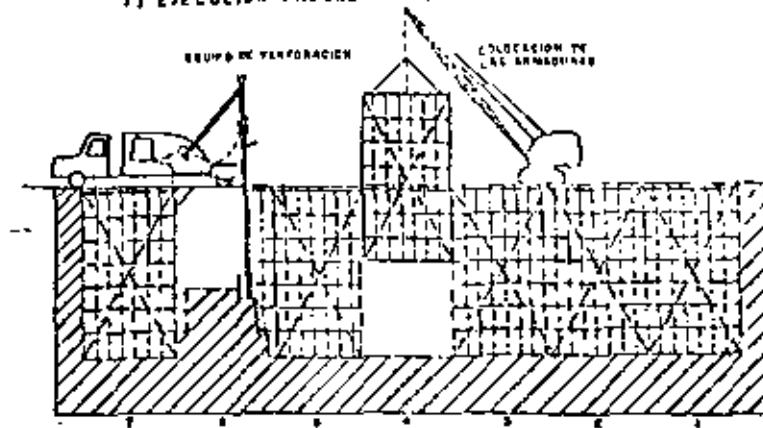
a) Empuje lateral.

En general la carga que soportarán los puntales es el dato que más necesita preocuparle el ingeniero proyectista; para esto, será necesario conocer la magnitud y distribución del empuje del suelo sobre la atagufa. Esta magnitud y distribución, depende no solo de las propiedades del suelo, sino también de las restricciones que el elemento de soporte imponga a la deformación del propio suelo y de la flexibilidad de la estructura de

contención en general,



1) EJECUCIÓN PROGRESIVA DE LOS PANELES DE LA SERIE IMPAR



2) EJECUCIÓN PROGRESIVA DE LOS PANELES DE LA SERIE PAR

FIG. 9 Proceso de ejecución de "Muro colado in situ".

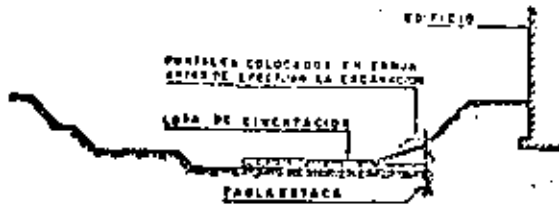


FIG. 10 Apuntalamiento típico en excavación ancha.

Conforme la excavación avanza, la rigidez proporcionada por los puntales ya colocados, impide desplazamiento del suelo en las zonas próximas a los apoyos de los puntales. Por otra parte, bajo el efecto del empuje, el ademe en las zonas inferiores gira hacia adentro de la excavación, de manera que la colocación de los puntales en esas zonas va precedida de un desplazamiento del suelo que será mayor, cuanto mayor sea la profundidad de excavación. Este tipo de deformación es equivalente, desde el punto de vista de la distribución de presiones, a un giro del elemento de soporte alrededor de su extremo superior. En estas condiciones de deformación, las teorías clásicas de

empuje de tierra no son aplicables y, por lo tanto, para calcular el empuje en este tipo de estructuras, es necesario recurrir a mediciones efectuadas sobre modelos a escala natural o en obras reales.

A este respecto, Terzaghi y Peck, en base a mediciones efectuadas en el campo, propusieron para diseño una envolvente sencilla de forma trapezoidal, útil para ser aplicada en cualquier tipo de excavaciones adomadas. En la figura 11 se muestran dichas envolventes.

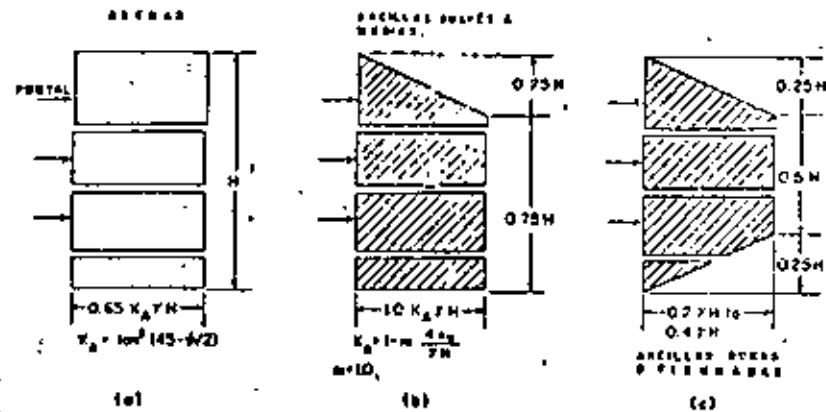


FIG. 11 Diagrama de presiones aparentes para diseño de puntales.

Para calcular la carga que deben soportar los puntales, se ha desarrollado un procedimiento simplificado el cual ignora los efectos de continuidad de la atagufa convirtiendo el problema en estáticamente determinado. Las cargas de los puntales se obtienen calculando las reacciones de varias vigas independientes según se muestra en la figura 12. La atagufa deberá calcularse como una viga continua.

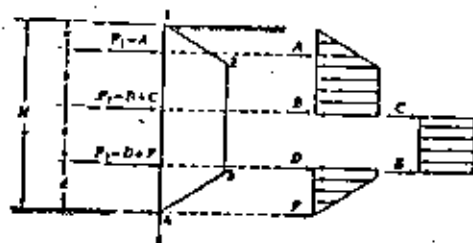


FIG. 12.- Cálculo de la carga de los puntales P en una excavación ademada.

3) Falla por el fondo.

Uno de los aspectos que es importante de considerar en el estudio de estabilidad de excavaciones ademadas en arcilla, es el de la posible falla del fondo de las mismas.

Se ha observado en multitud de excavaciones profundas hechas en arcilla blanda sin las debidas precauciones, que al rebasar cierta profundidad, el fondo deja de ser estable, los hundimientos hasta entonces normales, se incrementan considerablemente y la arcilla empieza a fluir hacia la excavación tendiendo a cerrarla. Esto ocasiona que se levante el fondo de la excavación y, además, acarrea deformaciones de toda la zona de excavación y asentamientos considerables de sus vecindades en cuestión de horas.

Las consecuencias que se derivan de ello pueden ser desastrosas si a una distancia de la excavación menor o igual al ancho de la misma, existen estructuras.

En general, todos los criterios que existen sobre el análisis de falla por el fondo de la excavación, consideran el problema como un problema equivalente al de capacidad de carga, en el que el material que subyace a la excavación debe tener la resistencia al corte suficiente para soportar los esfuerzos que produce en el fondo la presión vertical no equilibrada, al nivel de la excavación, debido al peso de los bloques de suelo que la limitan a uno y otro lado.

Al igual que en el problema de capacidad de carga, los valores -

menores del F.S., corresponden a una excavación infinitamente larga respecto a su ancho y los mayores a una excavación cuadrada.

La capacidad de carga de una arcilla, a una profundidad D_f es dada, según la fórmula de Skempton por:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

Si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud q , el valor de q_c pasa a ser:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f + q$$

En el segundo miembro de la ecuación anterior, el término $c N_c$ representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla, en tanto que el término $\gamma D_f + q$ representa el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo suprayacente y a las sobrecargas que hubiere. En el caso de una excavación, en el instante de falla de fondo incipiente, la resistencia a lo largo de la superficie de falla, $c N_c$, se opone al flujo del material hacia el fondo de la excavación, a donde tiende a moverse por el efecto de la presión $\gamma D_f + q$. (Ver figura 13).

...*

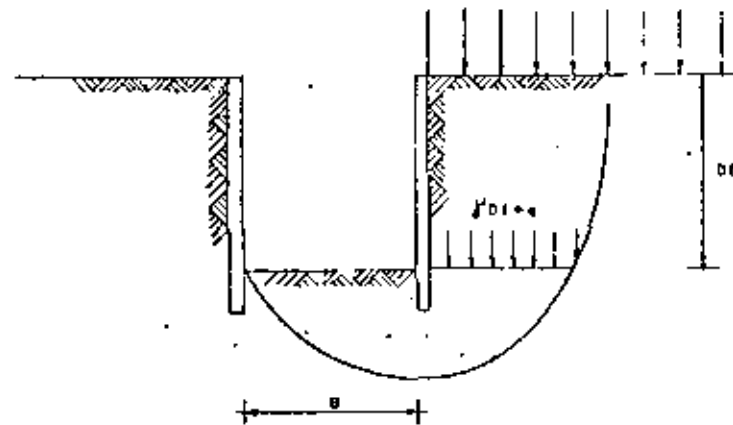


FIG. 13 Mecanismo de falla de fondo en excavaciones en arcilla.

Es evidente que, en el instante de la falla de fondo se tendría que

$$c N_c = \gamma D_f + q$$

y un factor de seguridad contra falla de fondo quedaría expresado por

$$F.S. = \frac{c N_c}{\gamma D_f + q}$$

En la práctica, un valor de 1.5 para el F.S. parece ser suficiente en todos los casos, pues por comparación con resultados obtenidos en fallas reales, la aproximación de los cálculos resulta ser del orden de $\pm 20\%$.

...*

Es importante considerar la influencia que tiene el flujo de agua hacia el interior de la excavación en la estabilidad de la misma, el cual, de no controlarse, crea en el fondo de la excavación fuerzas de filtración ascendentes que tienden a favorecer la falla.

III. EXPANSIONES.

La remoción de tierra durante una excavación produce una descarga de los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de ésta; tal descarga, si la excavación se realiza en materiales arcillosos, se traduce en una expansión de los estratos afectados por la misma, cuya magnitud depende de las dimensiones del área excavada, de la profundidad, del coeficiente de expansibilidad del suelo y del tiempo que la excavación dure abierta.

El fenómeno de expansión durante la excavación presenta dos etapas: la primera, una expansión relativamente rápida que se verifica a la misma velocidad que el avance de la excavación y que parece ser un fenómeno de tipo elástico y, la segunda, más lenta, que va acompañada por un incremento en el contenido de agua de la arcilla y es un proceso que se prolonga con el tiempo, debido a lo cual, es importante mantener el menor tiempo posible la excavación abierta.

... ..

III.1 ALGUNAS MEDIDAS PARA DISMINUIR LAS EXPANSIONES.

A continuación se indican algunas medidas que han comprobado su valor práctico para disminuir expansiones, movimientos que posteriormente se traducirían en asentamientos de la estructura.

a) Excavación por etapas.

La realización de una excavación por etapas disminuye importantemente el valor de las expansiones debido a que, como se vio anteriormente, las dimensiones del área excavada influyen grandemente en la magnitud de las expansiones.

b) Abatimiento del Nivel Freático.

Otro factor que contribuye importantemente a controlar las expansiones durante la excavación cuando ésta se realiza bajo el nivel freático, es el abatimiento del mismo, debido a que el bombeo de agua induce al subsuelo una sobrecarga, al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado. Esta sobrecarga contraresta la descarga que sufre la excavación debido a la remoción del suelo.

c) Disminución del tiempo que dure abierta la excavación.

Es importante recalcar, que otro de los factores que influyen en

... ..

el valor de las expansiones es el tiempo que la excavación dure abierta; por lo que es importante que una vez que se llegue a la profundidad de desplante se proceda de inmediato al colado de la losa de cimentación en el mínimo tiempo posible. Esto puede disminuir grandemente el valor de las expansiones totales.

IV. CONTROL DE FILTRACIONES.

Cuando la construcción de una cimentación requiere de una excavación bajo el nivel freático, es necesario realizar un abatimiento de dicho nivel por debajo de la profundidad de desplante.

El abatimiento del nivel freático es necesario por las siguientes razones:

- a) Intercepta al flujo de agua que se presenta en taludes y fondo de la excavación manteniendo la excavación seca.
- b) En el caso de excavaciones con taludes, incrementa la estabilidad de éstos, como ya se mencionó anteriormente.
- c) En el caso de excavaciones adomadas, favorece el factor de seguridad contra falla de fondo por las razones expuestas en el capítulo correspondiente.

..*..

- d) En el caso de excavaciones en materiales arcillosos de alta compresibilidad bajo carga y alta expansibilidad al descargarlos, el abatimiento del nivel freático auxilia el control de las expansiones que se producen durante la excavación según se explicó en el capítulo anterior. Al disminuir las expansiones a su valor mínimo posible, se garantiza que la resistencia al corte del suelo que subsyace a la excavación no disminuye grandemente conservando los P.S. que se tienen contra la estabilidad de la excavación.

IV.1 MÉTODOS DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

El nivel freático puede abatirse empleando varios métodos, cuya elección depende del tamaño y profundidad de la excavación, de las condiciones geológicas y de las características del suelo. Para lograr un abatimiento efectivo es de fundamental importancia que el sistema esté bien diseñado, instalado y operado. En la figura 14, se presenta en una gráfica el sistema de abatimiento que es recomendable utilizar, en función de la granulometría del suelo en el que se desea realizar el abatimiento.

a) Zanjas y Cárcamos.

En excavaciones pequeñas y en algunos tipos de suelos (densos o cementados) es a veces posible permitir flujo de agua en los ta-

..*..

ludes para colectarlos en zanjas que reconozcan a cárcamos, de los cuales, el agua puede extraerse por medio de bombas autocebantes, según se ilustra en la figura 15.

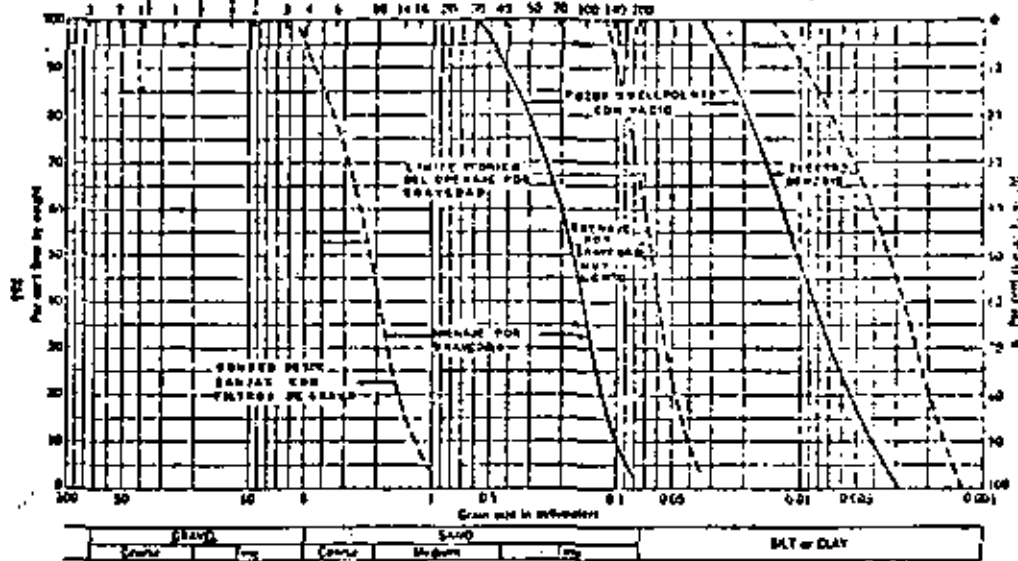


FIG. 14 Sistema de abatimiento aplicable a diferentes suelos.



FIG. 15 Abatimiento del N.P. utilizando zanjas y cárcamos.

b)

En ocasiones, es necesario colocar, filtros tanto en las zanjas como en los cárcamos, con objeto de prevenir arrastres de material, principalmente cuando el suelo contiene lentes de arena fina o limo arenoso.

Pozos punta (Well Points).

El nivel freático en materiales granulares puede ser abatido por medio de pozos punta (Well Points) a profundidades hasta de aproximadamente 5m (15'). Un pozo punta es un tubo perforado de aproximadamente 1m (3') de longitud y 1 1/2" de diámetro cubierto por una malla cilíndrica con objeto de no permitir la entrada de partículas finas. En el fondo del tubo, lleva insertada la cabeza, la cual permite instalar el pozo por medio de chifoneo, sin necesidad de maniobras de hincado.

Para abatir el nivel los pozos se colocan en una línea espaciados de 1.00 a 2.00m entre sí y conectados a una tubería principal en la superficie del terreno, la cual es conectada a la bomba de succión. En la figura 16 se muestra una instalación típica de este sistema.

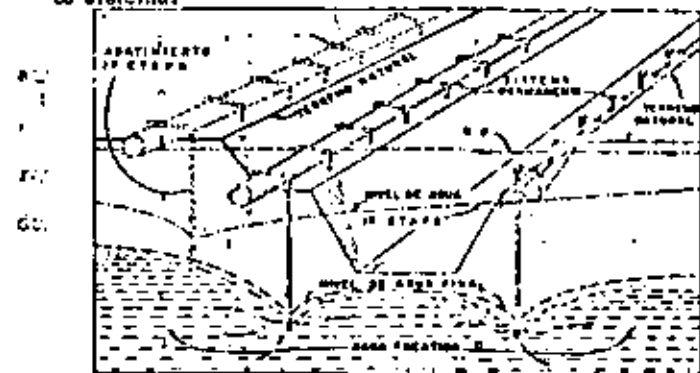


FIG. 16 Instalación típica de un sistema de abatimiento con pozos punta.

Si la profundidad de la excavación es mayor de 5m bajo el nivel freático se requieren varias etapas de pozos punta, las cuales se van instalando conforme avanza la excavación. En la figura 17 se muestra un sistema múltiple de pozos punta.

e) Bombeo profundo.

Para excavaciones muy profundas en materiales permeables, un sistema de pozos profundos de gran diámetro, equipados con bombas de pozo profundo, puede ser más seguro y económico para abatir el nivel freático que el sistema de pozos punta. En la figura 18 se muestra un esquema típico de este tipo de sistema de abatimiento.



FIG. 17 Sistema múltiple de pozos punta.

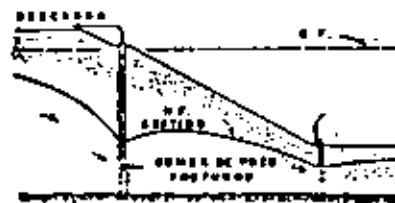


FIG. 18 Bombeo con pozos profundos.

Cada pozo de bombeo consta de los siguientes elementos: Perforación, ademe, filtro y bombas de pozo profundo.

El diámetro de la perforación de los pozos varía entre 15 y 60 cm. y su profundidad depende de la profundidad de excavación; en su interior se coloca un ademe ranurado de diámetro tal que deje un espacio entre las paredes del pozo y las del ademe para colocar un filtro; para evitar que el filtro pase al interior del ademe, si las ranuras del mismo son grandes, se coloca una malla alrededor éste, de tal manera que cubra perfectamente las ranuras. Dentro del ademe se coloca la bomba de pozo profundo.

d) Pozos con sistema de vacío.

Cuando la permeabilidad del suelo en el cual se desea abatir el nivel freático es baja, ($K=10^{-3}$ a 10^{-5} cm/seg), el abatimiento no puede hacerse simplemente por los métodos de bombeo por gravedad debido a que las fuerzas capilares evitan el flujo de agua en los huecos del suelo. En estos casos, el abatimiento tiene que realizarse induciendo vacío en los pozos de bombeo.

Este sistema consiste en pozos construidos como se menciona en el inciso anterior, pero sellando la parte superior con un material impermeable constituido por arcilla o bentonita. El bombeo se hace con un equipo capaz de mantener un vacío en el pozo y en el filtro que lo rodea. Esto produce una diferencia entre la presión atmosférica y la presión alrededor del pozo, incrementando con ello el flujo de agua hacia el mismo. En la figura 19 se ilustra este sistema.

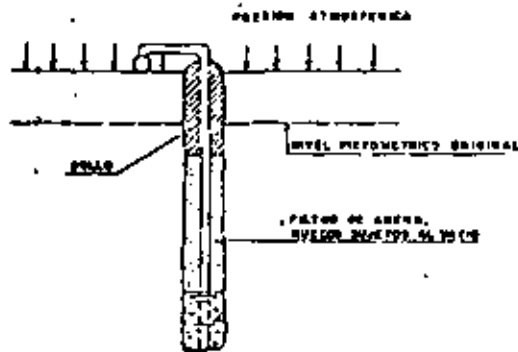


FIG. 19 Pozo con sistema de vacío.

e) Electròsmosis.

En la mayoría de los suelos en que se realizan excavaciones bajo el nivel freático, éste puede ser abatido por algunos de los métodos descritos anteriormente o por combinaciones de ellos; sin embargo, algunos materiales como limos, limos arcillosos, arenas arcillosas y arcillas, materiales muy impermeables, no pueden ser drenados por gravedad debido a que la baja permeabilidad hidráulica hace que el efecto de la extracción de agua del subsuelo se propague muy lentamente, con el consiguiente retraso en la ejecución de la obra. Para acelerar el proceso de abatimiento, se ha recurrido a la aplicación del fenómeno electrosmótico, haciendo uso del efecto acelerador de flujo de agua producido por una corriente eléctrica continua aplicada al suelo.

Si dos electrodos son introducidos en el suelo y se les aplica una corriente eléctrica continua, el agua contenida en el suelo tenderá a emigrar del polo positivo (ánodo) al polo negativo (Cátodo). Si el pozo de bombeo lo convertimos en cátodo, el agua que fluye hacia él, puede ser extraída del subsuelo por el tubo.

En la figura 20 se muestra una ilustración típica de este tipo de bombeo.

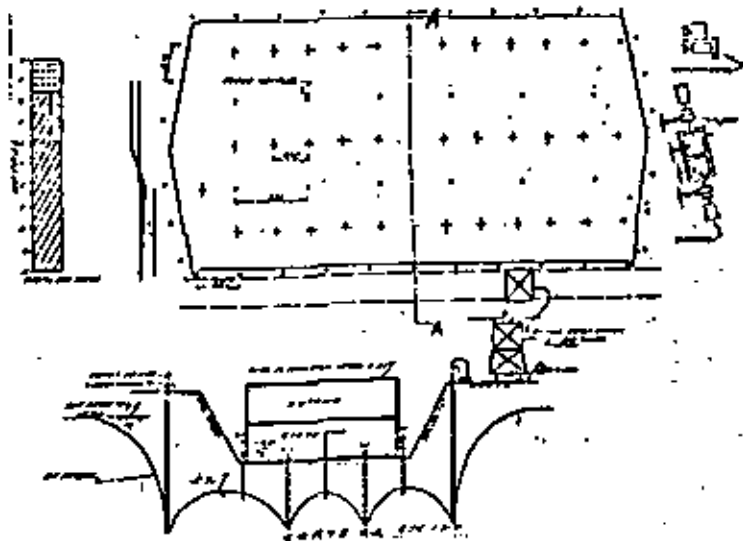


FIG. 20 Instalación típica de electroósmosis.

V. DISEÑO DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Una vez conociendo todos los factores que intervienen en el procedimiento constructivo de una cimentación, debe procederse a elaborar un programa de avance del procedimiento considerando todos los análisis que son necesarios para que la construcción de la cimentación sea rápida, segura y evite daños a las estructuras vecinas.

Para fines de ilustración del procedimiento constructivo supóngase el siguiente problema.

Se construirá una cimentación de una estructura en una área de 20 x 30m con las colindancias que se indican en la figura No. 21.

La profundidad de la excavación está obligada y es de 5.50m y la profundidad del nivel freático es de 2.00m.

Las etapas que se siguen son las siguientes:

- a) Dado que la cimentación tiene colindancias que no deben dañarse, será necesario que la excavación se efectúe entre estructuras de contención.

Para elegir la estructura de contención más apropiada debe tenerse presente que no pueden admitirse movimientos excesivos ni filtraciones hacia la excavación que abatan parcialmente el nivel freático exterior, por lo que la estructura elegida deberá tener cierta rigidez e impermeabilidad.

Probablemente una tablaestaca metálica o un muro de concreto colado en sitio sean las más convenientes. No se recomienda el uso de tablaestaca de vigueta y tablonos o de precolados de concreto pues su flexibilidad requiere un mayor apuntalamiento y puede dar lugar a movimientos excesivos.

Definido el tipo de tablaestaca se procede a determinar su sección y sus dimensiones, las cuales están en función de los perfiles que se tengan disponibles si se trata de tablaestaca metálica o de las dimensiones del elemento excavador si se trata de muros colados en sitio, y de la profundidad de la excavación.

Usualmente se considera un empotramiento mínimo de la tablaestaca de 1.50m a 2.0m a partir de la máxima profundidad de excavación.

- b) Elegida la estructura de contención se procede a elegir el tipo y distribución de pozos de bombeo para el abatimiento del nivel freático. Teniendo en cuenta todas las indicaciones mencionadas en el capítulo de control de filtraciones. En la figura 22 se indica una distribución de pozos de bombeo.
- c) Definido el bombeo se programan las etapas de excavación cuyas dimensiones estén en función de las dimensiones de los equipos, del equipo de excavación con que se cuente y de la magnitud de las expansiones inmediatas.

Algunas veces se recomienda efectuar una excavación previa en toda el área a 1.0m o 1.50m de profundidad.

...
..
..

- d) Cada etapa estará limitada por taludes cuya inclinación deberá de finirse de acuerdo con el tipo de suelo y con los análisis de estabilidad mencionados en el capítulo de excavaciones con talud. (Figura 23).
- e) A continuación se debe definir el apuntalamiento de manera que no exista ninguna parte de la tablaestaca que quede libre. Los puntales pueden apoyarse sobre las partes de la cimentación ya construidas en etapas anteriores y colocarlos en zanja antes de la excavación de las etapas colindantes con la tablaestaca..

El diseño de los puntales puede efectuarse con el criterio simplificado que se mencionó en el inciso de empujes horizontales.

Terminado el diseño del procedimiento constructivo, es conveniente elaborar un programa de instrumentación a fin de conocer con exactitud y oportunidad todos los movimientos y deformaciones del suelo y de las colindancias así como el funcionamiento del sistema de bombeo.

Finalmente es recomendable elaborar unas especificaciones generales por escrito con todos los pasos que debe seguir el procedimiento constructivo a fin de que las conozca y las cumpla el constructor de la obra.

...
..
..

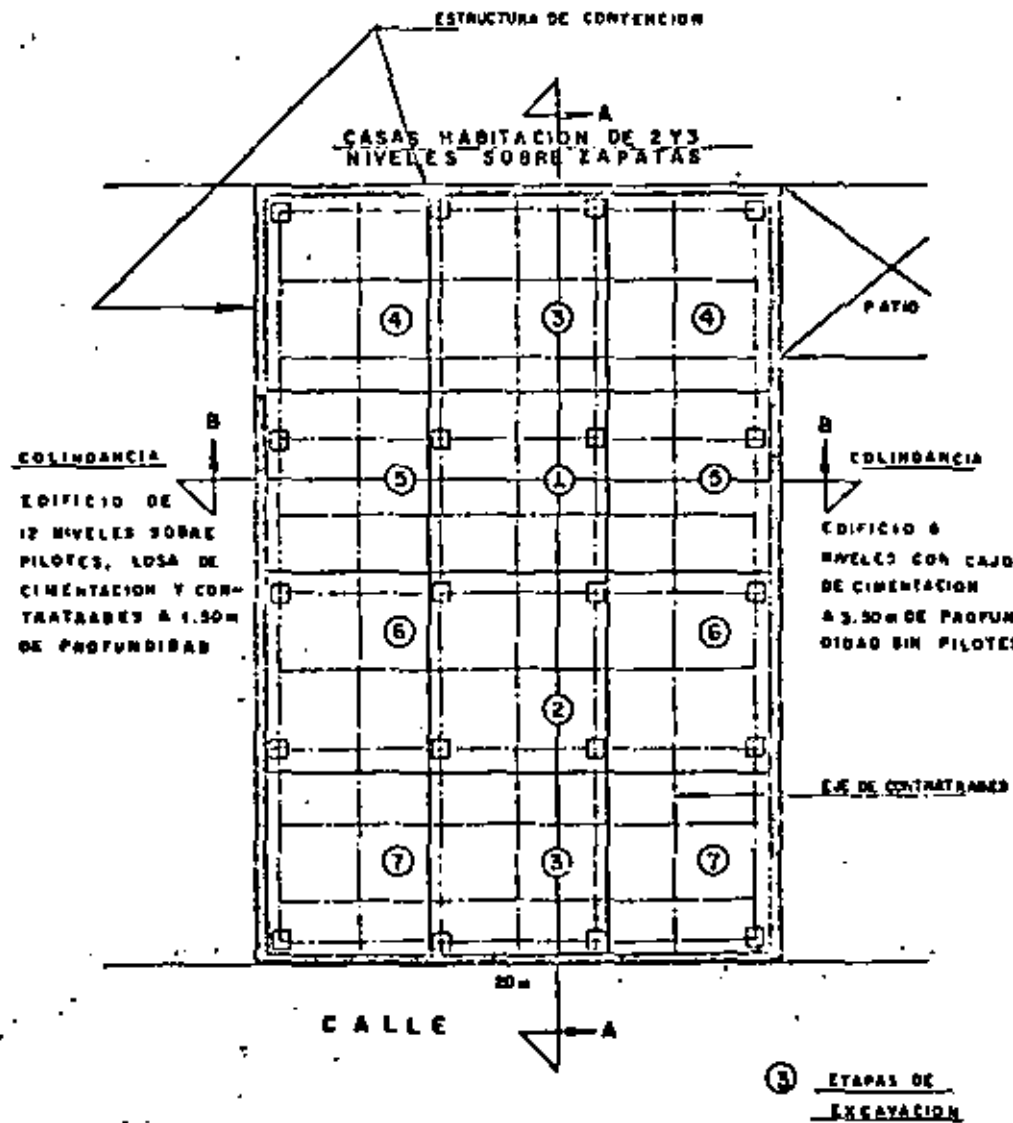


FIG. 21- ETAPAS DE EXCAVACION Y PROCESO CONSTRUCTIVO

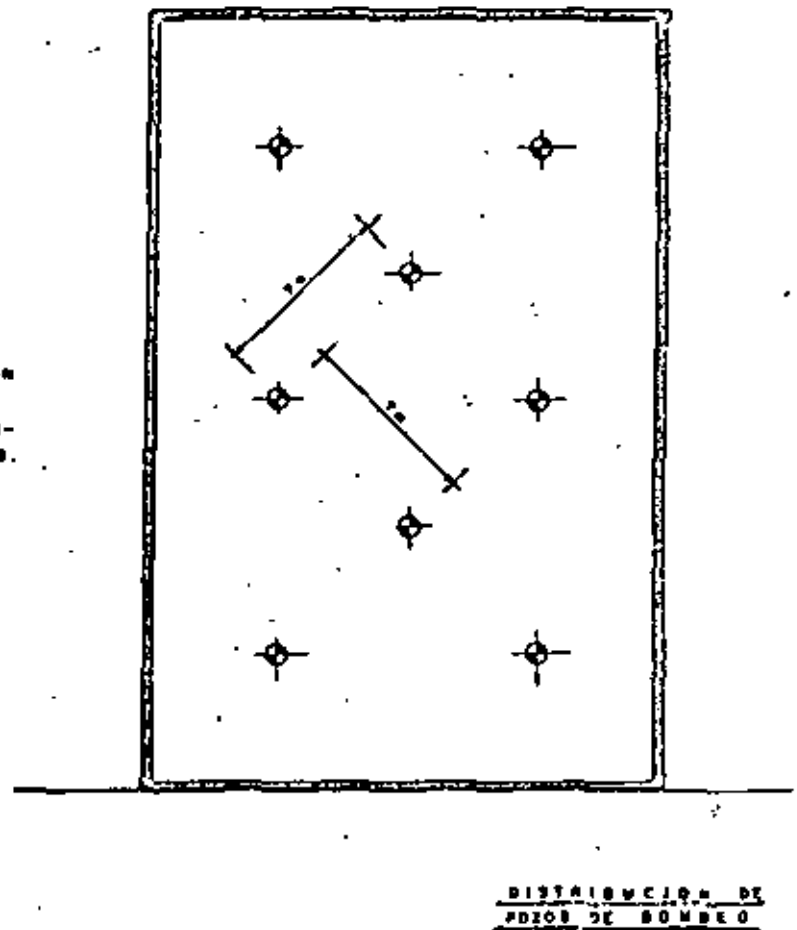
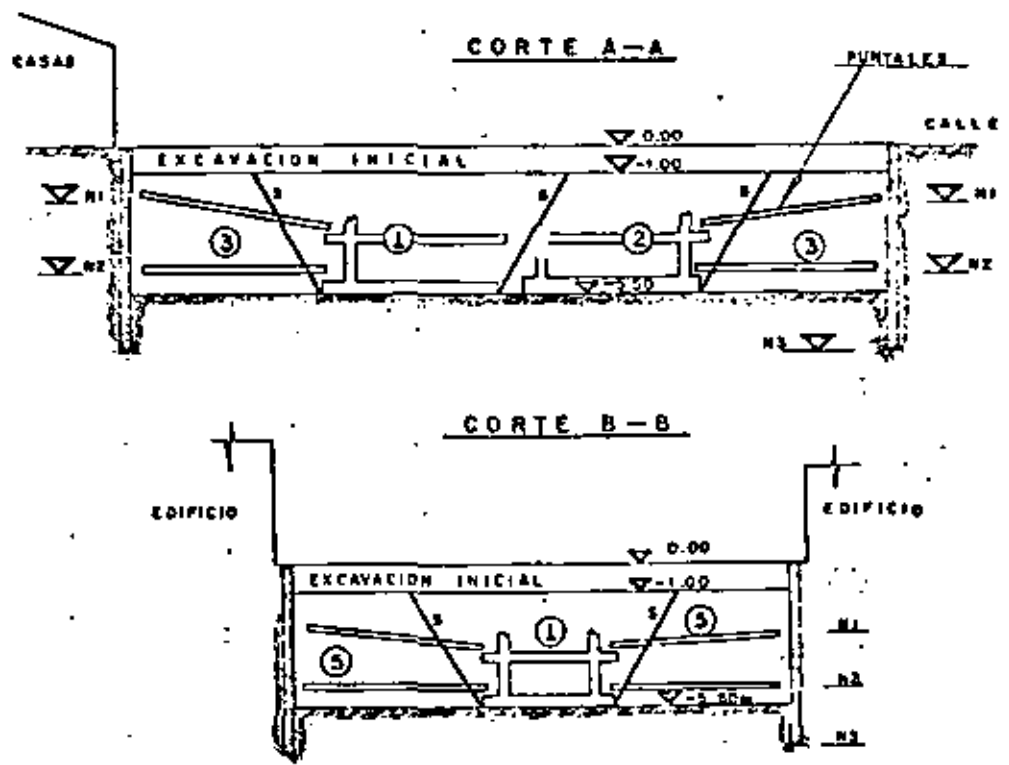


FIGURA: 22



- N1 = NIVEL SUPERIOR DE PUNTALES
- N2 = NIVEL INFERIOR DE PUNTALES
- N3 = NIVEL DE EMPOTRAMIENTO DE TABLAESTACA
- B = PENDIENTE DEL TALUD

FIG. 23- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y APUNTALAMIENTO

VI. DAÑOS A ESTRUCTURAS VECINAS.

Los efectos de la construcción de cimentaciones en estructuras vecinas, es un factor importante para seleccionar el procedimiento de construcción más adecuado.

Los daños que se producen en estructuras vecinas debido a las operaciones de construcción de una cimentación dependen básicamente del tipo, rapidez y magnitud del movimiento que el edificio sufra y del tipo de construcción, edad y condición existente del mismo.

A continuación se mencionan a grandes rasgos los casos más comunes de movimientos de estructuras vecinas debido a las operaciones de construcción.

VI.1 MOVIMIENTOS ASOCIADOS CON UNA EXCAVACION.

La remoción de suelo durante una excavación, produce siempre un cambio en el estado de esfuerzos del suelo tanto bajo el fondo de la excavación como en sus lados, ocasionando con ello, deformaciones de la masa de suelo que, generalmente, se traducen en asentamientos del área vecina a la excavación.

Un procedimiento de construcción diseñado, de acuerdo a todo -

lo mencionado en los capítulos anteriores, eliminará al máximo - las deformaciones de la masa de suelo antes mencionadas, disminuirá los asentamientos en áreas vecinas y, en consecuencia los posibles daños que se puedan producir.

VI.2 ASENTAMIENTOS DEBIDOS AL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

Como ya se mencionó anteriormente, cuando el nivel freático es abatido, la presión efectiva de la masa de suelo afectada por dicho abatimiento se incrementa al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado, produciendo con ello una sobrecarga en toda la zona afectada por el abatimiento.

Cuando el material en que se efectúa el abatimiento es arenoso y, en consecuencia prácticamente incompresible, el incremento en la presión efectiva no produce asentamientos importantes, excepto en el caso que la arena sea extremadamente suelta. Sin embargo, en el caso de materiales compresibles (arcillas y limos), la sobrecarga inducida por el abatimiento puede producir grandes asentamientos en el área de influencia del mismo, sobre todo, si las condiciones de drenaje de los estratos compresibles son adecuadas.

Uno de las formas de evitar al máximo estos asentamientos es - ademas la excavación con una estructura impermeable con el objeto de evitar que el abatimiento se prolongue mas alla de los límites de la excavación.

En el caso de que la estructura de contención no sea lo suficientemente impermeable para eliminar el abatimiento por fuera del área excavada, ya sea por defectos de construcción o hincado de la misma o por el propio diseño de la ataguía, es a veces necesario para disminuir los asentamientos por abatimiento, el instalar pozos de recarga del nivel freático, inyectando a través de los mismos el agua que se bombea de la excavación.

VI.3 ALGUNOS PASOS PARA PREVENIR DAÑOS EN ESTRUCTURAS VECINAS.

Los pasos que deben tomarse para evitar al máximo que la construcción de la cimentación produzca daños en propiedades adyacentes son:

- 1.- Levantar planos de las estructuras, determinar el tipo de cimentación de los mismos, estimar las cargas que transmite el subsuelo y establecer los movimientos permisibles.

- 2.- Evaluar las condiciones del subsuelo y métodos probables de construcción. Verificar comportamiento pasado de la construcción.
- 3.- Diseñar el sistema provisional de soporte del suelo durante la excavación, tipo de abatimiento y establecer el procedimiento de construcción.
- 4.- Una vez que se inicia la construcción, se deberán establecer programas de vigilancia para verificar el comportamiento de las estructuras y evaluar los procedimientos de construcción.
- 5.- Modificar el procedimiento de construcción en caso necesario.

VII. INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Con objeto de garantizar el buen comportamiento de una cimentación y de las estructuras vecinas, es de suma importancia que durante su construcción y después de ella, se efectúe un control adecuado de todos los factores que intervienen en su comportamiento, mediante el uso e instalación de algunos instrumentos que van desde los bancos de nivel hasta las celdas de carga e inclinómetros.

Del control, de la instrumentación y de la interpretación de las lecturas durante y después de la construcción de las cimentaciones, dependerá el éxito del comportamiento de la misma y el poder detectar y corregir a tiempo algunos procesos que pueden conducir a fallas de tipo sencillo o catastrófico.

Los controles mencionados a continuación se recomiendan para conocer el mejor funcionamiento de las cimentaciones.

VI.1 ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO POR GRAVEDAD.

Para el control y funcionamiento del abatimiento del nivel freático por gravedad, es conveniente proceder al control de los siguientes aspectos:

a) Pozos de Bombeo.

Deberá efectuarse un control adecuado durante la construcción de los pozos de bombeo, colocando además ranurados de un diámetro inferior al diámetro del pozo y suficiente para que quepa la bomba con una holgura de cuando menos media pulgada. (por ejemplo: el diámetro de los pozos puede variar entre 6" y 8", el diámetro del adorno ranurado entre 4" y 6" y el tamaño de la bomba eyectora puede ser de 1 x 1 1/4" o 1 x 1 1/2").

Es importante que el área ranurada del ademe sea de cuando menos el 5% de su superficie total y que el filtro que se coloque entre el ademe y el pozo sea de grava y arena bien graduada y cumpla con las especificaciones de filtros necesarias para evitar la tubificación del suelo por bombear.

Es conveniente también efectuar una enérgica limpieza del pozo mediante el "chiflonado" del agua limpia a presión para asegurar su buen funcionamiento.

Los controles antes mencionados son de gran importancia, pues de ellos depende la eficiencia del sistema de bombeo.

b) Piezómetros.

Instalación de piezómetros abiertos tipo Casagrande o neumáticos, con objeto de medir el abatimiento que experimenta la presión del agua del subsuelo antes, durante y después del abatimiento; se llevará una gráfica presión piezométrica-tiempo con objeto de mantener un control adecuado del bombeo. La frecuencia de las lecturas en los piezómetros puede ser de una lectura por día antes de iniciar el bombeo, dos lecturas por día durante el bombeo y dos lecturas por semana después de terminado el bombeo y hasta que el nivel freático esté completamente restablecido.

..8..

c) Presión de Operación de la Bomba.

Se tomarán lecturas de la presión de la bomba que opera todo el sistema (generalmente se coloca una bomba por cada 12 a 15 pozos), con una frecuencia de una vez por día y con los datos obtenidos se elaborará una gráfica presión de operación-tiempo. Generalmente, la presión de operación de estas bombas, varía entre 2 y 4 kilos por cm^2 , para un sistema de 12 a 15 bombas eyectoras.

d) Gasto extraído.

Se tomarán lecturas del gasto total extraído por todo el conjunto de bombas eyectoras con una frecuencia de una vez por día y se elaborará una gráfica gasto-tiempo hasta la suspensión del bombeo.

e) Nivel Dinámico.

Se tomarán lecturas del nivel dinámico de los pozos (profundidad del espejo de agua) con una frecuencia igual a la antes indicada para los piezómetros y se elaborarán gráficas nivel dinámico-tiempo, durante el período de bombeo.

f) Tiempo de Bombeo.

Es importante llevar un control preciso del tiempo de bombeo.

..8..

pues un tiempo excesivo puede repercutir en movimientos excesivos tanto de la cimentación como de su vecindad.

Se recomienda que el bombeo se suspenda en el momento en que las descargas producidas por la excavación sean equilibradas por el peso de la cimentación.

VII.2 ABATIMIENTO DE NIVEL FREÁTICO POR ELECTROOSMOSIS.

En este caso los controles que se recomiendan son los mismos que en el caso anterior, agregando los siguientes:

a) Voltajes.

Deberá controlarse el gradiente eléctrico entre varilla-ánodo y - pozo-cátodo con objeto de mantener la uniformidad en el bombeo, generalmente se recomienda un gradiente eléctrico inicial que no exceda de 0.3 Volts. por cm, por lo que para una separación - entre ánodo y cátodo de 4 Mts. por ejemplo, deberá proveerse - un voltaje inicial máximo de 120 Volts. Es importante contar -- con un generador de corriente continua adecuado para proporcionar los voltajes calculados. De acuerdo con la separación ánodo-cátodo que se tenga en cada caso.

b) Tiempo de aplicación del voltaje.

El tiempo de aplicación del voltaje será igual al tiempo de aplicación del bombeo, según el criterio mencionado en VII.1.f

c) Corrosión.

A fin de que las varillas ánodo no se dañen por efectos de la - corrosión, no deben aplicarse gradientes eléctricos superiores - a 0.3 Volts. por centímetro.

VII.3 MOVIMIENTOS.

Es fundamental llevar un adecuado control de los movimientos - que sufren las cimentaciones durante su construcción y a largo - plazo, para lo cual se recomiendan los siguientes controles.

a) Bancos de Nivel en el Fondo de la Excavación.

Se recomienda instalar bancos de nivel en el fondo de la excava - ción con objeto de medir las expansiones y/o asentamientos que - ocurren antes, durante y después de la excavación.

Es importante que la instalación de estos bancos se efectúe an - tes de iniciar cualquier excavación, con objeto de obtener una - historia fidedigna de los movimientos del subsuelo. Para instalar

estos bancos pueden excavarse pozos de pequeño diámetro, hasta la profundidad de proyecto y colarse en su punto inferior un tapón de concreto con una varilla.

Es conveniente que la frecuencia de las lecturas de estos bancos sea de una vez por día antes de la excavación, dos veces por día durante la excavación, y una vez por día después de la excavación. Se elaborarán, con los datos obtenidos, gráficas movimiento-tiempo.

Adicionalmente a este control es conveniente llevar en forma gráfica el avance de la excavación y construcción de la zona de influencia que corresponde a cada uno de estos bancos.

b) Bancos de Nivel Superficiales.

Es conveniente la instalación de bancos de nivel superficiales ó puntos de control localizados en lugares cercanos y superficiales a la cimentación, con objeto de conocer los movimientos de las zonas vecinas. Tanto estos bancos como los mencionados en el inciso a) deben medirse tomando como referencia un banco de nivel superficial de cotá prefijada alejado cuando menos 200 Mts. de la cimentación por construir; por ningún motivo deben tomarse lecturas referenciadas a bancos de nivel-

profundos, pues los efectos del hundimiento del valle se reflejan y no pueden interpretarse correctamente los movimientos aislados de la cimentación. La frecuencia de las lecturas de estos bancos puede ser la mencionada en el inciso a); asimismo deberán llevarse gráficas movimientos-tiempo con los datos obtenidos.

c) Líneas de Colimación.

Se llevará un control de los desplazamientos horizontales producidos por medio de líneas de colimación localizadas paralelas y superficiales a las fronteras de la excavación. Se recomienda que la frecuencia de las lecturas de este control sea igual a la mencionada en a).

Con los datos obtenidos se elaborarán gráficas desplazamientos horizontales-tiempo.

d) Bancos de Nivel en Columnas y Losas de Cimentación.

Una vez que progresa la construcción de la cimentación es conveniente que los bancos de nivel localizados en el fondo se correlacionen a puntos o bancos de nivel ubicados en columnas y losas ya construídas, a fin de conocer la evolución de los movimientos-

diferenciales que ocurren.

La frecuencia de las lecturas de estos bancos será de una vez por día hasta que se termine la construcción total de la estructura y de una vez al mes después de la terminación.

Se elaborarán gráficas movimiento-tiempo con los datos obtenidos.

VII-4 INCLINOMETROS

Es interesante instalar inclinómetros adyacentes a las estructuras de contención, con objeto de conocer la variación de los desplazamientos horizontales con la profundidad, en zonas previamente determinadas.

La frecuencia de esta lectura puede ser una por día antes y durante la excavación y una vez por semana después de ésta.

Se llevarán una vez por día gráficas desplazamiento horizontal - profundidad.

Algunas veces es conveniente instalar inclinómetros en el hombro de taludes que van a estar abiertos por largo tiempo, a fin de conocer sus desplazamientos.

..*..

En este caso la frecuencia en las lecturas variará según la conveniencia.

VII-5 CARGAS EN PUNTALES.

Algunas veces es conveniente colocar celdas de carga entre cada uno de los puntales y la estructura de contención, con objeto de proporcionar y mantener las presiones adecuadas sobre el terreno, evitando en esta forma movimientos excesivos de la estructura de contención hacia la excavación y por lo tanto daños a las estructuras vecinas.

La frecuencia de las lecturas de las cargas puede ser de una vez al día durante la excavación. Se elaborarán gráficas carga-tiempo con los datos obtenidos.

VII-6 COMPACTACION.

En algunos casos es necesario rellenar espacios adyacentes a las cimentaciones, por lo que es importante un control adecuado en la compactación de estos rellenos mediante pruebas in situ (cargas volumétricas).

Es conveniente además, con objeto de prevenir asentamientos en

..*..

estos rellenos, que los espesores de las capas por compactar no excedan de 30 cms. que el material de relleno no sea cohesivo, que se elaboren pruebas previas de laboratorio, que se utilicen en el campo compactadores adecuados y que se usen plomones manuales en zonas difíciles.

VII-2 DESPLOMES Y MOVIMIENTOS POSTERIORES A LA CONSTRUCCIÓN.

Con objeto de conocer el funcionamiento de la cimentación durante su vida útil es conveniente efectuar las siguientes mediciones:

a) Desplomes.

Se medirán los desplomes de la estructura en cada esquina en caso de que se observe alguna tendencia de volteo.

La frecuencia de estas lecturas puede hacerse una vez cada 15 días o una vez al mes, según el caso y con los datos obtenidos se elaborará para cada lectura, una gráfica altura-desplome o tiempo-desplome.

b) Movimientos a largo plazo.

A fin de confirmar los movimientos previstos y evitar daños a la propia estructura y a las vecinas, se llevará un control de los

..0..

movimientos en cada columna de la estructura y con los datos obtenidos se elaborarán gráficas movimientos-tiempo con una frecuencia igual a la mencionada en VII-4. De estos controles depende el efectuar una recimentación o confirmar el buen funcionamiento de las estructuras.

REFERENCIAS.

- 1.- Mecánica de Suelos Tomo II
E. Juárez Badillo, A. Rico Rodríguez.
- 2.- Foundation Engineering
R.B. Peck, W.E. Hanson, T.H. Thornburn.
- 3.- Soil Mechanics in Engineering Practice
Segunda edición K. Terzaghi, R. B. Peck.
- 4.- Foundation Engineering
G. A. Leonards.
- 5.- Efectos de la Construcción de Cimentaciones en estructuras cercanas.
D.J.D' Appolonia. Memorias del cuarto Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.
- 6.- Electrosmosis aplicada a la construcción
C.L. Flamand E. Taméz G. Solum, S. A.
Publicación Interna No. 5



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISERNO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

B I B L I O G R A F I A

Ing. Luis Bernardo Rodríguez.

MAYO DE 1983.

Referencias

- 1.- Juárez Badillo, B y Rico, A.- Mecánica de suelos - Tomo II.- Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos.- Caps. VII y IX Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.- México, D. F., 1967.
- 2.- Wu, J.M. Soil Mechanics - Cap. B.- Allyn and Bacon, Inc.- 1966
- 3.- Vesic, A. S.- Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales.- Revista Ingeniería.- Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México D. F., 1973.
- 4.- De Melo, V.F.B.- Foundations of Buildings in Clay.- Resumen - sobre el Estado de Art e.- VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de cimentaciones.- México, D. F., 1969.
- 5.- Moorhouse, D. C.- Shallow Foundations.- State of Art Paper.- Proc. of teh Specialty Conference on Performance of Farth and Earth - Supported Structures.- Purdue University.- Laffayette, Indiana, 1972.
- 6.- Terzaghi, K.- Theoretical Soil Mechanics.- Cap. VIII.- John - Wiley and Sons.- 1956.
- 7.- Fook, R. B., Hanson, M.E. y Thornburn, T.H.- Houndation Engineering.- John Wiley en Sons.- 1957.
- 8.- Meyerhof, G.G.- The Ultimate Bearing Capacity of Foundations

Geotechnique.- Vol. 11.- Diciembre, 1951.

- 9.- Meyerhof, G.G.- Recherches sur la force portante des pieux. Suplements des Annaux du Institut du Batiment et Travaux Publiques.- Paris, Marzo - Abril, 1953.
- 10.- Meyerhof, G.G. - Influence of Roughness of Base and Ground water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations.- Geotechnique.- Vol. V.- 1955.
- 11.- Meyerhof, G.G.- Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations.- Canadian Geotechnical Journal.- Vol. 1, No. 1.- 1963.
- 12.- Skempton, A.W.- The Bearing Capacity of Clays.- Building - Research Congress.- The Institution of Civil Engineers.- Div. 1.- Londres, 1951.
- 13.- Hansen, B.- A General Formula for Bearing Capacity.- The - Danish Geotechnical Institute.- Technical Bulletin No. 11.- 1961.
- 14.- Hansen, B.- Nota Concerning Geotechnical Institute Bulletin No. 1.- The Danish Geotechnical Institute.- Technical Bulletin No. 21.- 1966.
- 15.- Hansen, B.- A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity.- The Danish Geotechnical Institute.- Technical -- Bulletin No. 28.- 1968.

- 16.- Bowers, G.B. y Bowers, G.F.- Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones (Trad. José Henández, I.C.).- Cap. 9 Ed. Limusa - Wiley.- México, D. F., 1970.
- 17.- Berezantzev, V.S., Christoforov, V.S. y Golubkov, V.V.- Load Bearing Capacity and Deformation of Pile Foundations.- Memorias del V. Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- Paris, 1961.
- 18.- Bells, A.- Bearing Capacity of Foundations.- Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE.- Vol. SM5-89.- Octubre, 1962.
- 19.- Bowles, J.H.- Foundation Analysis and Design.- Cap. 2.- The McGraw - Hill Book Co. 1968.
- 20.- Feda, J.- Discussion of Ballas Bearing Capacity of Foundations. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE.- Vol. SM3-89.- Mayo, 1963.
- 21.- Reddy, A.S. y Grinivasan, K.J.- Bearing Capacity of Footings on Layered Clays.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE.- Vol. 93, No. SM2.- Marzo, 1967.
- 22.- Davis, E.H. y Christian, J.T.- Bearing Capacity of Anisotropic Cohesive Soils.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE.- Vol. 97 No. SM5.- Mayo, 1971.
- 23.- Meyerhof, G.G. y Brown, J.D.- Experimental Study of Bearing

- Capacity in Layered Clays.- Memoria del VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- México, D. F., 1969.
- 24.- Milovic, D.M.- Comparison between the Calculated and Experimental Values of the Ultimate Bearing Capacity.- Memoria del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de cimentaciones.- Vol. II.- Montreal, Canadá, 1965.
- 25.- Meyerhof, G.G.- The Bearing Capacity of Foundations under -- Eccentric and Inclined Loads.- Memoria del III Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. I. Zurich, 1953.
- 26.- Juárez Badillo, E. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo II.- Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos.- Cap. VIII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.- México, D.F., 1967.
- 27.- Meyerhof, G.G.- The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes.- Memorias del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. I.- Londres, 1957.
- 28.- Terzaghi, K. y Peck, R.B.- Soil Mechanics in Engineering -- Practico.- John Wiley and Sons, Inc.- 1948.- Puede verse la excelente traducción de D. Moratto, Eddit. Ateneo.
- 29.- Olson, R.E. y Flaate, K.S.- Pile Driving Formulas for Friction Piles in Sand.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations

- Division, ASCE.- Vol. 93, SM-6- 1957.
- 30.- Terzaghi, K.- Discussion of "Pile - Driving Formulas Progress Report of the committee on the Bearing Value of Pile Foundations" - Proc. ASCE.- Vol. 68, No. 2.- 1942.
- 31.- Kozdl, A.- Bearing Capacity of Piles and Pile Groups.- Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- Londres, 1957.
- 32.- Kishida, M. y Meyerhof, G.G.- Bearing Capacity of Pile Groups under Eccentric Loads in Sand.- Memorias del VI. Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- Montreal, 1965.
- 33.- Gaffery, M. y Tate, A.P.K.- Model Test on Pile Groups in a Clay Soil with Particular Reference to the Behavior on the Group when it is Loaded Eccentrically.- Memoria del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- París, 1961.
- 34.- Sowers, G.F., Martin, C.B. Wilson, L.L y Fausold, M.- The Bearing Capacity of Friction Pile Groups in Homogeneous Clay - from Model Studies.- Memoria del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- París, 1961.
- 35.- Correa, J.J., Rico, A., Moreno G y Esquivel, R.- Pruebas de carga en modelos de cimientos profundo en arenas.- Congreso sobre cimientos profundos.- México, D. F. y Diciembre 1964.
- Geotechnique.- Vol. XIII.- 1963.
- 45.- Coyle, H.M. y Sulaimán, I.M.- Bearing Capacity of Foundation Piles: State of the Art.- MRS. Record No. 333.- 1970.
- 46.- Flaate, K.- Effects of Pile Driving in Clays.- Canadian Geotechnical Journal.- Vol. 9, No. 1.- 1972.
- 47.- Peck, R.B.- A Study of the Comparative Behavior of Friction Piles.- MRS, Special Report No. 36.- 1958.
- 48.- Seed, H.B. y Reese, L.C.- The Action of Soft Clay along Friction Piles.- Trans ASCE, Vol. 122.- 1957.
- 49.- Kerisel, J.L.- Vertical and Horizontal Bearing Capacity of Deep Foundations in Clays.- Procs., Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations.- Duke University.- 1965.
- 50.- Tomlinson, M.J.- The Adhesion of Piles Driven in Clay Soil. Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- Londres, 1957.
- 51.- Mc. Cleland, V., Focht, J.A. y Ewrich, W.J.- Problems in Design and Installation of Offshore Piles.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.- ASCE, Vol. 95, SM6.- 1969
- 52.- Meyerhof, G.G. y Murdock, L.J.- An Investigation of the Bearing Capacity of some Bored and Driven Piles in London Clay Geotechnique.- Vol. III.- 1953.

- 36.- Vesic, A.S.- Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand.- Performance of Deep Foundations.- ASIM, STP No.- 444.- 1969.
- 37.- Schlett, H.G.- Group Pile Loads in Plastic Soils.- Proc. H.R.B. Vol. 31.- 1952.
- 38.- Koizumo, Y. e Ito, K.- Field tests with regard to Pile Driving and Bearing Capacity of Pile Foundations.- Soils and Foundations.- Vol. 7, No. 3.- 1967.
- 39.- Mc. Clalland, B.- Design and Performance of Deep Foundations.- Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures.- ASCE.- Universidad de Purdue.- Lafayette, Indiana, 1972.
- 40.- Meyerhof, G.G. Reporte General presentado a la Sesión I.- Congreso sobre Cimientos Profundos.- México, D. F., 1964.
- 41.- Moorhouse, D.C. y Sheehan, J.B.- Predicting Safe Capacity of Pile Groups.- Civil Engineering.- Vol. 38, n2 10.- 1968.
- 42.- Whitaker, T.- Experiments with Model Piles in Groups.- Geotechnique.- Vol. VII.- 1957.
- 43.- Whitaker, T. Some Experiments on Model Pile Foundations in Clay Symposium on Design of Pile Foundations.- Parte I.- Estocolmo, 1960.
- 44.- Hanna, T.R.- Model Studies of Foundations Groups in Sand. --

- 53.- Skempton, A.W.- Cast in Situ Bored Piles in London Clay Geotechnique.- Vol. IX.- 1959.
- 54.- O'Neill, H.W. y Reese, L.C.- Behavior of Bored Piles in Bearymont Clay.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE.- Vol. 98, SM2.- 1972.
- 55.- Bowles, J.E.- Foundation Analysis and Design.- Cap. 9.- McGraw Hill Book Co.- 1968.
- 56.- Holtz, W.G. y Gibbs, H.J.- Field Test to Determine the Behavior of Piles in Loess.- Memorias del III Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- Zurich, 1953.
- 57.- Coyle, H.M. y Sulaiman, I.H.- Skin Friction for Steel Piles in Sand.- Journal of Soil Mechanics and Foundations Division.- ASCE.- Vol. 93, SM6.- 1967.
- 58.- Vesic, A.S.- Tests on Instrumented Piles Oycechee River site Journal of Soil Mechanics and Foundations Division.- ASCE.- Vol. 96, DM2.- 1970.
- 59.- Nordlund, R.L.- Bearing Capacity on Piles in Cohesionless Soils.- Journal of Soil Mechanics and Foundations Division.- ASCE.- Vol. 89, SM3.- 1963.
- 60.- Teng, W.C.- Foundation Design.- Cap. 8.- Prentice Hall, Inc.- 1962.

- 62.- Hansen, B.- A Theory for Skin Friction on Piles.- Danish Geotechnical Institute.- Boletín No. 25.- 1968.
- 63.- Mazurkiewicz, B.K.- Skin Friction on Model Piles in Sand, Danish Geotechnical Institute.- Boletín No. 25.- 1968.
- 64.- Zevaert, L.- Reducción de la Capacidad de Carga en pilotes apoyados de punta, debido a la fricción negativa.- I Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones.- Vol. 1.- México, D. F., 1959.
- 65.- Meyerhof, G.G.- Bearing Capacity of Rock.- Magazine of Concrete Research.- Abril, 1953.
- 66.- Bishnoi, B.W. Bearing Capacity of Jointed Rock.- Tesis para obtención del grado de doctor.- Georgia Institute of Technology.- Atlanta, Ga., 1968.
- 67.- Springall, G. y Espinosa, L.- El subsuelo de la Península de Yucatán. Estado actual del conocimiento.- VI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.- Cimentaciones en áreas urbanas de México (Acapulco, Morelia, Tampico y Yucatán).- Vol. 1 Publicación de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.- México D.F., 1972.
- 68.- Jurgenson, L.- The Application of Theories of Elasticity and Plasticity to Foundation Problems.- Contribution to Soil Mechanics.- Boston Society of Civil Engineers.- 1925 - 1940.
- 69.- Juárez Badillo E. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo 11.-

- Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos.- Capítulo 11.- Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., México D.F., 1967.
- 70.- Ladd, C.C.- Settlement Analysis of cohesive Soils.- M.I.T. Special Summer Program 1,345.- M.I.T., Boston, Mass., 1971.
- 71.- Lambe, T.W.- Methods of Estimating Settlements.- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.- ASCE, Vol. 90, SM5.- 1964. También citado en la obra Mecánica de Suelos de T.W. Lambe y R.V. Whitman (Trad. J.A. Jiménez Salas y J.M. Rodríguez), editado por Editorial Dimisa - Wiley en México D.F., 1972.
- 72.- Davis, E.H. y Poulos, B.E.- The Use of Plastic Theory for Settlement Prediction under three-dimensional conditions.- Geotechnique, Vol. 18.-1968.
- 73.- Skempton, A.W. y Bjerrum, L.- A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay.- Geotechnique, Vol. 7. 1957.
- 74.- Komornik, A., Wseman, G y Frydman, S.- A Study of In situ Testing with the Pressurometer.- Conference on In situ Investigations in Soils and Rocks.- British Geotechnical Society.- Session III.- 1969.
- 75.- Thorley, A.- Borehole Instruments for Economical Strength and Deformation In situ Testing.- Conference on In situ Investigations in Soils and Rocks.- British Geotechnical Society

ty.- Session-III.- 1969.

- 76.- Sowers, G.B. y Sowers, G.F.- Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones (Trad.: José Hernández, I.C.).- Cap. 10.- Ed. Limusa - Wiley.- México, D. F., 1970.
- 77.- Correa, J.J., Quintero J. y Arteaga, El - Pruebas de carga en pilotes para la cimentación del puente Alvarado.- Congreso sobre cimientos profundos.- México, D. F., 1964.
- 78.- Terzaghi, K.- Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction Geotechnique - 1955.
- 79.- Reese, L.C. y Matlock, H.- Nondimensional Solutions for Laterally loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth.- Proc. VIII Texas Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering.- The University of Texas, Austin.- 1956.
- 80.- Department of the Navy.- Bureau of Yards and Docks.- Design Manual Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures.- DM 7.- Washington, D.C., 1962.
- 81.- Murayama, S. y Shibata, T.- The Bearing Capacity of a pile Driven Into Soil and its new measuring method.- Soil Foundations.- Vol. 1, No. 2, Japón, 1960.
- 82.- Lee, D.H.- An introduction to Deep Foundations and Shearplugging.- Cap. IX.- Concrete Pub. Ltd.- Londres, 1961.

- 83.- Tomlinson, M.J.- Diseño y construcción de cimientos (trad.: José Luis Nieto).- Cap. 6.- Ediciones Urna.- 1971.
- 84.- Lasso Herrera, R.- Procedimientos de construcción para puentes.- Edición del Autor.- México, 1964.
- 85.- Juárez Badillo, B y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo I.- Fundamentos de la Mecánica de Suelos.- Apéndice.- Ed. Limusa - Wiley.- México, D. F., 1973.
- 86.- De Nello, V.F.B.- El ensayo de penetración estandar.- Escrito sobre el estado del arte.- IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones.- Vol. 1.- S. Juan, Pto. Rico 1971.
- 87.- Holtz, W.G. y Gibbs, H.J.- Research on Determining Density of Sand by Spoon Penetration Testing.- Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Londres, 1957.
- 88.- Coffman, B.S.- Estimating the Relative Density of Sands.- Civil Engineering.- Octubre, 1960.
- 89.- Dobry, R.- Cono Dinámico y prueba estandar en arenas limosas.- IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones.- Vol. II.- S. Juan, Puerto Rico, 1971.
- 90.- Juárez Badillo, R. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo I.- Fundamentos de la Mecánica de Suelos.- Capítulo X.- Ed. Limusa - Wiley.- México, D. F., 1973.

- 91.- Gendron, C.J.- Pile Driving: Hammer and Driving Methods.- Highway Research Board.- Record No. 333 (Pile Foundations).- Washington, D. C., 1970.
- 92.- Grand, B.A.- Types of Piles: Their characteristics and general Use.- Highway Research Board.- Record No. 333 (Pile Foundations).- Washington, D.C., 1970.
- 93.- Moreno Pecero G.- Hincado de Pilotes.- Notas no publicadas, para uso interno de la Secretaría de Obras Públicas de México.- México, D. F., 1971.
- 94.- Gerwick, B.C.- Current Construction Practices in the Installation of High-Capacity Piling.- Highway Research Board.- Record No. 333 (Pile Foundations).- Washington, D.C., 1970.
- 95.- Chellis, R.D.- Pile Foundations.- Mc. Graw Hill Book Co., Inc. 1951.
- 96.- York, D.D.- Structural Behavior of Driven Piling.- Highway Research Board.- Record No. 333 (Pile Foundations).- Washington D.C., 1970.
- 97.- Lee, D.H.- An Introduction to Deep Foundations and sheet.- Piling.- Cap. X.- Concrete Pub. Ltd. Londres 1961.
- 98.- Demeneghi, A.- Chiflonado en Pilotes.- Notas no publicadas, para uso interno de la Secretaría de Obras Públicas de México.- México, D. F., 1971.

- 99.- De la Fuente, C.- Estudio de permeabilidad.- Notas no publicadas.- Comunicación personal a los autores de este libro.- México, D. F., 1972.
- 100.- Juárez Badillo, E., y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo 1.- Flujo de Agua en suelos.- Ed. Limusa - Wiley - México, D. F., 1969.
- 101.- Rerr, H.E.- Groundwater and seepage.- Mc Graw Hill Book, Co., 1962.
- 102.- Mansur, Ch. y Kaufman, R.I.- Dewatering.- Capítulo 3 del libro Foundation Engineering, editado por G.A. Leonards.- Mc Graw Hill Book, Co, Inc.- 1962.
- 103.- Cedergran, H.R.- Seepage, Drainage and Flow Nets.- Capítulo 2.- John Wiley and Sons, Inc. 1967.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

Ing. Luis Bernardo Rodríguez.

MAYO DE 1983.

1. PILAS Y ELEMENTOS PORTANTES

CONTENIDO

I PILAS Y ELEMENTOS PORTANTES..... 1

II ELEMENTOS DE CONTENCION Y MUROS DIAFRAGMA..... 6

III PILOTES 10

IV SISTEMAS DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO..... 14

V CILINDROS Y CABLES DE CONCRETO REFORZADO..... 14

I.1 CLASIFICACION DE PILAS

Desde el punto de vista constructivo, las pilas se pueden clasificar como:

- Pilas sin ademe y sin refuerzo: Tipo A
- Pilas sin ademe y con refuerzo: Tipo B
- Pilas con ademe temporal y sin refuerzo: Tipo C
- Pilas con ademe temporal y con refuerzo: Tipo D
- Pilas con ademe definitivo y sin refuerzo: Tipo E
- Pilas con ademe definitivo y con refuerzo: Tipo F

Por su Sección pueden ser:

- Pilas Rectas
- Pilas con campana o ampliación en la base.

Por el sitio donde se construyen:

- Pilas en tierra.
- Pilas submarinas o bajo tirante de agua.

En todos los casos antes descritos, se utilizará concreto para su construcción.

I.2 DIAMETROS DE PERFORACIONES

PILAS A Y B		PILAS TIPO: C, D, E Y F.		
DIAMETRO NOMINAL	DIAMETRO PERF.	DIAMETRO EXTERIOR	DIAMETRO PARA ADEME	DIAMETRO DE LA PERFORACION PARA CONTINUAR A TRAVES DEL ADEME
CM.	CM.	CM.	CM.	CM.
50	50	50	60	-
60	60	60	70	50
70	70	70	80	60
80	80	80	90	70

PILAS A y B		PILAS TIPO: C, D, E y F		
DIAMETRO NOMINAL CM.	DIAMETRO PERFORACION CM.	DIAMETRO EXTERIOR ADEME CM.	DIAMETRO DE LA PERFORACION PARA ADEME CM.	DIAMETRO DE LA PERFORACION PARA CONTINUAR A TRAVES DEL ADEME CM.
90	90	90	100	80
100	100	100	110	90
110	110	110	120	100
120	120	120	130	110
130	130	130	140	120
140	140	140	150	130
150	150	150	160	140
160	160	160	170	150
170	170	170	180	160
180	180	180	190	170
190	190	190	200	180
200	200	200	210	190

1.3 PILAS CON CAMPANA O AMPLIACION EN LA BASE.

Para pilas sin ademe, el diámetro máximo de la base no será mayor de dos veces el diámetro del fuste.

Para pilas con ademe, el diámetro máximo de la base no será mayor de dos veces el diámetro de la perforación a través del ademe.

El máximo ángulo para la campana será de 45°. El ángulo más común es 30°.

1.4 ADEMES PARA LAS PERFORACIONES

Los ademes son tubería de acero de grado regular, lisa o en espiral.

El espesor recomendable para los ademes se resume a continuación:

DIAMETRO DE ADEME	RANGO DEL ESPESOR DE LA PARED.	
	MINIMO	MAXIMO.
De 50 a 80 cm.	1/4"	3/8"
De 90 a 110 cm.	5/16"	7/16"
de 120 a 150 cm.	3/8"	1/2"
De 160 a 200 cm.	7/16"	3/4"

1.5 TOLERANCIAS DE LAS PERFORACIONES

La tolerancia en el diámetro de los ademes es la aplicable a la tubería de acero.

La tolerancia en el diámetro de la perforación es de 3 cm.

La tolerancia en cuanto a la verticalidad es de 3 cm. para perforaciones hasta de 3 m. y se incrementará a razón de 2% de la profundidad adicional.

Las tolerancias serán modificadas para el caso de encontrar gravas, boleas o materiales similares.

1.6 ESPECIFICACIONES PARA EL ACERO DE REFUERZO.

El objeto del proceso constructivo será formar un castillo que cumpla con las especificaciones como elemento estructural y mantenga sus características geométricas durante la colocación del concreto y la extracción del ademe, en su caso.

Las varillas longitudinales deberán tener la mayor longitud práctica posible.

El diámetro máximo recomendado será No. 12. Cuando se usen armados variables, el mínimo número de varillas será de ocho en la zona más armada y cuatro en la zona inferior. Si se usa ademe, el diámetro máximo del castillo será 10 cm. menor que el diámetro interior del ademe.

El castillo deberá rigidizarse con anillos de diámetro no menor del No. 3, separados a una distancia no mayor de 2 m. Se colocarán cuatro separadores espaciados como máximo a cada 3 m. en la zona central del castillo y a cada 5 m. en los extremos.

El castillo deberá colocarse en la perforación, evitando su distorsión, pandeo o deformación mediante el izaje apoyado en varios puntos.

El castillo deberá fijarse en la perforación, de manera que su extremo inferior quede a una distancia de 15 a 25 cm. del fondo de la excavación. No deberá tener posibilidad de elevarse durante la operación del vaciado de concreto.

1.7 COLOCACION DEL CONCRETO.

Se requiere cumplir con dos objetivos: a) La resistencia del concreto debe ser la especificada. b) El concreto se encuentra en forma continua, en toda la longitud de la pila, conservando la sección en campana y fuste.

Si es posible, el concreto deberá colocarse cuando la perforación este seca y limpia. En caso de encontrar nivel freático, se podrá hacer uso de sistemas especiales como Tremie, trompa de elefante, o bombeo de concreto, con la tubería o manguera instalada hasta el fondo de la perforación.

El diámetro del tubo TREMIE no deberá ser menor de 25 cm., siendo más conveniente tener 30 cm. de diámetro.

En suelos inestables es frecuente el uso de lodo bentonítico para realizar la perforación en escaso no deben construirse pilas con campana o ampliación en la base. La colocación del concreto requiere de gran experiencia y características especiales de revenimiento, tamaño máximo de agregado y uso de aditivos para su manejo.

1.8 EQUIPO DE CONSTRUCCION.

Se divide en perforadoras montadas sobre camión para pilas de dimensiones hasta 1.5 m. en diámetro y 30 m. en profundidad y perforadoras montadas en grúa, con capacidad para todo tipo de trabajo y mayor eficiencia.

Las perforadoras pueden ser del tipo rotario y no rotario. Las primeras son de tipo standard o de circulación inversa. Las perforadoras no rotarias se dividen en Almejas y de percusión.

1.9 ELEMENTOS VERTICALES PORTANTES.

Mediante el uso de almejas hidráulicas se pueden formar elementos verticales estructurales, hasta 30 m. de profundidad y con dimensiones en sección transversal de módulos de 40, 50 y 60 cm. en formas de rectángulo, cruz, hache o anulares. La técnica a seguir es similar a la descrita en el capítulo de las Pilas, aún cuando en este caso siempre se realiza la colocación del concreto mediante el uso de lodo bentonítico para estabilización de la perforación y alguno de los procedimientos TREMIE, TROMPA DE ELEFANTE O BOMBEO DEL CONCRETO.

1.10 EQUIPO BASICO.

Para llevar a cabo lo anterior se requiere del equipo básico descrito a continuación:

- Grúa para soportar perforadora o almeja.
- Aditamento de Perforación.
- Aditamento de Almeja.
- Equipo de construcción.
- Sistema de colado Tremie.
- Grúa para colocar armados e instalar sistema Tremie.
- Herramientas de Perforación.

II. ELEMENTOS DE CONTENCION Y MUROS DIAFRAGMA.

Los elementos provisionales para contener empujes de tierra y formar una pantalla para evitar la filtración del agua del subsuelo hacia la excavación, se describen en los siguientes párrafos.

II.1 TABLAESTACA

Formada por tablones de madera, entrelazada con tornillos y con preparaciones para engargolarse entre sí, tiene -- cada vez menos uso. Esta limitada por el costo de la -- madera, la longitud de las piezas, su relativa esbeltez y la fragilidad. En general se utiliza en tramos no mayores de 5 m. de longitud y 10 cm. de ancho. Se instala en el terreno por métodos de percusión mediante un martinete de caída libre o de combustión interna que no exceda 10,000 -- libras-pie, Delmag D-5.

II.2 TABLAESTACA DE CONCRETO.

Formada por piezas de 70 cm. de ancho, 25 cm. de espesor, hasta 18 m. de longitud, con preparaciones para engargolarse entre sí así como para realizar la inyección de -- sellado entre cada pieza, al terminar su instalación en el subsuelo. Están armadas con trece varillas longitudinales del No. 4 y estribos del No. 2.5 separados 25 cm. Se requiere de perforación previa sin extracción de material, para su instalación en el subsuelo. Se utiliza martinete de combustión interna, con energía de 22,500 libras-pie, -- Delmag D-12. El sistema requiere experiencia siendo la -- actividad crítica el junteo adecuado y la inyección uniforme a lo largo de la junta entre las piezas precoladas.

II.3 ATAGUIA DE ACERO.

Formada por piezas de acero de tipo "S", con 50 cm. de -- dimensión en su ancho, 30 cm. en su espesor y con longitud variable hasta 18 m. Se deben hincar en series de piezas de 4 a 8 y en forma escalonada, con guías para mantener la verticalidad de las piezas. La instalación de las ataguías puede hacerse mediante percusión, para lo cual se utiliza -- un martinete de combustión interna, con energía de 22,500 -- libras-pie, Delmag D-12 ó similar. Otro equipo es el vibratorio, el cual es más adecuado tanto para la instalación -- como para la desinstalación de las piezas. Debido a que -- las piezas pueden recuperarse después de su uso, este procedimiento podría resultar económico. Sin embargo, las ataguías metálicas no se fabrican en el país y deberán importarse, lo que significa un incremento en costos y tiempo.

II.4 PANTALLA DE PILOTES COLADOS IN SITU.

El procedimiento consiste en formar una pantalla continua -- con pilotes colados en el lugar, tangentes, de 50 cm. de -- diámetro y longitud máxima de 18 m. El cuerpo del pilote -- está formado por mortero y su colocación se efectúa con el mismo equipo que se realiza la perforación, es decir mediante brocas con el eje de tubería a través de la cual se inyecta el mortero. El armado de cada pilote está constituido por 6 varillas del No. 4 y estribos del No. 2.5 a cada -- 15 cm. Este procedimiento proporciona un alto grado de -- impermeabilidad en la excavación.

II.5 MURO DIAFRAGMA.

En general, el procedimiento consiste en excavar una zanja angosta y profunda en el subsuelo, sustituyendo el material excavado por un fluido bentonítico que estabiliza las paredes de la zanja y evita la falla o desconchamiento de las mismas. Una vez que se llega a la excavación deseada. Se sustituye la bentonita por concreto simple o concreto reparado, dependiendo de la aplicación que se dé al muro diáfragma.

El equipo consta de una grúa de capacidad superior a 40 ton., la almeja de perforación y su aditamento para ser soportada en la grúa, así como la unidad hidráulica de potencia. -- Además se deberá contar con equipo TREMIE para la colocación del concreto y la planta de dosificación y mezclado de lodo bentonítico.

Los muros diáfragma se emplean en los siguientes casos:

- 1) Como estructura de protección temporal o permanente, durante la etapa de excavaciones.
- 2) Como muros permanentes de cimentación para utilizarse -- como sótanos, estacionamientos y almacenaje de productos no perecederos.
- 3) Como círculos para estaciones de bombeo, formando sus -- paredes.
- 4) Para formar cajones, túneles y pasos en el subsuelo.

Los muros diáfragma no aseguran 100% la impermeabilidad ya que esto depende en gran parte de:

- a) Nivel Freatico en el exterior del muro y posible presión hidrostática.

b) Características del subsuelo.

c) Experiencia y técnica en la ejecución del muro.

En caso de requerirse un alto grado de impermeabilidad, se deberá hacer un tratamiento especial al muro diáfragma, como un aplanado a base de resinas, quinateado con -- una malla fija al muro y muro de acompañamiento.

II.6 ANCLAJES.

En cualquiera de las estructuras antes mencionadas, se -- pueden aplicar los sistemas de anclaje al subsuelo, mediante anclas formadas por un mecanismo ancla de presfuerzo-bulbo de concreto-suelo.

Las anclas se pueden construir en suelos y rocas. En suelos se forman bulbos cuyas dimensiones pueden variar de 30 a 60 cm. en diámetro y hasta 20 metros en longitud. -- Los bulbos de anclaje se adhieren al terreno mediante la -- inyección a presión del material, mortero o concreto.

Las anclas presforzadas se encuentran embebidas en el -- bulbo de mortero o concreto y envían su acción mediante -- alambres de presfuerzo, libres pero protegidos contra la corrosión, al elemento de contención.

Para la perforación se utilizan equipos montados en grúa -- o tracks, para la colocación del mortero o concreto se -- utilizan bombas de alta presión. El tensado de las anclas y su dispositivo de anclaje se realiza bajo patente por -- empresas especialistas en presfuerzo.

III PILOTES

En este capítulo se describen los procedimientos de mayor aplicación en México, tomando en cuenta los factores que determinan su empleo como son: el subsuelo, el equipo disponible y la práctica y observación del comportamiento de las estructuras cimentadas en cada tipo de pilote.

III. 1 PILOTES PRECOLADOS.

Los pilotes precolados pueden funcionar como de fricción, punta y punta fricción. Dependiendo de dicha función, el factor economía ha influido en la selección de la succión más adecuada, a saber:

a) Pilotes precolados trabajando por adherencia.

En concreto reforzado tenemos la siguiente tabla:

SECCION	RANGO DE DIMENSIONES LADO CM.	LONGITUD DE PILOTE
CUADRADO	30, 35, 40, 45, 50, 55, 60	HASTA 15 m. POR TRAMO
TRIANGULAR	35, 40, 45, 50, 55	HASTA 15 m. POR TRAMO
CIRCULAR	30, 35, 40, 45, 50, 55, 60	HASTA 15 m. POR TRAMO
EXAGONAL	35, 40, 45, 50	HASTA 12 m. POR TRAMO

El concreto utilizado es generalmente $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

El armado depende de las solicitaciones a que esté sujeto el pilote, durante las operaciones de maniobra, izaje e instalación del pilote.

En concreto presforzado se tiene:

SECCION	RANGO DE DIMENSIONES	LONGITUD DE PILOTE
KACHE	40X35, 30X28 Y 25X20 cm.	15, 12 y 10 m.
TRIANGULAR	35, 40, 45, 40 y 55 cm.	HASTA 15 m.

El concreto utilizado es del orden de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

El armado está regido por los esfuerzos inducidos durante la maniobra de izaje e hínca del pilote.

El equipo para realizar este trabajo, generalmente es:

- Grúa del tipo de 3/4 de yarda cónica.
- Martinete de combustión interna con energía variable entre 22,500 lb-pie para las secciones pequeñas y - - 36,000 lb-pie para las secciones mayores.

b) Pilotes Precolados trabajando por punta.

En general se construyen con las mismas dimensiones que los pilotes de adherencia, pero desde el punto de vista económico se utilizan aquellos con mayor área de contacto con el terreno en la punta.

Las secciones cuadradas, triangular, circular y exagonal son las aplicables en este caso.

El equipo requiere de mayor capacidad en general, requiriendo grúas del orden de 45 ton. de capacidad, martinete del tipo del Delmag D-22 y D-30 y en algunos casos el uso de equipo de perforación para facilitar la instalación del pilote en el manto de apoyo sin dañar la parte superior del mismo durante la hínca.

c) Pilotes de Punta Fricción.

Un caso mixto lo constituyen los pilotes de sección variable de concreto, cuya parte extrema inferior presenta una dimensión menor, la cual penetra en el manto de apoyo al producirse el efecto de fricción en el pilote y exceder una carga límite previamente definida. Las secciones cuadrada y circular para el fuste del pilote se pueden combinar con puntas de vigueta o de concreto, de longitudes variables entre 60 cm. y 100 cm. y de secciones "B" o "I" para las viguetas y secciones circular o cuadrada para las puntas de concreto.

d) Pilotes Precolados seccionados.

De gran aplicación como pilotes de adherencia, de punta o de Punta-fricción, son los pilotes precolados seccionados conocidos como pilotes "meqa". Sus dimensiones más comunes son:

Diámetro: 35, 40, 45, 50, 55 y 60 cm.

Longitud: 90 y 100 cm.

Resistencia del Concreto: $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

Armado de Secciones: No llevan excepto las puntas.

Procedimiento de instalación: Presión hidráulica.

Con objeto de hacer continua la sección del pilote, cada tramo tiene un orificio central de 12 cm. de diámetro, dentro del cual se aloja el armado longitudinal, generalmente 2 varillas del No. 3 y se inyecta una lechada de cemento a lo largo del pilote.

Para obtener un pilote vertical, se requiere de perforación previa con extracción del material si se trata de suelos de suelos granulares o simplemente "batiendo" el suelo si se trata de suelos arcillosos.

III.2 PILOTES COLADOS "IN SITU"

Pueden funcionar por punta, por fricción o por punta y fricción. El procedimiento constructivo consiste en realizar una perforación en el subsuelo por medio de una broca en forma de taladro, avanzando hasta la profundidad deseada. A través del eje de la broca, formado por una tubería de 2" de diámetro o similar, se introduce mortero a presión, al mismo tiempo que se extrae la broca. El efecto combinado de "tirahusón" con la broca e inyección del mortero en la punta de la misma forman un pilote de sección circular, rugosa.

A continuación, se introduce dentro del cuerpo del pilote, en la etapa de gelado inicial, el castillo que formará el refuerzo y conexión del mismo a la cimentación. Los pilotes colados "in situ", tienen diámetros variables entre 40, 45, 50, 55 y 60 cm. La resistencia del mortero es del orden de 200 kg/cm^2 . El armado generalmente se forma con ocho varillas del No. 5 con estribos del No. 2 a cada 15 cm. La profundidad práctica máxima es del orden de 18 m. El equipo requerido para construir estos pilotes está formado por:

- Grúa del tipo LS-98 o LS-108.

- Perforadora de taladro con unidad de fuerza hidráulica.

- Bomba de inyección y dosificadora de mortero.

Para su construcción se requiere de experiencia y un control muy estricto de laboratorio para que los morteros obtengan la resistencia del proyecto.

Generalmente el contenido de cemento por metro cúbico de mortero debe ser del orden de 700 kg. La relación agua-cemento del orden de 0.5. La proporción del mortero será 1:1 en volumen.

III.3 PILOTES METÁLICOS CON Y SIN TRATAMIENTO ELÉCTRICO.

Es práctica común en la ciudad de México el uso de los pilotes metálicos, de 2", 2 1/2" y 3", trabajando por fricción, con longitudes que varían entre 10 y 30 m. Su aplicación principal está en el caso de recimentaciones ya que aportan capacidades de carga puntual reducidas y no requieren de demoliciones costosas. La tubería debe ser lisa, de cédula 40 bajo el Nivel de Aguas Freáticas y cédula 80 en la zona de movimiento del Nivel de Aguas Freáticas.

De preferencia, se deberán tratar eléctricamente para - obtener la adherencia entre suelo-pilote que se ha perdido al momento de su instalación. El procedimiento de hincado de los pilotes es por medio de percusión o presión. El tratamiento eléctrico se realiza mediante la aplicación de corriente directa entre el pilote que se constituye en ánodo y una varilla enterrada en el suelo que será el cátodo. El potencial enviado será del orden de 0.3 volt/cm. y la duración del tratamiento del - - orden de 4 horas. Este procedimiento requiere de gran - experiencia y continua investigación.

Eventualmente, se han instalado pilotes de succión circular de mayor diámetro o viguetas metálicas sin tratamiento eléctrico. Su hinca se realiza con martinetes - de caída libre o de combustión interna, dependiendo de las dimensiones de la pieza y las características del - subsuelo.

IV. SISTEMAS PARA ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

IV. 1 SISTEMA WELL POINT.

Se aplica en suelos granulares, de los limos a las arenas con gravas. Se puede aplicar también en suelos de gran estratificación. Su principal ventaja es el rango amplio de aplicación y su facilidad para realizar la -- instalación. El sistema consiste en formar una pantalla de succión por medio de puntas separadas entre 0.6 y 1.5 m. y conectadas a un sistema de vacío, controlado y - generado por bombas de alta potencia colocadas estratí- gicamente dentro de la red.

IV. 2 CARCANOS O POZOS SUPERFICIALES DE BOMBEO.

Se aplica en suelos no inestables como arcillas altamente compresibles, así como suelos extremadamente gruesos como

cantos rodados, boleos y guijarros. En el primer caso, se forma un sistema de pozos que para el caso de la -- Ciudad de México presentan las siguientes característi- cas:

Diámetro de la Perforación:	De 0.90 a 1.20 m.
Diámetro del ademe ranurado:	De 0.60 a 0.90 m.
Profundidad del Pozo:	De 5 a 16 m.
Separación entre Pozos:	De 10 a 20 m.

El sistema más adecuado de bombas son las de tipo sume- gible, eléctricas, con electroniveles para controlar el Nivel Freático en su cota del proyecto automáticamente.

En el caso de suelos granulares clasificados como cantos, boleos etc., se debe realizar una zanja como obra de toma, con las dimensiones necesarias para alojar las tuberías - de succión. En este caso, dependiendo del volumen de - - agua que se estime debe extraerse, se pueden utilizar - - bombas de tipo centrífuga, a diesel, de capacidad hasta - 20,000 litros por minuto.

IV. 3 SISTEMAS DE POZOS PROFUNDOS.

La aplicación se presenta en suelos de permeabilidad me- dia y alta, relativamente homogéneos. El sistema es len- to para suelos estratificados.

Este procedimiento es económico en el caso de requerirse un abatimiento del nivel freático a gran profundidad, en forma local. Por ejemplo 20 a 100 m. para la construcción de túneles.

IV. 4 SISTEMA DE EYECTORES SIN Y CON TRATAMIENTO ELECTRÍ- CO.

El sistema es adecuado en suelos extremadamente finos, -- donde se espera una reducida aportación de volumen de agua

Consiste en formar una retícula de pozos de 0.3 m. de diámetro y de 12 a 14 m. de profundidad, conectados a dos tuberías principales, una de inyección y otra de descarga. El método tiene la limitación -- del costo y tiempo de instalación. Para acelerar el abatimiento del Nivel Freático, se puede hacer pasar una corriente directa entre las varillas instaladas y los pozos de bombas. Otros métodos especiales como la electroosmosis inyección química, -- congelación, etc., se han aplicado en México pero se clasifican como métodos de estabilización más -- que de abatimiento del Nivel de Agua Freáticas.

"CILINDROS Y CAJONES DE CONCRETO REFORZADO"

La cimentación por cilindros y cajones de concreto reforzado está basada en el antiguo sistema llamado "Pozo Indio".

Este sistema consiste en la construcción de un elemento de forma cilíndrica o cuadrangular con paredes perimetrales y hueco al centro, el que permite mediante el uso de un equipo apropiado la excavación y extracción de material. Esta excavación provoca que el elemento construido se vaya hundiendo en el terreno debido a su peso propio y a la -- falta de anova.

Las partes que forman un cajón o cilindro de cimentación son las siguientes:

La cuchilla cortadora, de acero estructural, localizada en la parte inferior, que es el elemento de ataque para cortar el material donde se va hincando.

Las paredes, que forman el cuerpo del cajón o cilindro, de concreto reforzado con una resistencia del orden de 250 Kg/cm²; su función, además de ser el --

ademe necesario para el procedimiento de hincado, -- es la de transmitir las cargas al tañón inferior. -- El espesor normal de las paredes varía de 0.89 m. a 1.00 m. y queda fijado más que por el aspecto estructural en sí, para dar el peso para el hincado -- y la capacidad para resistir los golpes del equipo durante dicho proceso. Los diámetros más utilizados en la construcción de cilindros son de 4.30 m. 5.00 y 7.00 m. y las secciones de los cajones son -- suaramente variables de acuerdo a las necesidades -- de cimentación. En algunos casos se coloca tubería ahogada en las paredes para chiflonar o barrenar el material de excavación en la parte inferior -- cuando así se requiere.

El tañón inferior, que generalmente se construye -- de concreto simple debido a que por su gran espesor y corto claro no requiere refuerzo, colado bajo agua, con una resistencia mínima de 200 Kg/cm²; su función es transmitir las cargas al terreno y evitar la penetración del cilindro o cajón en el -- mismo; su altura normal es de 1.30 m. a 2.00 m. y abarca desde el nivel inferior de la cuchilla cortadora hasta donde termina la acción tronco-cónica.

El relleno interior, (que solo en algunos casos se coloca) de material gradado o material disponible según el caso, cuya función es aumentar el peso o bien facilitar la construcción del tañón superior -- evitando una obra falsa demandando difícil y costosa en caso de cajones.

El tañón superior, de concreto reforzado con resistencia normal de 250 Kg/cm², cuyo objeto es transmitir a las paredes la carga de los elementos que -- sobre el anova. Este tañón sella el cilindro o cajón en su parte superior después del colado del ta -- ñón inferior y de las inspecciones requeridas; sus

espesores normales varían de 1.00m. a 1.60 m.

V. 1. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

El procedimiento de construcción normal consiste en lo siguiente. Inicialmente se hace un terraplén o una excavación previa en el lugar donde va a quedar ubicado el cilindro o cajón; el primer caso se requiere cuando se tienen tirantas de agua permanentes y se hace con objeto de evitar la utilización de edos perdidos cuyo costo es demasiado elevado, al segundo caso cuando no se tiene agua y el nivel freático se encuentra a cierta profundidad, hasta la cual sea relativamente fácil la excavación, ya que el costo del hincado es bastante más alto que el de la excavación. Una vez formado el terraplén o ejecutada la excavación se nivela una plataforma de trabajo sobre su superficie y se arma la cuchilla cortadora -- que normalmente se fabrica en 1 o 4 secciones para facilidad de transporte; sobre la cuchilla se coloca el acero de refuerzo y los moldes para el colado de la primera sección tronco-cónica que forma la transición entre la cuchilla y la pared. Una vez colado y fraguado el concreto se desmolda y al alcanzar una resistencia adecuada se inicia el hincado utilizando por lo general un cucharón de coque de aluminio o maloca, accionado mediante una drana o malacate que excava a través del burco interior del cilindro y saca el material a la parte externa, provocando así el hundimiento.

Al construirse el hincado y tener el cajón o cilindro a su nivel de proyecto y en material conveniente se sella el tapón inferior después de efectuar una limpieza mediante el mismo cucharón sin diámetros o mediante un extractor; el colado por lo regular hay que hacerlo de arriba utilizando alguno de los procedimientos que se describen más adelante. Cuando el concreto

alcanza una resistencia aceptable se desarma el interior y se hace una inspección para determinar el estado del tapón y las paredes procediéndose a sellarlo con agua o con el material indicado en proyecto y por último colar el tapón superior.

V. 2. COLADO DE PAREDES.

Los moldes para el colado de paredes se fabrican de madera o metálicos, utilizando más estos últimos debido a su durabilidad y facilidad en el manejo. Los moldes interiores en caso de cilindros se hacen por lo regular en tres secciones que no cubren al perímetro total, dejando un pequeño espacio que al colocarse se rellena con una pieza de madera o lámina, separando los marcos de los moldes mediante tornillos con el fin de poder retirarlos fácilmente después del colado y agua debido a la presión del concreto antes de fraguar es prácticamente imposible quitarlos si se dejan atape; los moldes exteriores se hacen en cuatro secciones y no tiene mayor problema de colocación y retiro; su altura queda fijada por los anchos comerciales en que se vende la lámina que es del orden de 1.80m., en caso de usarse madera se hacen de 2.50 a 3.00 m. de altura.

Cuando se está trabajando con el hincado al nivel de proyecto conviene que los colados finales se hagan de menor altura puesto que existe la probabilidad que no sea posible bajar hasta el nivelante y si se tiene colada totalmente la pared habrá que demoler la parte sobrando.

Antes de la colocación de los moldes se requiere fijar perfectamente el desplome que lleva la parte ya construida de cilindros o cajón con el fin de darle la misma inclinación a la sección por colar ya que en caso de colocar los nuevos moldes verticalmente se ocasiona que se vaya formando una línea quebrada y dar el caso de que no sea posible continuar su hincado debido a

o la curvatura que presenta. Esto sucede sobre todo cuando la parte interior se encuentra llena de agua.

V. 1. HINCADO

Para los procedimientos a seguir en el hincado dependen del tipo y las condiciones de los materiales que se atraviesa y que presentan problemas muy distintos.

- a) Concreto: Es el procedimiento primitivo y solamente se puede utilizar cuando el cilindro o cajón se encuentra a un nivel tal que el agua se pueda agotar. Es un procedimiento lento y nunca recomendable.
- b) Con arietes: Consiste en invertir aire a presión a través de un tubo especialmente diseñado que se sumerge en el agua hasta el fondo de la excavación al inyectar el aire se forma una corriente ascendente que arrastra agua y material.
- c) Con cucharones de concha de almeja o pajas seccionadas por palacatas o drapas: Es el procedimiento más usual para el hincado, el cucharón que se utiliza se deja caer abierto para que penetre en el material, accionándolo de arriba para cerrarlo y sacar el material fuera del cilindro o cajón y depositarlo en la parte externa.
- d) Con arietes: Cuando el material de la excavación tiene una dureza que no permite su ataque con el cucharón se requiere la utilización de arietes rectos o inclinados. Consisten en un elemento pesadísimo al que en un extremo se le hace una punta o bien se le coloca una cuchilla en forma de pala, de acuerdo al tipo de material que se está atacando y por el otro extremo se sostiene mediante el palacata o drapa. Se le deja caer para que rompa o afloje el material y después poder sacarlo con el cucharón.

- e) Con bombas: En algunos casos el bombeo ayuda para el hincado ya que al extraer el agua del interior del cilindro o cajón se está aumentando el peso del mismo lo que equivale a un lastreado, en otros casos al bombear se forma un flujo de agua que se corre entre las paredes y el material circundante provocando una lubricación que disminuye la fricción.
- f) Con lastre: Es un procedimiento lento y que presenta muchas dificultades ya que requiere la construcción en la parte superior del cilindro o cajón de grandes plataformas para almacenar el material de lastre; también necesita de la caja bajo la cuchilla para poder bajar en el momento de romper la fricción.
- g) Con chiflonas: Los chiflonas pueden ser de aire o de agua y se utilizan tanto por la parte interna como por la parte externa del cilindro o cajón por la parte exterior tiene por objeto reducir la fricción entre el material y las paredes y es un trabajo lento ya que hay que ir introduciendo el chiflón entre la pared y el material desde la parte superior del mismo hasta cerca de la cuchilla e irlo retorciendo en todo el perímetro; requiere la formación previa de la caja bajo la cuchilla para que sea eficiente. Cuando se utilizan por la parte interna tiene por aflojar el material lo que se logra por la presión y la fuerza de salida del agua o del aire; se requieren buzos y bastante equipo extra tal como compresores, tuberías, bombas de alta presión, diferenciadores, etc.
- h) Con dinamita: Es un elemento peligroso en los trabajos de hincado y se usa en dos formas, se emplea para romper el material cuando es rocoso o muy duro y poder extraerlo, lo que requiere de buzos

para herreración o emplantamiento, la otra para producir una vibración que rompa la fricción y baje, lo que requiere previamente tener caja bajo la cuchilla.

- 1) Con buzos: Además de que el trabajo de los buzos es lento, costoso y difícil, generalmente estas personas no toman en cuenta las normas de seguridad lo que les puede ocasionar serios peligros, - incluso la pérdida de la vida.

Normalmente es necesaria la combinación de varios procedimientos de hincado ya que por lo regular no se encuentra material de un solo tipo.

Para facilitar los hincados hay que tomar en cuenta una serie de datos y controles, primeramente el tipo de material por lo que se está avanzando y las espesuras, lo que en un momento dado será el factor determinante y clave para elegir el tipo de equipo y procedimiento que debe seguirse; el desarrollo del elemento que se está hincando para poder dirigir la maniobra en forma conveniente ya que el cucharón debe cargarse hacia el extremo opuesto del desplome para extraer el material de ese lugar donde puede existir un obstáculo o que el terreno tenga una mayor compacidad, evitando así que se siga desplomando y a que de no atenderse este aspecto se puede ocasionar que no sea posible hincarlo ya que llegará el momento que el cucharón invariablemente caerá en la parte donde no se requiere y causará cada vez mayor desplome.

Durante el hincado en materiales suaves hay que vigilar la formación de cráteres alrededor del elemento que se hince ya que pueden llegar a provocar desplomes o bien que el equipo de hincado caiga dentro de ellos; para solucionarlo basta por lo regular con ir rellenándolos con el producto de la excavación; también se requiere una vigilancia -

para no formar cajas demasiado grandes bajo la cuchilla que pueden provocar que el elemento se hunda de golpe y provoque accidentes.

Como un dato meramente informativo ya que no es posible dar rendimientos promedio para estos trabajos, por su variabilidad, se puede considerar que para el hincado de cilindros del orden de 12 a 15 m. de profundidad, con diámetros de 4.30 a 5.00 m., en terreno de dureza media, un avance promedio de 0.50 m. por día. En mantos duros, raramente los rendimientos no pueden fijarse y dependen más que nada de la habilidad de los operadores del equipo que se utiliza y del ingenio de las personas que están al frente de los trabajos para la aplicación de los procedimientos más convenientes.

6. 4. TAPONES INFERIORES

Al terminarse el hincado de un cilindro o cajón y antes de colar el tapón inferior hay que hacer una limpieza con el cucharón sin dientes o con eyector; si se considera que pueda encontrarse bastante material adherido a la sección tronco-cónica, al strite se lo puede adaptar una forma de pala para desprenderlo. Para el colado de los tapones inferiores que normalmente se hace bajo agua se emplean dos procedimientos, el primero con bota de colado de fondo móvil que se maneja mediante dos tambores de un malacate o draga. El peso del concreto obliga que la tapa inferior se abra y que el concreto fluya y se acomode, el concreto debe tener revenimiento de 15 a 20 cm., como mínimo para evitar huecos donde el agua penetre y lo deslave así como para facilitar su acomodación correcta. El otro procedimiento llamado de trompa de elefante o tubo Tremie consiste en un tubo, abierto en un extremo y en el otro con una tolva cuya capacidad mínima sea igual al volumen interior de todo el tubo.

V. 5. TAPONES SUPERIORE.

Para la construcción del tapón superior se emplea - generalmente una cimbra perdida que se apoya o se - cuelga del brocal del cilindro o cajón.

Generalmente en los cajones se rellena el hueco interior para el colado del tapón superior ya que la obra falsa resultaría muy cara dado el claro y el - espesor de los tapones.

V. 6. ESPECIFICACIONES

Las tolerancias permitidas en la construcción de todos los elementos de los cilindros o cajones están - dadas en la parte tercera de las "Especificaciones - Generales de Construcción" de la SAHOP que corresponden a obras de drenaje, estructuras y trabajos diversos.

JULIO 1950.

FITTING THE HAMMER TO THE PILE AND THE SOIL

Glen H. Barber, Sales Manager
L. B. Foster Company, Equipment Division, Pittsburgh, PA 15108

For presentation at
Associated Pile & Fitting Corp. PILETALK Seminar
Miami Beach, Florida, March 1978

25

GLEN BARBER has worked with piling for twenty years, starting an inspection he has supervised pile installation for Candler Rusche and for Ford Motor Co. He joined L. B. Foster as pile driver specialist in 1970 and served in New Orleans and Houston before assuming his present top management position at L. B. Foster corporate headquarters

Pile driving is perhaps one of the oldest forms of heavy construction. Our distant ancestors probably beat a few stakes into the shoreline to tie up their boats or to provide a means for reaching them in early Bible times. The builders and engineers of the day proved highly ingenious in the ways they devised to set piling with various crude forms of drop hammers, which used gravity as the source of energy. A number of the structures they erected are still standing to this day.

Then, as now, soil was the greatest variable in the pile-soil-hammer chain for support of structures over areas where adequate bearing material is at considerable depth. The type of pile can be a choice; the hammer can be selected for energy and characteristics. The soil is what is there and generally is not what is desired; if it were ideal, piles would not be needed. Fortunately for those of us who try to make a living in the foundation field there are a lot of difficult areas where soils are a problem.

Soils easily divide into cohesive - which have a clay base that binds the soil together - and non-cohesive - usually gravel or sands with no binders holding the particles together.

Cohesive clays can be dry and stiff, requiring strong blows to force a pile to bearing strata. Or they can be soft, permitting penetration under little more than the weight of the hammer.

Gravels or coarse to fine sands with little or no clay binders are classed as non-cohesive soils. Double or differential-acting hammers or vibratory drivers work well in such soils. The vibratory drivers are especially efficient in highly water bearing soils. But in dense clays or boulders they may not penetrate at all. Some soils are mixtures of cohesive and non-cohesive soils. The varying densities and water content of these soils make it difficult to apply any hard and fast rules regarding hammer selection and application.

Knowledge of the characteristics and composition of the soil may be obtained through various methods. Consistency of cohesive deposits or the relative density of non-cohesive deposits can be determined and further classified by the results of a penetrometer test. This test, which involves no drilling for samples, utilizes a device that is pushed or driven into the ground to measure the soil's resistance to penetration.

The most common and widely used test for indication of the consistency or relative density of most soils is the Standard Penetration Test (SPT). The

26

PENETRATION RESISTANCE AND SOIL PROPERTIES
ON BASIS OF THE STANDARD PENETRATION TEST

TABLE--1

SANDS (NON-COHESIVE SOILS)		CLAYS (COHESIVE SOILS)	
NO. OF BLOWS PER FT.	RELATIVE DENSITY	NO. OF BLOWS PER FT.	CONSISTENCY
0-4	VERY LOOSE	BELOW 2	VERY SOFT
4-10	LOOSE	2-4	SOFT
10-30	MEDIUM	4-8	MEDIUM
30-50	DENSE	8-15	STIFF
OVER 50	VERY DENSE	15-30	VERY STIFF
		OVER 30	HARD

test consists of driving a 2 in. O.D. split spoon to a distance of 18 in. into the soil below the bottom of the casing or drill rods of a cleaned borehole by the blows from a 140 lb. hammer free falling 30 in.

The number of blows for each 6 in. of the total 18 in. is recorded. The first 6 in. of soil below the bottom of the casing are considered to be disturbed, and the hammer blows corresponding to that penetration are ignored. The number of blows for the second and third 6 in. of penetration are then added to give the SPT value "n" in blows per foot. In addition to the measure of penetration resistance the SPT provides a soil sample which can be visually examined and classified.

	SANDS (NON-COHESIVE SOILS)					TABLE--2
	WOOD	PIPE OPEN	PIPE CLOSED	H-BEAM	SHEET PILE	CONCRETE
VERY LOOSE	DA	V (NB) DA	V (NB) DA	V (NB) DA	V DA	DA
LOOSE	DA	V (NB) DA	DA	V (NB) DA	V DA	DA
MEDIUM	SA	V (NB) DA	DA	V (NB) DA	V DA	SA
DENSE	SA	V (NB) DA	SA	V (NB) DA	V DA	SA
VERY DENSE	SA	SA	SA	SA	V DA	SA

DA---DOUBLE-ACTING (DIESEL OR AIR/STEAM)

SA---SINGLE-ACTING (DIESEL OR AIR/STEAM)

V---VIBRATORY DRIVER

NB---NO BEARING FORMULA REQUIRED

Although the Standard Penetration Test (SPT) cannot be regarded as highly refined and completely reliable, its values do give a useful indication of the consistency or relative density of most soil deposits which contributes to the final selection of the pile hammer as well as other aspects of a pile driving project.

27

CLAYS (COHESIVE SOILS)						TABLE--3
	WOOD	PIPE OPEN	PIPE CLOSED	H-BEAMS	SHEET PILE	CONCRETE
VERY SOFT	DA	V (NB) DA	DA	V (NB) DA	V	DA
MEDIUM	DA	V (NB) DA	SA	-V (NB) DA	V DA	SA
STIFF	SA	DA	SA	DA	DA	SA
VERY STIFF	SA	SA	SA	SA	SA	SA
HARD	SA	SA	SA	SA	SA	SA

DA---DOUBLE-ACTING (DIESEL OR AIR/STEAM)

SA---SINGLE-ACTING (DIESEL OR AIR/STEAM)

V ---VIBRATORY DRIVER

NB---NO BEARING FORMULA REQUIRED

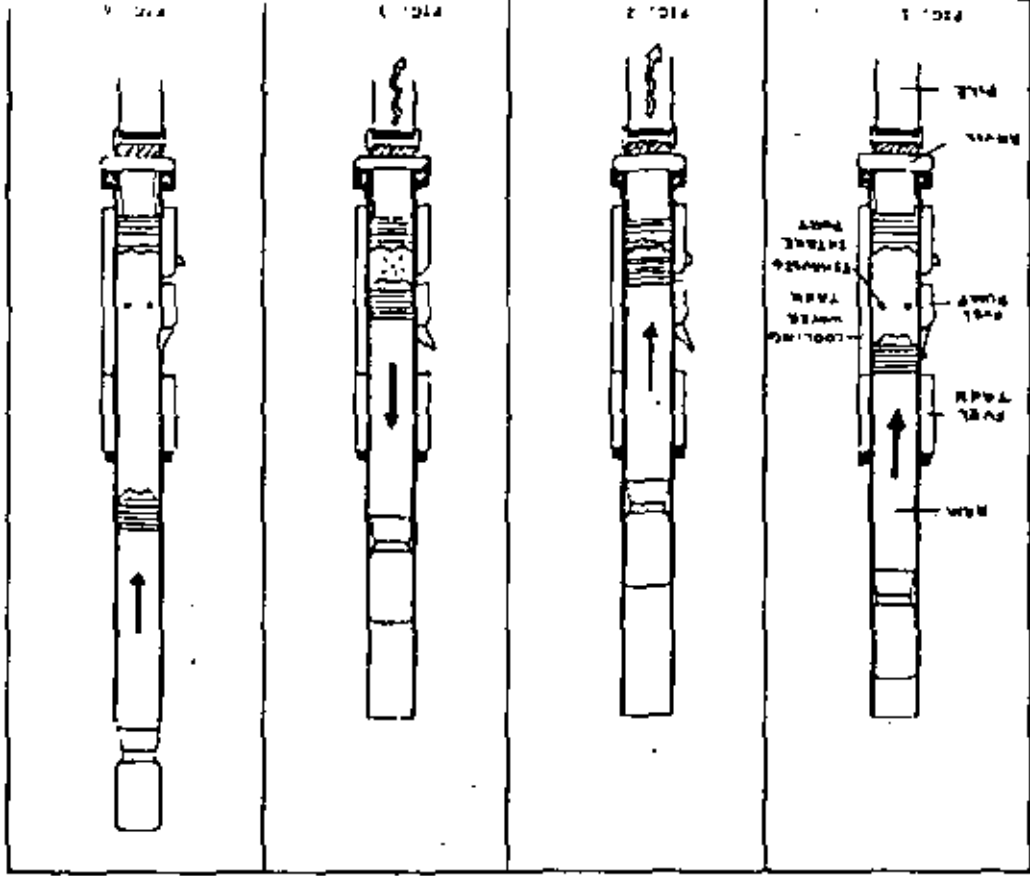
*Charts 1-3 are for quick reference as a general guide in selecting a hammer. As is readily apparent, soil on a specific job will rarely be homogeneous; therefore, in applying the charts to a particular job, the contractor must decide which type of soil makes up the majority of the driving conditions.

Pile Evaluation

The type of pile to be driven is another major consideration in the choice of a pile hammer. Although the contractor is not often the deciding authority on the type of pile to be installed, for him to select a pile hammer to drive the piling, he must evaluate the piles from various standpoints: What are their functions? Are they steel, wood, concrete or a combination thereof? Are they displacement type or non-displacement type piles? Vertical or batter piles? What is their total length and weight and probably most important, what is their required penetration and/or designed capacity? A contractor must give almost equal consideration to the type of pile to be driven as he does to the soil conditions in which they are to be driven.

There are other requirements that must be given consideration in the hammer selection process: Noise and Air Pollution are two which are becoming increasingly important. Speed of installation in critical areas of the project. Size of available cranes which would be handling the pile driving; overall site conditions are others. Even availability of equipment is a criterion. Not all piling contractors own hammers of varying types and ratings; the availability of pile hammers locally on a rental or lease basis could be a determining factor in which hammer is chosen. There will be more about rental later.

OPERATION OF SINGLE ACTING DIESEL ENGINE



28

Pile Hammers

There are basically six types of pile hammers available and in use today. Pile hammers are generally classified by type, size, energy rating, speed, weight, and source of power.

In the broadest terms, the classification of hammers by type refers to either impact type or vibratory type. Impact type hammers are further classified into drop hammers, air/steam hammers and diesel hammers. Air/steam hammers may be of the single-acting, double-acting and differential-acting type, while diesel hammers are either single-acting or double-acting type. Vibratory type hammers are also further classified into high frequency, medium frequency and low frequency type hammers.

The energy of an impact pile hammer is the weight of the ram times its height of free fall. This may be increased by added acceleration in some hammers. Energy is commonly rated in foot-pounds per blow. Efficiency may vary but manufacturer's ratings are based on full length of drop. For vibratory drivers, either eccentric moment (in.lb) or dynamic force (pounds or tons) may be used. Soon there will be the further confusion of SI (metric) units.

Speed for impact hammers is the number of blows per minute. Speed of vibratory type hammers is the frequency or the number of vibrations per minute (VPM) which is one complete rotation of the eccentric weights causing one complete up and down movement of the pile. The classifying of pile hammers by their source of power is self-explanatory.

Drop Hammer: The oldest and simplest type of pile hammer is the drop hammer. The drop hammer consists of a heavy solid metal casing (RAM) which is operated between guides. It is lifted by means of a cable operated by a winch to a desired height above the pile and released to fall freely, striking the head of the pile. The driving energy is computed by multiplying the weight of the ram by the height of the drop. The operation is comparatively slow and cumbersome and is seldom employed in modern heavy construction in this country; it is used much more in Europe. Drop hammers are available in weights from 1,000-6,000 lbs.

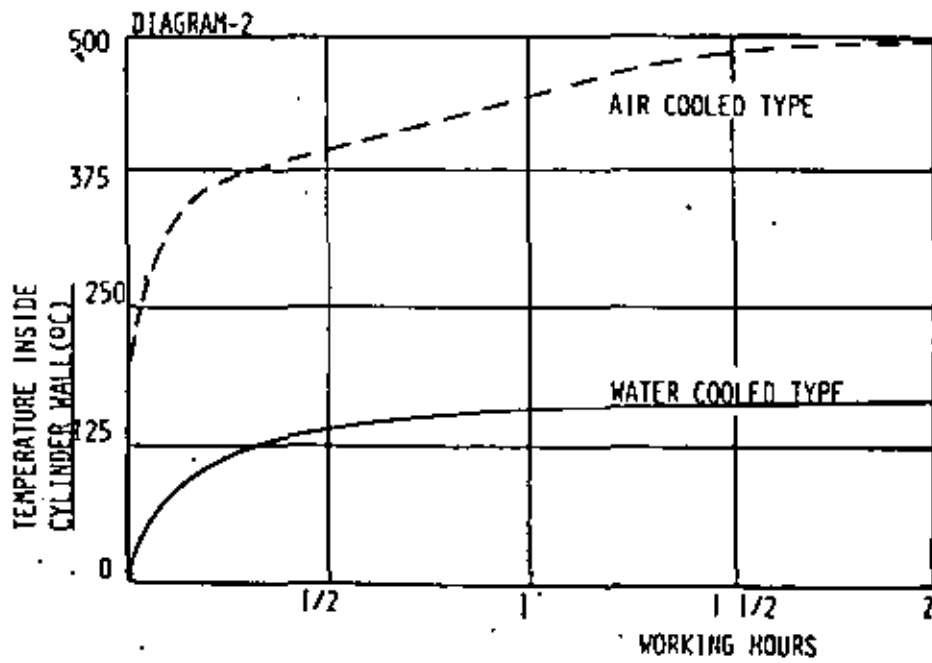
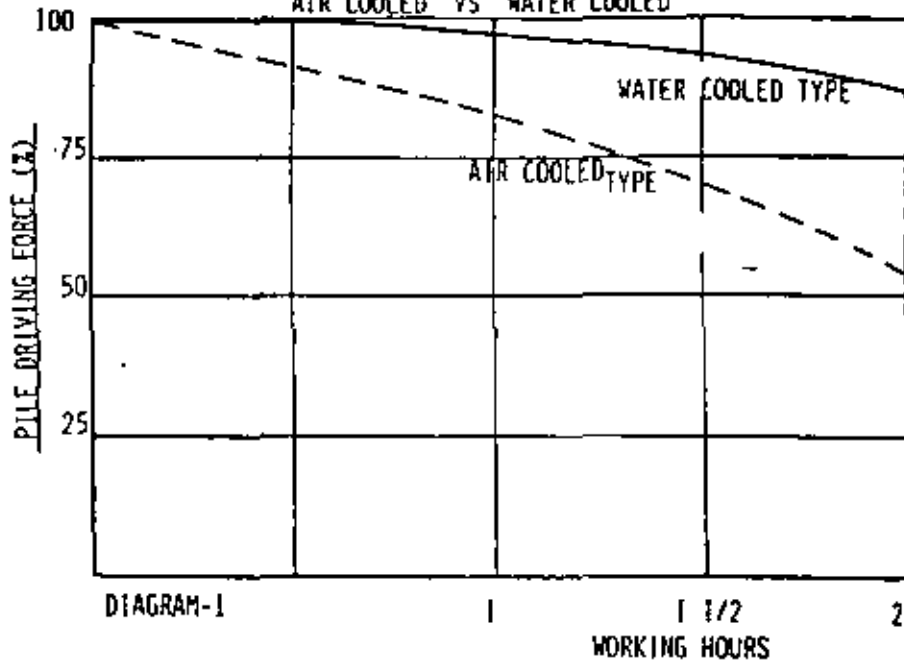
Single-Acting Air/Steam Hammer: The ram of a single-acting air or steam hammer is lifted by compressed air or steam acting against a piston which is attached to the ram and contained within a cylinder. When the piston reaches a pre-determined height the air or steam is exhausted, and the ram falls of its own weight. The manufacturer's rated energy is based on the weight of the ram and the controlled length of the stroke.

Single-acting hammers are available with energy ratings from 7,660 ft lb to 60,000 ft lb and up to 1,200,000 ft lb for offshore hammers. The speeds range from 35 to 60 blows per minute.

Single-acting hammers are advantageous when driving piles in true cohesive soils and mixtures of soils which are predominantly cohesive. Under these soil conditions the slower blows allow the soils and pile to relax before striking the next blow, thereby giving greater penetration per blow.

Double-Acting and Differential-Acting Air/Steam Hammers: These hammers differ from the single-acting in that compressed air or steam pressure not only lifts the ram but is also used to accelerate the downward movement of the ram as well. Not only are the foot/pounds of impact energy increased, but the downward acceleration increases the total number of blows per minute, i.e. nearly double that of single-acting hammers of comparable size. Rated

COMPARATIVE TEST
AIR COOLED VS WATER COOLED



energy is derived from both the weight of the falling ram and the compressed air or steam pushing it downward.

The significant difference between double-acting and differential-acting is the manner and sequence of exhausting on the upward and downward strokes of the cycle. In the differential-acting hammer there is no drop from the entering pressure to the main effective pressure moving the piston on the downward stroke.

Double-acting and differential-acting hammers normally give better results in granular non-cohesive soils or in soft clays. Used in proper soil conditions with the right pile, almost twice the production can be obtained as with a single-acting hammer.

Single-Acting Diesel Hammer: The single-acting diesel pile hammer operates on the same working principle as a two cycle diesel engine. The ram, or piston as it is sometimes called, is lifted by a tripping device to a predetermined height and is automatically released. The ram falls under its own weight and actuates the cam of the fuel pump which injects a measured amount of fuel into a specially designed receptacle in the anvil. Continuing its downward fall, the ram closes the intake/exhaust ports and compresses the air in the cylinder ahead of the ram. The compression of the trapped air tightens the anvil and drive cap against the top of the pile in preparation for the impact blow. The compression also assists in starting the pile downward, Fig. 1.

The ram strikes the anvil and delivers its impact energy to the pile, driving the pile downward, Fig. 2. As the ram impacts the anvil, the fuel is simultaneously atomized into the annular combustion chamber around the ram and the anvil. The hot compressed air ignites the air-fuel mixture, and the resulting explosive force pushes the pile further into the soil and propels the ram upward. The expanding gas in the cylinder is discharged when the rising ram opens the intake/exhaust ports, Fig. 3.

As the ram rises above the intake/exhaust ports, fresh air is drawn into the cylinder due to the negative pressure which is created. The fuel pump cam returns to its original position in preparation for injection of fuel on the next stroke. The ram continues freely upward until arrested by gravity and then again begins its downward stroke for the next cycle, Fig. 4. The hammer is stopped by disengaging the fuel pump for a short period to shut off the flow of fuel.

Diesel pile hammers are cooled either by water or air. The cooling system of a diesel hammer deserves particular attention because of the close relationship it has with the overall performance and life of the hammer. A water-cooled hammer dissipates the heat generated by the combustion in the cylinder through evaporation of the water surrounding the cylinder in the water jacket.

The air-cooled hammer depends greatly upon the convection of the surrounding air and there is a stronger tendency for the cylinder to become overheated. An overheating condition may cause the lubricants to lose their viscosity or burn and the lubrication of the inside of the cylinder becomes unsatisfactory causing the compression rings to collapse. This results in loss of compression, a decrease in the generated blow and reduced striking force. Overheating also causes pre-ignition of the fuel prior to the impact blow of the ram, which cushions the impact blow and reduces the effectiveness of the downward push of the explosive force, thus adversely affecting the performance of the hammer. Diagrams 1-2 show the results of comparative test of air-cooled and water-cooled diesel pile hammers after two hours of continuous operation.

Manufacturer's rated energy is the weight of the ram times the height of the fall. Height of fall is the maximum allowable stroke stated by the manufacturer. Rated energy of single-acting diesel pile hammers ranges from 9,000 ft lb to 298,000 ft lb. They operate at 35 to 60 blows per minute.

Diesel hammers have certain advantages over air/steam hammers. They are operated without auxiliary equipment such as air compressors or boilers. The weight of a diesel pile hammer is generally about 1/2 to 1/3 the weight of an air/steam hammer having the same driving energy. Thus, smaller capacity cranes may be employed. The design of the diesel hammer provides a pre-setting of the anvil and drive cap against the top of the pile which minimizes damage to the pile head.

Diesel hammers operate best in medium to hard driving conditions on all types of piles. In soft ground conditions, the lower resistance does not force the ram to recoil sufficiently to permit the needed compression for ignition to occur.

Double-Acting Diesel Hammers: The double-acting diesel pile hammers or closed end as it is sometimes called, is similar to the single-acting diesel hammer in operation. The double-acting, however, employs a bounce chamber above the ram, and on the upstroke of the ram the air is compressed between the compression rings at the top of the ram and the enclosed top of the hammer. The compressed air limits the upward travel of the ram and then adds to the force of gravity to accelerate the ram downwards. It is this force of the rapid expansion of the compressed air on the ram, in addition to the force of gravity, that results in increased ram velocity and the increased number of blows per minute. The ram weight of a double-acting hammer is approximately twice that of a single-acting diesel hammer of similar energy rating, while the height of stroke is approximately half that of the single-acting hammer.

Rated energies of these hammers range from 8,000 to 80,000 ft lb and speed ranges from 80 to 100 blows per minute. Double-acting diesel hammers are most effective in non-cohesive and soft clay soils.

Vibratory Pile Driver: All of the previously discussed pile driving hammers have one common denominator; i.e., they pound the pile into the ground.

A little over a decade ago the vibratory type pile driver-extractor was introduced to the American pile driving industry. Instead of pounding the pile into the ground, the hammer installs them using vibration. Driving rates in non-cohesive soils on non-displacement type piles are up to eight times faster than impact type hammers. Pile damage is practically eliminated, since there is no impact.

Additional advantages of the vibratory type driver is that it does not require leaders or guides but some units can be mounted to operate on leaders if required. The vibratory driver operates much quieter than impact hammers and becomes an excellent extractor by applying substantial line pull or tension to the crane link. The vibration breaks the grip of the soil on the pile and the crane pulls the pile out.

The vibratory driver-extractor has three main components: a vibrating case which contains the rotating eccentric weights; a suspension system with vibration suppressors, and a driving or extracting head with a hydraulic clamp. Electric vibratory units have electric motors mounted within the suspension system, while hydraulic vibratory units have hydraulic drive motors mounted on the vibrating case. In both the electric and hydraulic type vibratory units the power source is external and separate from the vibratory driver with the power supplied to the motors by cables or hoses. Figs. 5 and 6 illustrate the



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISERNO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

A N E X O S

MAYO DE 1983.

It were not for energy losses due to various sources. Formulas (2.1a) and (2.1b), which consider energy losses due to the principal causes (efficiency of hammer, impact, temporary compression in pile cap and head, temporary compression in pile, temporary compression or quake of ground), will give the ultimate carrying capacity R_u . They are applicable for the case of $W_r > W_c$, which is the usual case and in which conditions favorable to driving prevail.

*Formula for use with drop hammers, single-acting steam hammers:**

$$R_u = \frac{e_f W_r h}{s + \frac{1}{2}(C_1 + C_2 + C_3)} \times \frac{W_r + e^2 W_p}{W_r + W_p} \quad (2.1a)$$

*Formula for use with double-acting, differential-acting steam, and diesel hammers:**

$$R_u = \frac{12e_f E_u}{s + \frac{1}{2}(C_1 + C_2 + C_3)} \times \frac{W_r + e^2 W_p}{W_r + W_p} \quad (2.1b)$$

In (2.1a) and (2.1b),

R_u = ultimate carrying capacity of pile (considered as ultimate resistance to driving), in pounds, before applying any factor of safety.

W_r = weight of falling mass, in pounds (see Table IV) (usually the ram, although the casing cylinder in many European hammers).

W_p = weight of casing, in pounds, for double-acting and differential-acting steam hammers (see Table IV).

E_u = rated energy of hammer per blow, in foot-pounds, as published by manufacturers and listed in Table IV. The hammers should run at the speeds listed, if possible, to obtain the greatest over-all efficiency. In the cases of Vulcan-California double-acting and Super-Vulcan differential-acting steam hammers, this is taken by the manufacturer as the sum of the energies obtained by multiplying the weight of the ram by the stroke plus the product of the piston area times the published steam pressure at the hammer, with the maximum value equal to the sum of the weights of the ram plus casing times the stroke, $E_u = (W_r + W_p)(h/12)$. This is based on the theory that the steam pressure cannot exceed the weight of the casing without causing the casing to lift from the pile. In the case of National and Union Iron Works double-acting steam hammers, the rated energies are also obtained in this same manner.

In the case of the McKiernan-Terry double-acting hammers the value of E_u is based on indicator diagram readings, confirmed by high-speed moving-picture readings of the velocity of the ram at impact, and although these values agree reasonably well with the theory of limiting the steam pressure by the weight of the casing, the variations are enough so that it is recommended that the rated energies be used, since the hammers act most efficiently at these figures.

h = height of free fall of ram, in inches, for drop hammers; normal (shortest) stroke of ram, in inches, for single-acting steam hammers; and normal stroke of ram for double-acting and differential-acting steam hammers (see Table IV).

e_f = efficiency.* The following percentages† are suggested for use in computing bearing capacities (when computing fiber stresses in piles it is well to increase values under 100 per cent by 10 per cent):

100 per cent for drop hammers released by trigger.

75 per cent for drop hammers actuated by rope and friction winch, but bearing in mind that this figure may decrease when the drop is small or the drag considerable, and increase somewhat if the drop is very large or the drag not great. The haul on the line and drum, the friction in the guides, and the friction band effect (if the operator does not fully release it or if he "picks up" the hammer before the fall is complete in order to keep the line taut), all reduce the energy of the blow.

65 per cent‡ for McKiernan-Terry single-acting steam hammers. (The manufacturer recommends 90 per cent as the lowest value of e_f for these hammers, even when

* Manufacturer's rated energies for European hammers and for other makes not stated should be investigated to determine whether they are gross or net after losses in efficiency have been deducted.

† All of the percentages have been intentionally given as slightly on the low side for all types of hammers, compared to the values which might be used provided the hammers were all in excellent condition, in order to be reasonably certain of obtaining at all times approximately the intended energy as a minimum, since possible slight overdriving is preferable to underdriving. However, it is very likely that there are hammers in use today which do not deliver more than 50 to 60 per cent of their rated energies. Whereas for computing carrying capacities the efficiencies should be taken on the low side, for investigating driving stresses they should be taken on the high side.

‡ Includes 10 per cent to cover poor condition of hammer, wear, improper adjustment of valve gear, poor lubrication, unusual weather conditions causing condensation, unusually long hose, restricted areas at hose connections, minor hose leaks, unduly tight packing in types of hammers having manual adjustment of packing, unmet minor drops in steam pressure which will reduce stroke, binding in guides, etc.

* For derivation, see Appendix I, pp. 550-561.

operated under unfavorable circumstances, pointing out that the hammer is totally enclosed and designed to keep friction at a minimum; that the stroke is constant since the blow is on an anvil block on the pile; that the actual stroke is longer than the normal listed by an amount sufficient to compensate for the slight back pressure; and that the hammers are designed to develop the full rated energy.)

80 to 85 per cent* for Raymond single-acting and differential-acting hammers. (These are manufactured and used solely by the Raymond Concrete Pile Co., which claims that improved designs and maintenance result in high efficiencies.)

75 per cent* for Warrington-Vulcan single-acting steam hammers.

65 per cent* for Vulcan-California double-acting hammers.

85 per cent* for McKiernan-Terry Series B double-acting hammers. Since the rated energies of these hammers are based on indicator diagrams, losses caused by back pressure, preadmission of steam before completion of the downstroke, expansion losses owing to drop from entering pressure of steam, mean effective pressure in the cylinder, wire drawing of steam, and losses in valves and ports have been deducted before obtaining the rated energies, leaving only mechanical losses such as those caused by piston-ring friction and tight packing to be covered by the value of c_r . (The manufacturer recommends 90 per cent as the lowest value of c_r for these hammers, even when operated under unfavorable circumstances.)

85 per cent* for Industrial Brownhoist, National and Union double-acting hammers.

75 per cent* for McKiernan-Terry double-acting hammers, sizes 0 to 7.

75 per cent* for differential-acting steam hammers.

Since the rated energies for these hammers are based on the product of the entering steam pressure times the areas of the piston, the value of c_r should be such as to cover losses caused by wire drawing of steam, piston-ring friction, back pressure resulting from preadmission of steam just prior to impact, losses in valves and ports, tight packing, and other mechanical losses. It is claimed

that the nonexpansive use of steam in the steam cycle in this type of hammer obviates a drop from the entering steam pressure to mean effective pressure. (The manufacturer recommends 84 per cent for the value of c_r for the large- and medium-sized hammers and 80 per cent for small-sized hammers, in first-class condition and operated under favorable circumstances.)

100 per cent for diesel hammers. (The rated energies are intended by the manufacturers to be the available energies. However, engineers generally downgrade these ratings because of the difficulties and variable methods used in determinations. The McKiernan-Terry diesels are the least subject to reduction because the method of computation and field observation is simplest and conservative. For discussion see page 76.)

80 per cent* for BSP semiautomatic single-acting steam hammers. (The manufacturer recommends 90 per cent for hammers in normal condition.)

W_p = weight of pile, in pounds, including shoe and driving cap for drop hammers and single-acting steam hammers; weight of pile including shoe and weight of anvil in case of double-acting and differential-acting steam hammers (see Tables IV and V). Note that steel sheet piles are sometimes driven in pairs, and the weight of both should be included. Also includes weight of follower if used. In the case of driving to refusal in end bearing on rock, use only half the actual weight in the formula. The weight of earth wedged into the spaces between the flanges of H piles, or into open-end pipe piles, during driving should also be included. It is probable that the weight of earth clinging to the pile should also be included, which may be assumed as $\frac{1}{4}$ to 1 in. thick, in the absence of definite information, and may equal 50 to 100 per cent of the weight of a wood pile. (In European hammers that obtain the blow from the fall of the casing, the weight of the hammer, less the weight of the casing, should also be included.) Weights are confined to driven portions and include driving cores or mandrels.

l = length of pile, in inches, measured from head to center of resistance to driving.

L = length of pile, in feet, measured from head to center of resistance to driving.

e = coefficient of restitution;

* See footnote 1 on page 29.

* See footnote 1 on page 29.

- 0.80* for mica cushion when driving Raymond piles. (This type withstands 400 to 500 blows of heavy driving and therefore gives more uniform results.)
- 0.55† for no cushion. Steel on steel when driving pipe piles.
- 0.50* for oak cap blocks when driving Raymond piles.
- 0.50† for well-compacted cushion when driving pipe piles.
- 0.50‡ for ram of double-acting hammers striking on steel anvil and driving steel piles or precast concrete piles.
- 0.40† for medium-compacted wood cushion when driving pipe piles.
- 0.40‡ for ram of double-acting hammers striking steel anvil and driving timber piles, also for striking steel helmet containing wood and driving steel piles.
- 0.40‡ for ram of single-acting or drop hammers striking directly on head of precast concrete piles not fitted with driving cap.
- 0.32‡ for ram of single-acting hammers striking on steel plate cover of wood cap of steel piles.
- 0.25‡ for fresh wood cushion when driving pipe piles.
- 0.25‡ for ram of single-acting or drop hammers striking on well-conditioned wood cap of driving cap of driving precast concrete piles or directly on wood pile heads.
- 0.0‡ for deteriorated condition of heads of timber piles or of wood cap and for excess packing in driving cap.
- s_f = final set of pile (using average of last five blows for drop hammers and of last 20 blows for other types), in inches.
- C_1 = temporary compression allowance for pile head and cap, in inches (see Table I).
- C_2 = temporary compression of pile, in inches (see Table II).
- C_3 = temporary compression allowance for ground for average cases where pile is driven into penetrable ground, in inches (see Table III).
- A = average of cross-sectional areas of pile at butt and at center of resistance to driving, in square inches (shell only, in case of steel-pipe and Monotube piles, shells and core for cast-in-place concrete piles, or mandrel) (see Table V). In the case of end-bearing piles, the center of resistance is at the tip. In the case of reinforced-concrete piles, the area of reinforcing should be

* Values from tests made by the Raymond Concrete Pile Co. However, studies by wave equation do not indicate such vastly different effects, although the difference is considerable. Values as high as 0.80 should be used with caution.

† Values of c from *Seamless Steel Pipe Data*, National Tube Co.

‡ Values of c from experiments by Hiley. These values agree closely with those given by E. Noy and L. Troch.

transformed into equivalent concrete area and included.

E = modulus of elasticity for pile material.

p_1 = stress per square inch on driving cushion, or on pile head if no cushion is used.

$$p_1 = \frac{R_u}{\text{area of pile head}} \quad (2.2)$$

p_2 = stress per square inch on average cross section of wood or concrete piles, or on shell area of tubular steel pile shells, or on area of steel sheet piling, or on average area of mandrels, or on net areas of shell and core for cast-in-place piles.

$$p_2 = \frac{R_u}{A} \quad (2.3)$$

p_3 = stress per square inch on horizontal projection of pile tip, including driving points under steel pipe casings, and on bounding area under H piles (for end-bearing piles and piles of constant cross section.)

$$p_3 = \frac{R_u}{\text{area of tip}} \quad (2.4a)$$

p_4 = stress per square inch on gross area of pile at ground surface in case of tapered friction piles (for tapered friction piles).

$$p_4 = \frac{R_u}{\text{gross area at ground surface}} \quad (2.4b)$$

In so far as use of formulas (2.1a) and (2.1b) are concerned, it should be noted that the driving of pipe piles, Union Metal Monotube pile shells, and steel mandrels consists of the driving of steel and not concrete, since the concrete is poured later as a filling in the pipe or casing.

Set-Bearing Value Graph

Set versus Resistance Graphs. Graphs, as shown in Figs. 2.1^(a,b) and 2.2^(a), should be prepared for studying the problem and for field use by means of formulas (2.1a) and (2.1b), in which final sets are plotted against ultimate driving resistances or against working loads at any selected factor of safety. One of these graphs is very convenient for the pile inspector, because he can pick the pile value corresponding to any set directly from the curve and enter it upon his report.

The curves in Fig. 2.1 can be plotted readily by assuming several different driving resistances and solving for the corresponding values of s . This is simpler than assuming values for s and solving for R_u , owing to the fact that the value of R_u enters into the value of C_1 , and would make

$$p = (0.7 - 0.5) \frac{R_u}{A}$$

GROUP I

TEMPORARY COMPRESSION FIGURES

TABLE I. TEMPORARY COMPRESSION ALLOWANCE C_1 FOR PILE HEAD AND CAP*

Material to which blow is applied	Easy driving, $p_1 = 500$ psi on cushion or pile butt if no cushion, in.	Medium driving, $p_1 = 1,000$ psi on head or cap, in.	Hard driving, $p_1 = 1,500$ psi on head or cap, in.	Very hard driving, $p_1 = 2,000$ psi on head or cap, in.
Head of timber pile, . . .	0.05	0.10	0.15	0.20
3-4-in. packing inside cap on head of precast concrete pile, . . .	$0.05 + 0.07^b$	$0.10 + 0.15^b$	$0.15 + 0.22^b$	$0.20 + 0.30^b$
$\frac{1}{2}$ -1-in. mat pad only on head of precast concrete pile,	0.025	0.05	0.075	0.10
Steel-capped cap, containing wood packing, for steel piling or pipe,	0.04	0.08	0.12	0.16
$\frac{3}{8}$ -in. red electrical fiber disk between two $\frac{1}{2}$ -in. steel plates, for use with severe driving on Monotube pile,	0.02	0.04	0.06	0.08
Head of steel piling or pipe,	0	0	0	0

* Largely from A. Hilley, "Pile Driving Calculations with Notes on Driving Force and Ground Resistance," *The Structural Engineer*, vol. 8, July and August, 1930.¹ For a fuller discussion of the means of obtaining these values see this reference. For purpose of this article values represent average conditions and may be used.

^b The first figure represents the compression of the cap and wood dolly or packing above the cap, whereas the second figure represents the compression of the wood packing between the cap and the pile head.

NOTE: Superior numbers (with or without letters) refer to the Bibliography, pp. 541f., in which the material is organized by subject.

TABLE II. TEMPORARY COMPRESSION VALUES OF C_2 FOR PILES

Type of pile	Easy driving, $p_1 = 500$ psi for wood or concrete piles, 7,500 psi for steel, net section, in.	Medium driving, $p_1 = 1,000$ psi for wood or concrete piles, 15,000 psi for steel, net section, in.	Hard driving, $p_1 = 1,500$ psi for wood or concrete piles, 22,500 psi for steel, net section, in.	Very hard driving, $p_1 = 2,000$ psi for wood or concrete piles, 30,000 psi for steel, net section, in.
Timber pile, based on value of $E = 1,500,000$. Proportion for other values of E given in Table VI ^a	$0.004 \times L^b$	$0.008 \times L^b$	$0.012 \times L^b$	$0.016 \times L^b$
Precast concrete pile ($E = 3,000,000$) ^c	$0.002 \times L$	$0.004 \times L$	$0.006 \times L$	$0.008 \times L$
Steel sheet piling, Simplex tube, pipe pile, Monotube shell, Raymond steel mandrel ^d ($E = 30,000,000$)	$0.003 \times L$	$0.006 \times L$	$0.009 \times L$	$0.012 \times L$

^a All other values in direct proportion to m and inverse proportion to E .

^b L should be considered as length to center of driving resistance, not necessarily full length of pile.

^c N_{60} may reach 6,000 lb for exceptionally good mix.

^d When computing p_1 for a Raymond steel mandrel it is suggested that the weight of the mandrel be divided by 3.4 \times the effective length of pile in feet to obtain the average area.

TABLE III. TEMPORARY COMPRESSION OR SHAKE OF GROUND ALLOWANCE C_2

All values of p_1 to be taken on projected area of pile tips or driving points for end-bearing piles and piles of constant cross section; on gross area of pile at ground surface in case of tapered friction piles; and on bounding area under H piles

	Easy driving, $p_1 = 500$ psi, in.	Medium driving, $p_1 = 1,000$ psi, in.	Hard driving, $p_1 = 1,500$ psi, in.	Very hard driving, $p_1 = 2,000$ psi, in.
For piles of constant cross section ^a	0 to 0.10	0.10	0.10	0.10

* Largely from A. Hilley, "Pile Driving Calculations with Notes on Driving Force and Ground Resistance," *The Structural Engineer*, vol. 8, July and August, 1930.¹ For a fuller discussion of the means of obtaining these values see this reference. For purpose of this article values represent average conditions and may be used.

^a It is suggested that these values should probably be increased in the case of piles with battered tips if sufficient test data are available at present time to cover the condition.

^b If the strata immediately underlying the pile tip are very soft, it is possible that these values might be increased as much as double those shown.

TABLE IV.20. DELMAG DIESEL PILE HAMMERS—THE FOUNDATION EQUIPMENT CORPORATION, NEW CUMBERSTOWN, OHIO

Item	Size of hammer			
	D-6 102	D-12 155	D-22 320	D-32 380
Total weight, lb.....	2,220	4,940	8,600	12,000
Ram, weight (H'), lb.....	1,100	2,750	4,850	6,800
Manufacturer's rated energy (E _r), ft-lb per blow.....	9,100	22,500	39,700	54,000
Strokes per min.....	50-60	50-60	50-60	50-60
Over-all length, ft.....	11.25	12.25	12.83	13.25
Diesel fuel, gal per hr.....	0.67	1.75	3.33	5.67

PILE EXTRACTORS

TABLE IV.21. MCKIERNAN-TERRY PILE EXTRACTORS

Item	Type number	
	E2	E4
Normal stroke (h), in.....	3	3
Ram, weight (H'), lb.....	200	400
Total weight, lb.....	2,600	4,400
Manufacturer's rated energy per blow (E _r), ft-lb.....	700	1,000
Strokes per min.....	450	400
Max crane pull, tons.....	50	100
Steam, boiler hp.....	30	35
Air consumption, actual, cfm.....	400	450
Pressure delivered, psi.....	100-125	100-125

BIBLIOGRAFIA

- E. JUAREZ BADILLO Y A. RICO "MECANICA DE SUELOS" TOMOS I, II Y III.
- K. TERZAGHI Y R. B. PECK 1968 "SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE, JOHN WILEY AND SONS.
- J. E. BOWLES, 1968 "FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN", - - MC GRAW - HILL BOOK 10.
- MARSAL R. J. Y MAZARI M., 1969 "EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO" U.N.A.M.
- TSOHE BOTARIOFF G.P., 1952 "SOIL MECHANICS, FOUNDATIONS AND EARTH STRUCTURES" MC GRAW HILL.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

A P E N D I C E "B"

ING. ALDO ALFARO GONZALEZ

MAYO DE 1983.

En la Fig. IX-5.1 se muestran esquemas de algunos dispositivos típicos.

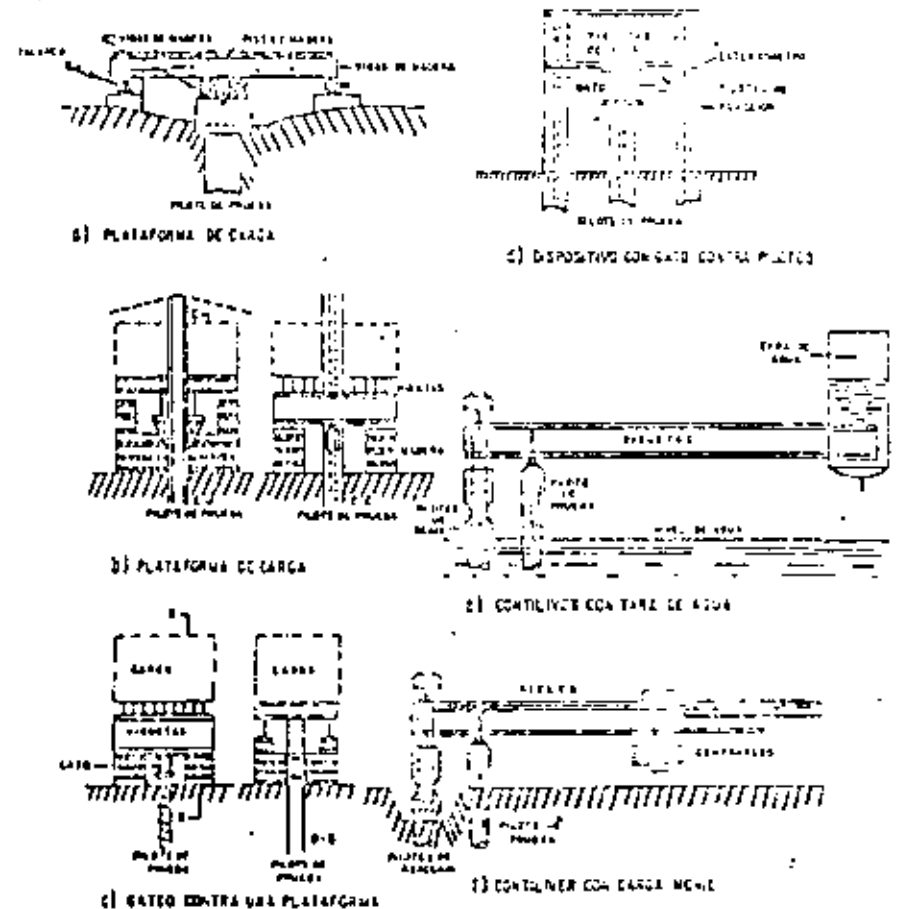


FIG. IX-5.1 Dispositivos típicos para pruebas de carga en pilotes (según R. D. Chelis)

El lastre suele estar constituido por rieles, lingotes, bloques de concreto, depósitos de agua o, simplemente, peso de tierra.

De los métodos empleados para la carga, ha de señalarse la dificultad de operación que plantea el primero de los citados, especialmente si han de seguirse, como es norma general, procesos de descarga, muy engorrosos con el sistema del lastreado y muy expeditos, por el contrario, si se usan gatos.

La secuela de realización de una prueba de carga en pilotes consiste esencialmente en cargar al pilote en incrementos, hasta llegar

ANEXO IX-b

Pruebas de carga en pilotes

El dispositivo para dar la carga al pilote, una vez que éste está en la posición de prueba, puede seguir alguna de las siguientes variantes:

1. Aplicación directa de la carga, colocando un lastre sobre una plataforma que descansa directamente en la cabeza del pilote.
2. Aplicación de la presión de un gato hidráulico cuya reacción la absorbe una plataforma lastrada, el peso de una estructura existente, una viga de acero anclada al terreno generalmente por medio de otros pilotes, etc.
3. Aplicación de una carga por mecanismo de palanca, usando una viga piloteada en un extremo a la que se carga en el otro extremo.

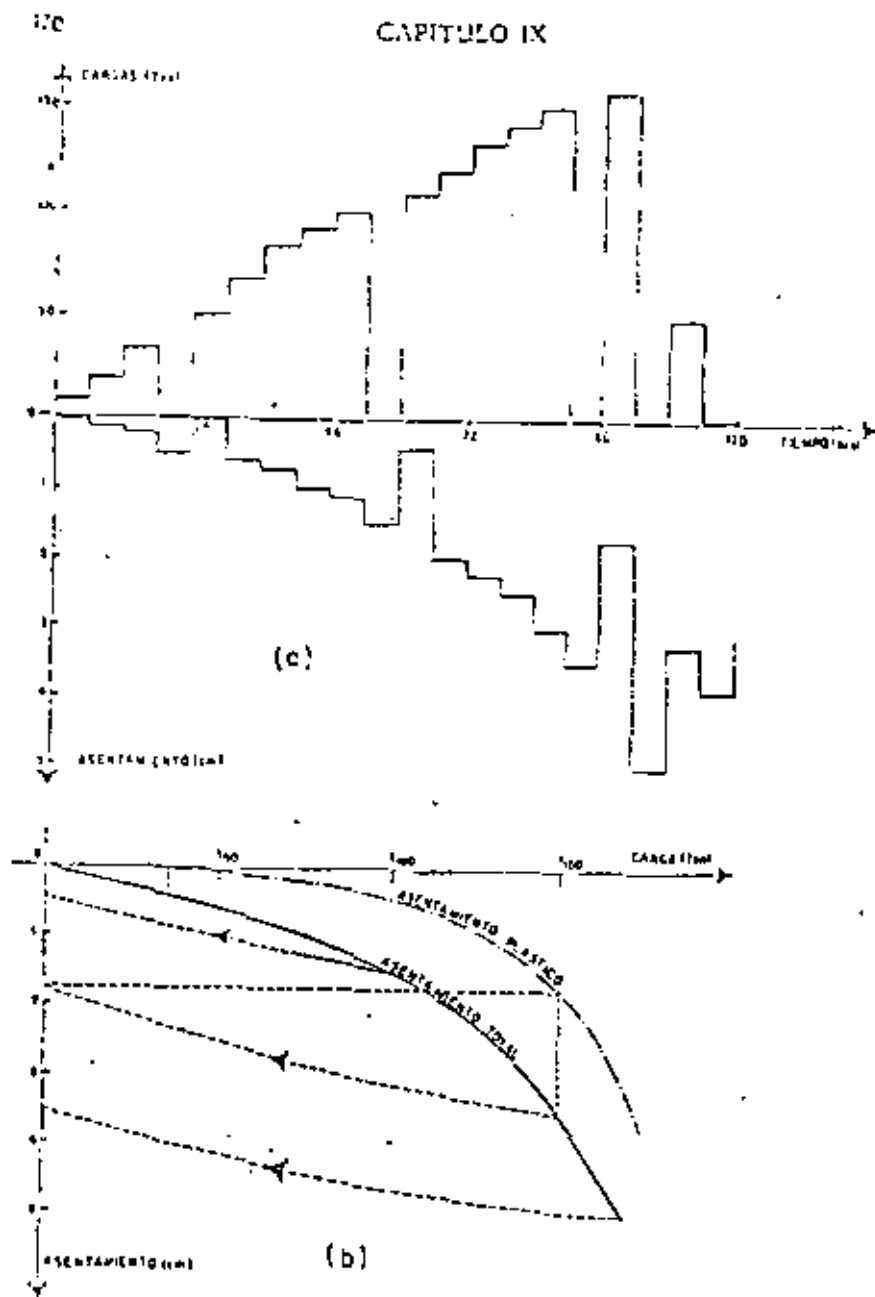


FIG. IX-3.2 Diagrama de correlación típica entre carga, asentamiento y tiempo, en una prueba de carga en un pilote

al valor máximo previsto en la prueba, generalmente del orden del doble de lo que se estima que sea la carga de proyecto y en medir por algún procedimiento los asentamientos correspondientes en la cabeza del mismo pilote.

Cada incremento de carga deberá dejarse el tiempo necesario como para que el asentamiento prácticamente cese. El asentamiento de la cabeza del pilote se debe a deformaciones elásticas (recuperables al retirar la carga) tanto en el suelo como en el propio pilote y a deformaciones plásticas (que permanecen al retirar la carga) del suelo. Estas deformaciones son las que causan generalmente los asentamientos excesivos en las estructuras y son, por lo tanto, las que deben evitarse. En una prueba de carga deben deslindarse los dos tipos de deformación, puesto que las deformaciones plásticas son las que realmente interesa definir en la prueba. Para esto es necesario efectuar procesos cíclicos de carga y descarga, durante los cuales el pilote llegue a cargas máximas cada vez mayores. En la fig. IX-b.2 puede verse una gráfica que ilustra resultados típicos de una prueba de carga.

En la parte a) de la figura se ilustra el proceso de cargar en incrementos, detallando los tiempos en que se colocaron y anotando los asentamientos que produjeron. Cada incremento se dejó un lapso de 6 h sobre el pilote, lo que se supone fue suficiente para que los asentamientos cesaran en todos los casos. La primera descarga se efectuó cuando la carga había llegado al valor de 35 ton; el asentamiento del pilote en dicha descarga se recuperó totalmente, lo que indica que era de naturaleza elástica. Al llegar, en el nuevo proceso de carga, a las 100 ton se descargó de nuevo, quedando ahora un asentamiento remanente de 0,4 cm.

La tercera descarga ocurrió al llegar el pilote a las 150 ton, con un asentamiento no recuperable de 1,75 cm.

En la parte b) de la figura se ha dibujado la gráfica carga-asentamiento total, con línea llena; la gráfica correspondiente a los asentamientos plásticos aparece con trazo de punto y raya. Esta última se obtuvo de los resultados de la parte a) de la figura, que permitieron trazar en forma aproximada las trayectorias de descarga (de las que sólo se conocen el primero y el último puntos). Con la deformación permanente en carga cero y el valor de la carga a partir de la que se descargó el pilote se obtienen puntos sobre la curva de asentamientos plásticos. En la parte b) de la figura se ilustra la obtención del punto correspondiente a la carga de 150 ton.

Una vez obtenida la curva de asentamientos totales y plásticos, contra la carga pueden suceder dos cosas. Primero, que en las curvas se defina el punto de falla por un quiebre tan evidente, que no haya duda respecto a la carga de falla. En este caso, lo único que se requerirá para determinar la carga de trabajo del pilote será escoger

un factor de seguridad adecuado para dividir por él la carga de falla; este factor de seguridad es frecuentemente del orden de 2.

Existe un segundo caso más frecuente, en el que no es fácil determinar el punto de falla, debido a lo gradual del cambio de pendiente de las curvas asentamiento-carga. En este caso es preciso definir lo que se considerará carga última del pilote por medio de algún criterio conveniente, y hasta cierto punto, arbitrario. Existen varias reglas de esta naturaleza; las menos están elaboradas para aplicarse sobre la curva del asentamiento total, las más se refieren a la curva de asentamientos plásticos. Algunas de las reglas de mayor uso actual se mencionan a continuación:

1. Determinese la carga para la cual, en 48 h correspondo un asentamiento permanente no mayor de 0.5 cm y divídase ese valor por un factor de seguridad de 2, obteniéndose así la carga de proyecto. (Departamento de Carreteras del Estado de Louisiana, EE.UU., y Departamento de Obras Públicas del Estado de Nueva York, EE. UU.).
2. Hágase la prueba hasta aplicar una carga doble que la que se desea que soporte el pilote en la obra. La prueba se considerará satisfactoria cuando dicha carga no produzca un asentamiento total neto mayor de 0.025 cm por cada tonelada de carga aplicada, midiendo el asentamiento al retirar la carga, después de 24 h de permanencia (Código de Edificios de la Ciudad de Nueva York, EE. UU.).
3. Obtenida la curva carga-asentamientos plásticos, trácense tangentes a sus tramos inicial y final; la carga correspondiente a la intersección de los dos trazos, dividida entre un factor de seguridad de 1.5 a 2 será la carga de proyecto.
4. Obtégase el punto en el que el asentamiento total comience a exceder de 0.125 cm por cada tonelada de carga adicional o en el que el asentamiento plástico comience a exceder de 0.025 cm por cada tonelada de la misma carga. La carga correspondiente a cualquiera de esos puntos se considera la última del pilote; para obtener la carga de proyecto, su valor deberá dividirse por 2, si el pilote trabaja bajo cargas estáticas o por 3 si ha de estar sujeto a cargas dinámicas. (Dr. R. L. Nordlund, Compañía Raymond de pilotes de concreto).



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISERNO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

A N E X O 1

MAYO DE 1983.

EXCAVACION EN ARCILLAS BLANDAS DE LA
ESTACION HANGARES DEL METRO DE LA -
CIUDAD DE MEXICO.

EXCAVATION IN SOFT CLAY OF THE MEXICO
CITY SUBWAY STATION HANGARES.

FOR ING. LUIS BERNARDO RODRIGUEZ G..*
ING. MANUEL DIAZ CAJALES. **
ING. SERGIO A. RUELAS MONCAYO.***

RESUMEN:

La estación subterránea Hangares de la nueva línea 5 del Metro se aloja en las arcillas blandas de la Ciudad de México. En este escrito se describen los detalles del proceso constructivo basados en análisis geotécnicos para garantizar que la excavación y construcción se realizara en condiciones aceptables de seguridad y para que el comportamiento a largo plazo fuera satisfactorio. Se presenta asimismo la variación de los movimientos del fondo de la excavación con el tiempo y se comparan contra los movimientos inmediatos calculados.

SUMMARY:

The underground station "Hangares" of the subway number 5 new line is located in the soft clays of Mexico City. In this paper the construction process details based on geotechnical analysis are described in order to assure that the excavation and construction were carried out in good security conditions and the long term behaviour was satisfactory. The variation of the excavation bottom movements in the course of time is also presented and are compared them with the calculated immediate movements.

1. ANTECEDENTES.

La estación subterránea Hangares de la línea 5 del Metro de México, se construirá en arcillas blandas típicas de la ciudad, tiene una longitud de 150m y estará formada por un cajón de concreto reforzado. Consta como se observa en la figura 3 de una zona central donde se alojan los vestíbulos y cuartos técnicos la cual se desplantó a 6.50m de profundidad y constituye la parte más ancha de la estación, una pasarela profunda para cambio de andén la cual se desplantó, a 11.50m de profundidad y tiene un ancho de 6.00m y la zona de andenes en los extremos oriente y poniente de la estación la cual se desplantó a 8.0m de profundidad y tiene un ancho de 15.30m.

* Jefe del Departamento de Mecánica de Suelos. I.S.T.M.E. S. A.
** Vicepresidente de las Empresas de Ingeniería del Grupo ICA
*** Sub-Jefe del Departamento de Mecánica de Suelos I.S.T.M.E. S. A.

II. ESTRATIGRAFIA.

De acuerdo con la zonificación estratigráfica de la Ciudad, (Referencia 1), la estación se localiza en la "zona del lago" caracterizada por la presencia de fuertes espesores de arcilla blanda compresible. La estratigrafía del sitio se describe a continuación.

Desde la superficie del terreno hasta 2.0m de profundidad se encuentra un estrato denominado "Manto Superficial" el cual está formado por rellenos artificiales y limos arenosos que presentan cohesión y fricción. Su contenido natural de agua es de 50% en promedio y su peso volumétrico es de 1.60 ton/m³. El nivel freático se encuentra a 1.50m de profundidad.

Abajo del "Manto Superficial" se encuentra la "Formación Arcillosa Superior" constituida por la arcilla blanda compresible típica de la ciudad. Su contenido natural de agua varía entre 350% y 500% y su relación de vacíos entre 8 y 12. Su peso volumétrico es en promedio de 1.15 ton/m³ y su resistencia al corte varía entre 1.3 y 2.2 ton/m², excepto en la arcilla vecina a la "Capa Dura", cuya resistencia al corte aumenta hasta alcanzar valores de 3.0 y 4.0 ton/m². Esta Formación se encuentra hasta 38.0m de profundidad y descansa sobre una "Capa Dura" de limos arenosos compactos y cementados. Dentro de la "Formación Arcilla Superior" existen eventualmente lentes de arena de pequeño espesor. En la figura 1 se observa un perfil estratigráfico de la zona correspondiente a la estación.

III. ANÁLISIS GEOTECNICOS.

Los análisis geotécnicos que se desarrollaron se pueden dividir en dos partes, los que se efectuaron para conocer el comportamiento de la estación a largo plazo y los que se efectuaron para establecer el proceso de excavación y construcción.

1.- Análisis para comportamiento a largo plazo.

a) Sobrecompensación.

Se tuvo especial cuidado en que la diferencia entre el peso de suelo excavado y el peso de la estructura construida (sobrecompensación) no excediera en más de 1.5 Ton/m², en todas las zonas de la estación, en vista de que la experiencia en otras estructuras sobrecompensadas de la zona del lago acusa un mal comportamiento cuando el peso de suelo excavado excede en más de 1.5 Ton/m² el peso de la estructura.

Bajo estas condiciones fué necesario colocar el máximo peso posible en la estructura colocando lastres de concreto, rellenos, muros y losas de piso y techo con espesores variables entre 60 y 100cm. Con el valor de la sobrecompensación de 1.5 Ton/m² se procedió a valuar las expansiones a largo plazo por medio de la expresión propuesta por K. Terzaghi (Referencia 2):

$$e = m_{vd} \cdot \Delta p \cdot H \quad \text{--- (1)}$$

Donde "e" es la expansión a largo plazo, "m_{vd}" es el módulo de com

presibilidad a la descarga obtenido de pruebas de consolidación unidimensional, " Δp " es el decremento de carga producido por la sobrecompensación y calculado en cada estrato con el auxilio de los gráficos de Newmark y "H" - el espesor del estrato compresible. Con este criterio se obtuvieron expansiones a largo plazo variables entre 12.1cm en la zona de andenes y 29.5cm en la zona central, las cuales, según los análisis efectuados por medio de la teoría de la consolidación, se presentarán durante un período variable - entre 8 y 12 años. Lo anterior significa que la variación en la pendiente de proyecto de las vías será apenas de 0.1% entre la zona central y los extremos de la estación en el período mencionado. En la figura 4 se indican los valores de las expansiones obtenidas a largo plazo para diferentes puntos de la estación.

b) Empujes.

Se calculó el empuje que se ejercerá a largo plazo sobre los muros de la estación en contacto con la arcilla considerando la suma del empuje hidrostático más el empuje en reposo con un coeficiente K , igual a 0.8. Su valor y distribución se indican en la figura 3.

c) Flotación.

Para evitar la flotación se determinó que el peso de la estructura fuera superior a 1.2 veces el empuje hidrostático ascendente ejercido sobre la losa de fondo considerando el nivel freático más alto registrado en la zona.

2.- Análisis para las etapas de excavación y construcción.

En vista de la cercanía con las estructuras vecinas se decidió construir la estación usando una estructura de contención constituida por muros de concreto armado (muros-tablestaca) colados en zanja bajo lodo bentonítico hasta una profundidad de 2.50m abajo de la máxima profundidad de excavación y de una longitud de tablero igual a 6.0m. La excavación de la arcilla dentro de la estructura de contención se llevó a cabo con una draga colocando tres niveles de puntales a medida que la excavación se profundizó. Se analizó la magnitud de los empujes sobre los muros, la estabilidad del talud de avance, la estabilidad del fondo de la excavación, las expansiones inmediatas de tipo elástico y se estudió el sistema de bombeo.

a) Empujes.

Se calculó el empuje redistribuido que se presenta sobre los muros-tablestaca cuando se tienen colocados los puntales, considerando la distribución propuesta por Peck para arcillas blandas (Referencia 3) y una magnitud igual a la del empuje activo de Rankine generado en toda la altura de la tablestaca más el empuje hidrostático.

Se calculó asimismo el empuje pasivo de Rankine que se genera en la "pata" o zona de empotramiento del muro. Los valores de estos empujes se muestran en la figura 3. El muro tablestaca se revisó estructuralmente para cada una de las condiciones de colocación de los niveles de puntales co-

locando dos puntales en los extremos de cada tablero del muro tablestaca para un mismo nivel. Se revisó que el muro tablestaca no presentara falla de "pateo" (giro) para cada condición de colocación de puntales.

b) Talud de avance.

Se revisó que el talud de avance, durante la excavación tuviera una inclinación tal, que su Factor de Seguridad a corto plazo contra deslizamiento, aplicando el Método Suro fuera de 1.5 ó mayor; en estas condiciones y considerando que la adherencia entre la superficie del muro tablestaca y la arcilla del interior de la excavación contribuye a la resistencia al deslizamiento, se obtuvo un talud de una inclinación 1.25:1 (horizontal vertical).

c) Estabilidad del fondo.

Se valuó el Factor de Seguridad (F.S.) contra el levantamiento del fondo de acuerdo con el criterio propuesto por Bjerrum y Eide (Referencia 4).

$$F.S. = \frac{cNc}{\gamma H} \quad (2)$$

Donde "c" es la resistencia al corte de la arcilla del fondo, "Nc" el factor de capacidad de carga de Skempton, "γ" el peso volumétrico del suelo arriba de la profundidad de excavación y "H" es la profundidad de la excavación. Considerando la cohesión de la arcilla igual a 1.3 Ton/m², el Factor de Seguridad obtenido fué de 0.99, por lo que se decidió aplicar bombeo electroosmótico para incrementar el Factor de Seguridad cuando menos un 20% (Referencia 5).

d) Bombeo electroosmótico.

Se instalaron pozos de bombeo haciendo perforaciones de 12" de diámetro hasta 4.0m abajo de la máxima profundidad de excavación dentro de las cuales se instaló un ademe metálico ranurado de 6" de diámetro colocando un filtro bien graduado de grava y arena entre el ademe y las paredes de la perforación. Dentro de los pozos se instalaron bombas de tipo eyector de 1" x 1 1/4".

Con objeto de aplicar el tratamiento electroosmótico se instalaron dentro de la arcilla varillas de acero de 3/4" a la misma profundidad de los pozos. Tanto las varillas como los pozos se conectaron a un generador de corriente continua capaz de proporcionar un voltaje variable entre 60 y 80 Volts. La separación entre los pozos (cátodo) y las varillas (ánodo) fué de 4.50m con objeto de proporcionar a la arcilla un gradiente eléctrico comprendido entre 0.12 y 0.15 Volts/cm. El bombeo electroosmótico se aplicó durante un período de 10 días antes de iniciar la excavación y se mantuvo hasta la construcción de la losa de fondo, por lo que el período total de bombeo electroosmótico fue en promedio de 25 días. En la figura 2 se muestra la localización de los pozos de bombeo.

e) Expansiones inmediatas.

Las expansiones inmediatas "e_i", que se presentan en el fondo de la excavación se calcularon por medio de la siguiente expresión derivada de la teoría elástica.

$$e_i = \frac{qB}{E} (1 - u^2) I_w \text{ ----- (3)}$$

Donde "q" es la descarga producida por la excavación, "B" es el ancho de la excavación (la dimensión menor), "u" es el Módulo de Poisson de la arcilla, "I_w" es un factor que depende de las dimensiones de la excavación (y se considera como "cimentación flexible") (Referencia 6) y "E" es el Módulo de Deformación de la arcilla obtenido de una gráfica esfuerzo de deformación en prueba triaxial no consolidada no drenada.

Para el caso de la estación Mangares se propusieron etapas de excavación de 7.0m de longitud con objeto de evitar expansiones inmediatas excesivas y de disminuir el riesgo de falla de fondo. Bajo estas condiciones y tomando en cuenta los siguientes valores: q = 10.57 Kg/cm², B=700cm, u = 0.4, E= 40 Kg/cm², I_w = 1.53, se obtuvo un valor de la expansión inmediata de 23.8cm. En la figura 6 se muestra la magnitud de la expansión inmediata producida y la variación con el tiempo de las expansiones medidas en el fondo de la excavación registradas en bancos de nivel instalados previamente. Se observa además que el valor máximo de la expansión inmediata fué de 25.0cm que corresponde a un 5% mayor al previsto con la expresión (3).

IV. PROCESO CONSTRUCTIVO.

En base a los análisis geotécnicos mencionados se procedió a elaborar el proceso constructivo, proponiendo la excavación por etapas de 7.0m de longitud en el orden que se indica en la figura 3. Asimismo se propuso el apuntalamiento localizando los puntales en planta y en corte como se indica en las figuras 4 y 5. En el proceso constructivo se tomaron en cuenta además los siguientes lineamientos generales.

a) Los puntales se colocaron con una precarga de 30 toneladas cada uno y se instalaron tan pronto como la excavación descubrió los puntos de aplicación previstos.

b) Una vez alcanzado el fondo de la excavación de inmediato se procedió a colocar una "plantilla de concreto pobre y a construir de inmediato la losa de piso. Se vigiló que estas operaciones se efectuaran en el mínimo tiempo posible (24 a 36 horas).

c) No se excavó ninguna etapa hasta no tener construida la losa de fondo de la etapa anterior.

d) Se construyeron los muros interiores y la losa de techo en períodos lo más corto posible (10 a 15 días) con objeto de restituir el peso a la arcilla y lograr en el menor tiempo una estructura rígida que disminuyera el valor de las expansiones.

6

e) La excavación de la zona profunda de pasarela de cambio de andén se programó al final para tener descargada toda el área vecina y evitar la falla de fondo.

Bajo los lineamientos anteriores se logró la construcción de la estructura de la estación en un período de 10 meses aproximadamente sin presentar problemas graves que hubieran puesto en peligro la estabilidad de la estación ni de las construcciones vecinas, a pesar de la baja resistencia al corte de la arcilla.

CONCLUSIONES:

De acuerdo con lo expresado en los párrafos anteriores se pueden mencionar las siguientes conclusiones.

- 1.- Para valores de la sobrecompensación de 1.5 Ton/m^2 , las expansiones que se producirán a largo plazo no afectarán las pendientes de proyecto ni la operación del Metro.
- 2.- Tanto la estabilidad a corto plazo de los taludes de avance de la excavación como la estabilidad del fondo de la misma se mejoraron con la aplicación del bombeo electroosmótico.
- 3.- La magnitud de las expansiones inmediatas que se presenten durante la excavación pueden calcularse con una aproximación del 5% usando la expresión (3).
- 4.- De acuerdo con lo observado en la figura 6, la expansión inmediata total disminuyó aproximadamente 30% (de 25.0cm a 18.0cm) en un período de tres meses y posteriormente en los siguientes seis meses volvió a disminuir entre 10% y 30%. Esto significa que con la colocación de todo el peso de la estructura, se tuvo una recuperación que varió entre 40% y 60% del valor total de la expansión presentada.
- 5.- La rapidez con la que se efectuó la construcción de las losas de fondo y los muros interiores de la estación, ayudó a evitar la falla del fondo de la excavación y el deslizamiento de los taludes.
- 6.- El proceso constructivo, la planeación y programación de la excavación basados en los análisis geotécnicos efectuados ayudaron a lograr un comportamiento satisfactorio de la estación durante su excavación y construcción.

AGRADECIMIENTO.

Los autores agradecen la ayuda de los ingenieros Luis C. Fraustro y Antonio Ortiz Chávez así como las opiniones y comentarios del Ing. Luis Vicítez Utesa para la elaboración de este escrito. Agradecen también al Sr. José Luis González F. por la elaboración de los dibujos y a la Srta. Ma. Luisa Parada P. por su trabajo mecanográfico.

REFERENCIAS.

- 1.- MARSAI R. y MAZARI M. "El subsuelo de la Ciudad de México" Contribución del Instituto de Ingeniería de la UNAM al Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos, México 2a. Edición 1969.
- 2.- TERZAGHI K y PECK R.B. "Soil Mechanics in Engineering Practice, - 2a. Edición 1967.
- 3.- PECK R. B. "Deep Excavations and Tunneling in soft Ground" State of Art Report, VII ICSMFE, México 1969.
- 4.- BJERRUM L. y EIDE O. "Estability Struttet Excavations in Clay" - - Geotechnique No. 6, Londres 1956.
- 5.- RODRIGUEZ L.B., RUELAS M.S. y ESCANILLA A. J. "Excavaciones profundas para el Metro de la Ciudad de México empleando Electroosmósis" VI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones" Lima Perú, Diciembre 1979.
- 6.- BOWLES J. E. "Foundation Analysis and Design Mc Graw Hill, 1968.

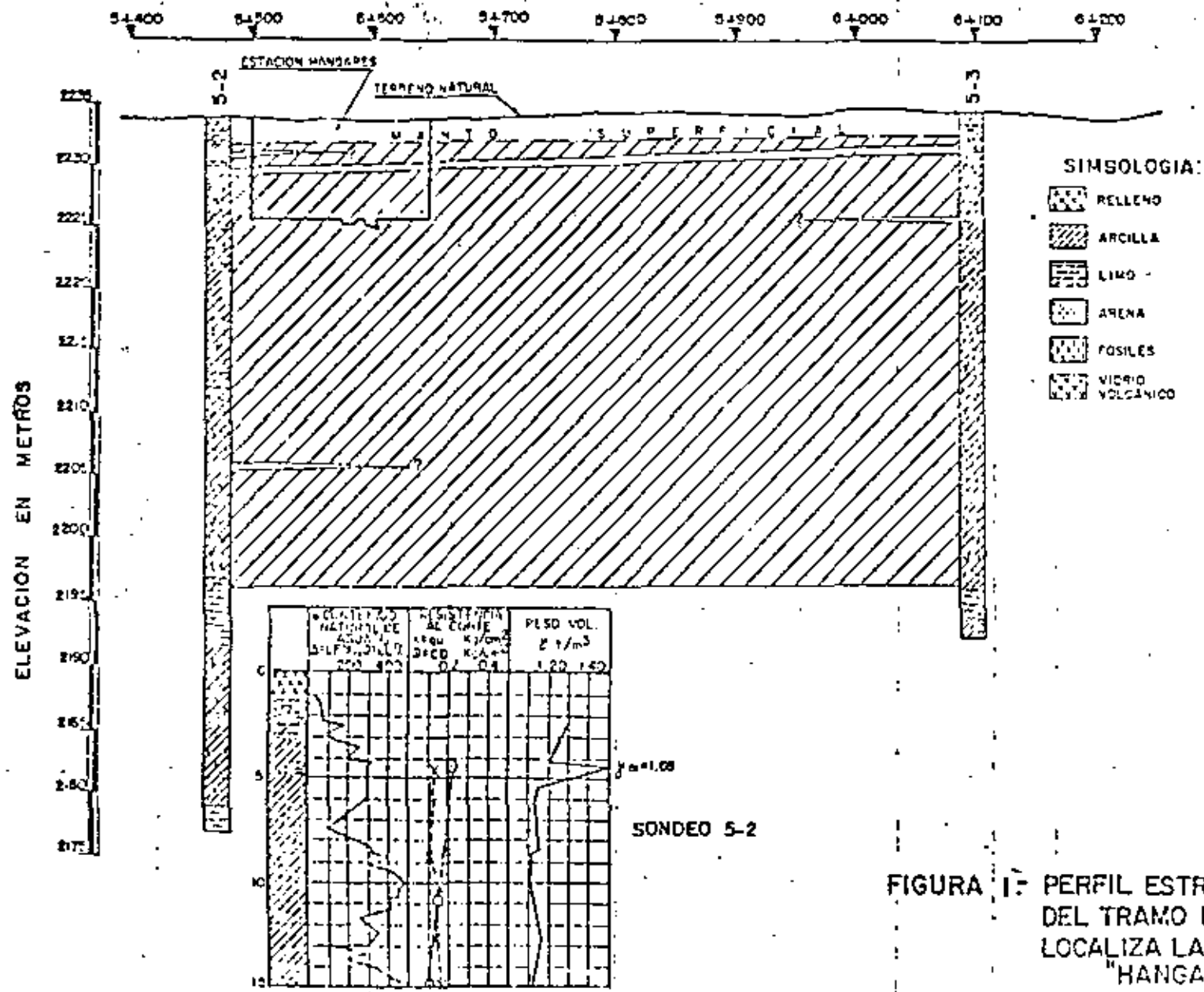
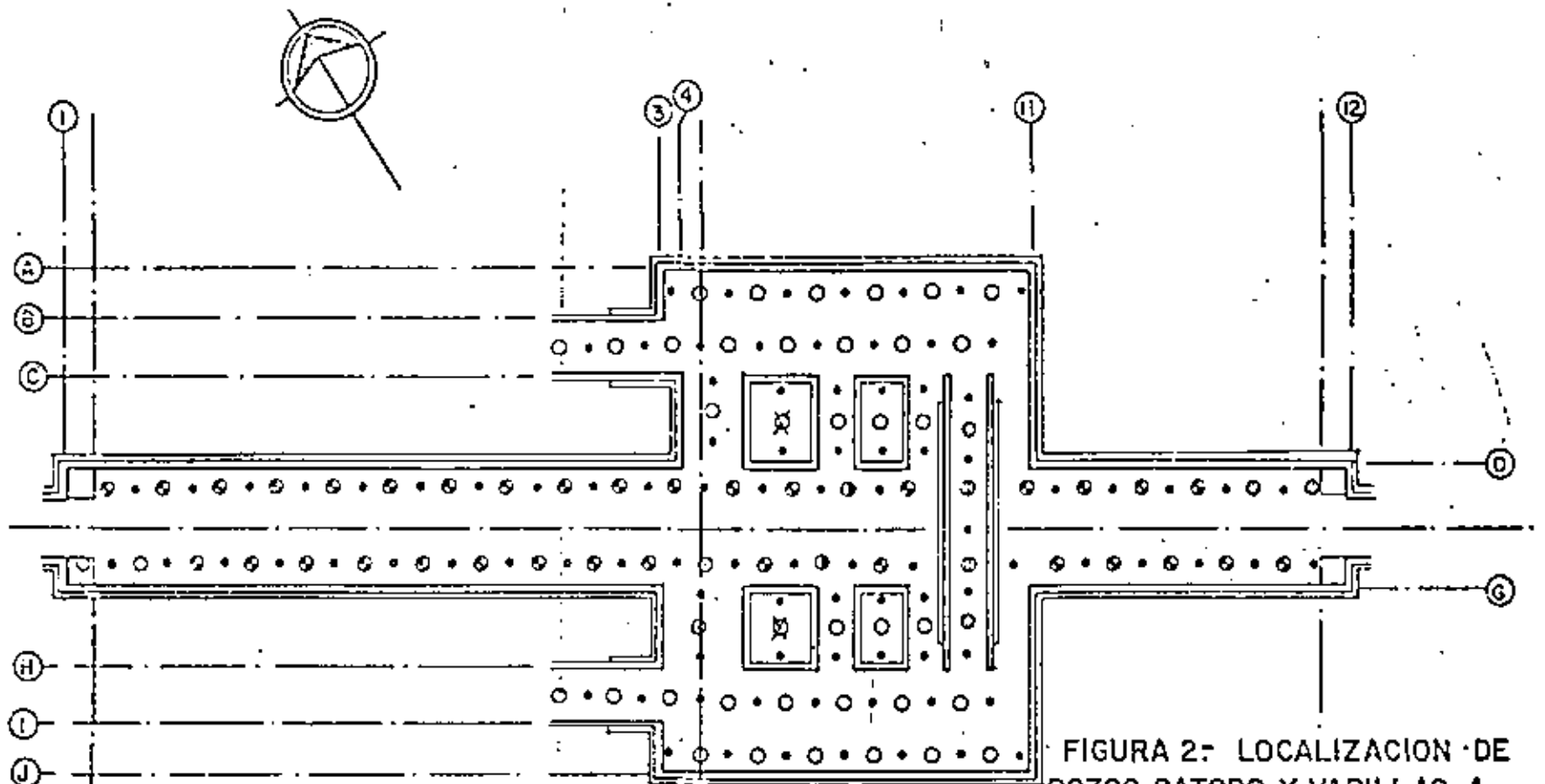


FIGURA 1: PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL TRAMO DONDE SE LOCALIZA LA ESTACION "HANGARES".



SIMBOLOGIA:

LAS PROFUNDIDADES DE LOS POZOS DE BOMBEO ESTAN REFERIDAS A LA COTA DE N.T.M. = 33 671.

PROFUNDIDAD		PROFUNDIDAD	
POZO	BOMBEO	POZO	BOMBEO
○	23.03 25.03	⊕	16.78 17.78
⊗	21.83 23.83	○	16.38 17.38
⊙	19.58 20.58	Ⓜ	13.58 14.85
⊚	19.33 20.33	•	VARILLAS ANODO Ø=1"

FIGURA 2: LOCALIZACION DE POZOS CATODO Y VARILLAS ANODO PARA EL BOMBEO ELECTROMOTICO DE LA ESTACION "HANGARES".

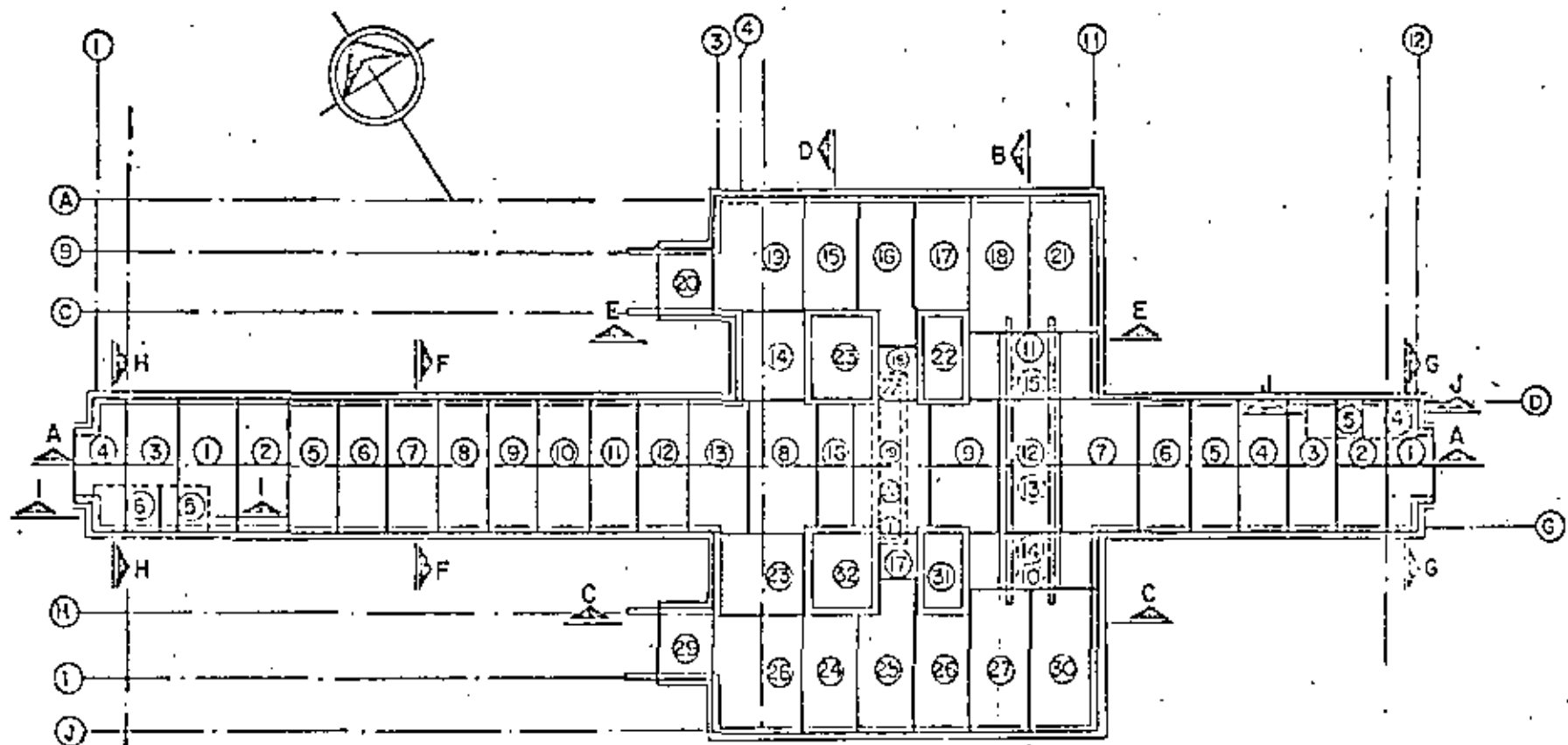
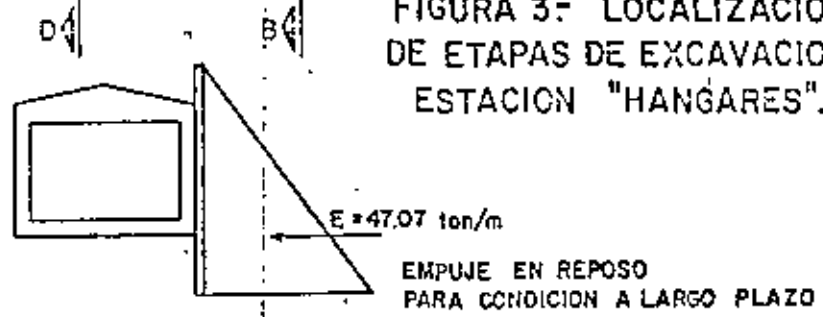
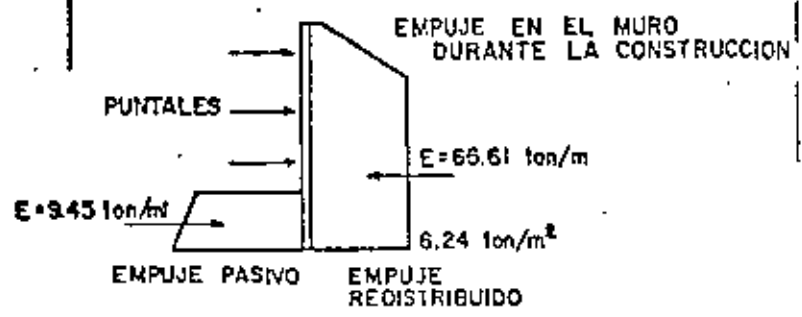
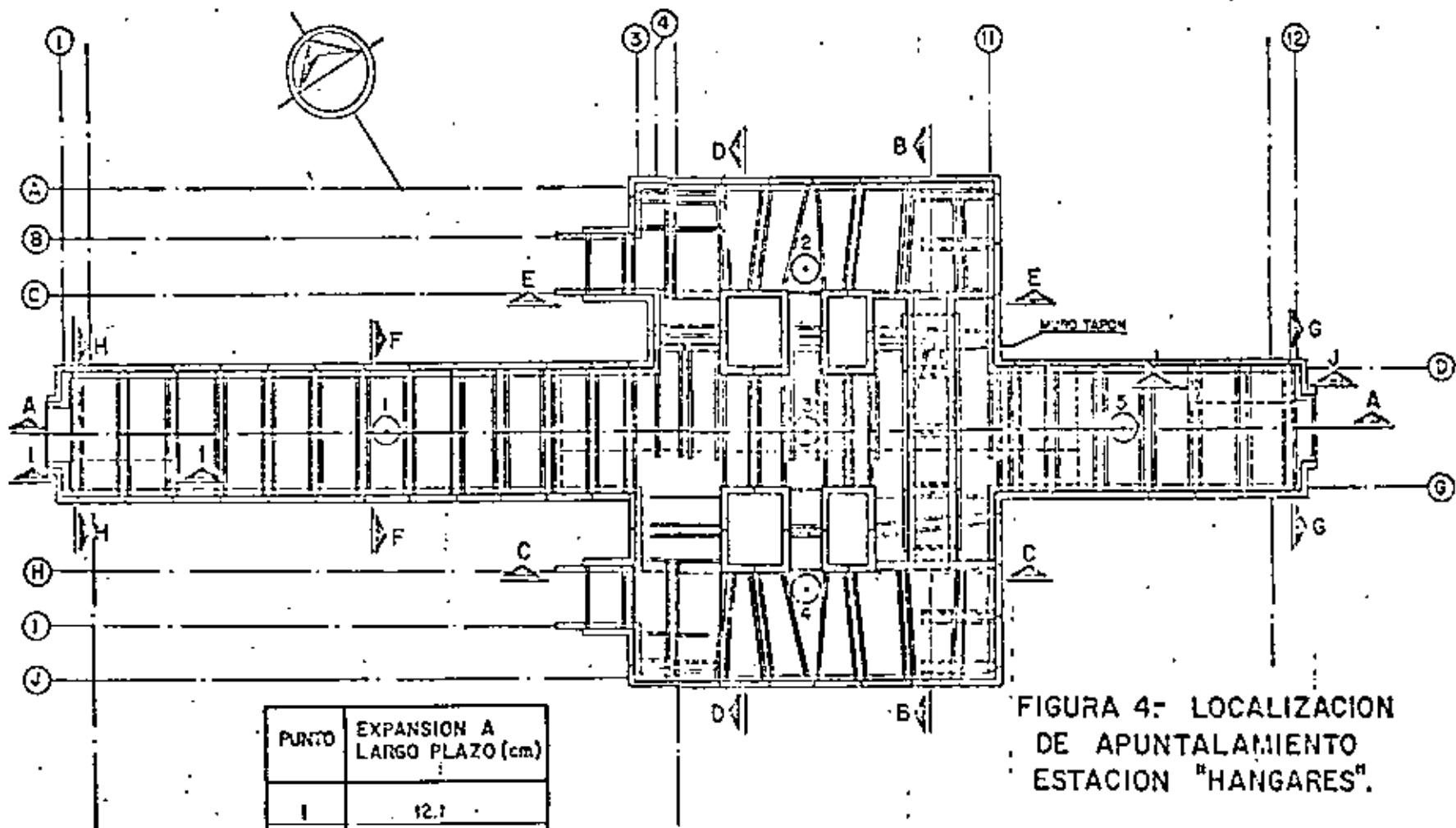


FIGURA 3- LOCALIZACION DE ETAPAS DE EXCAVACION ESTACION "HANGARES".





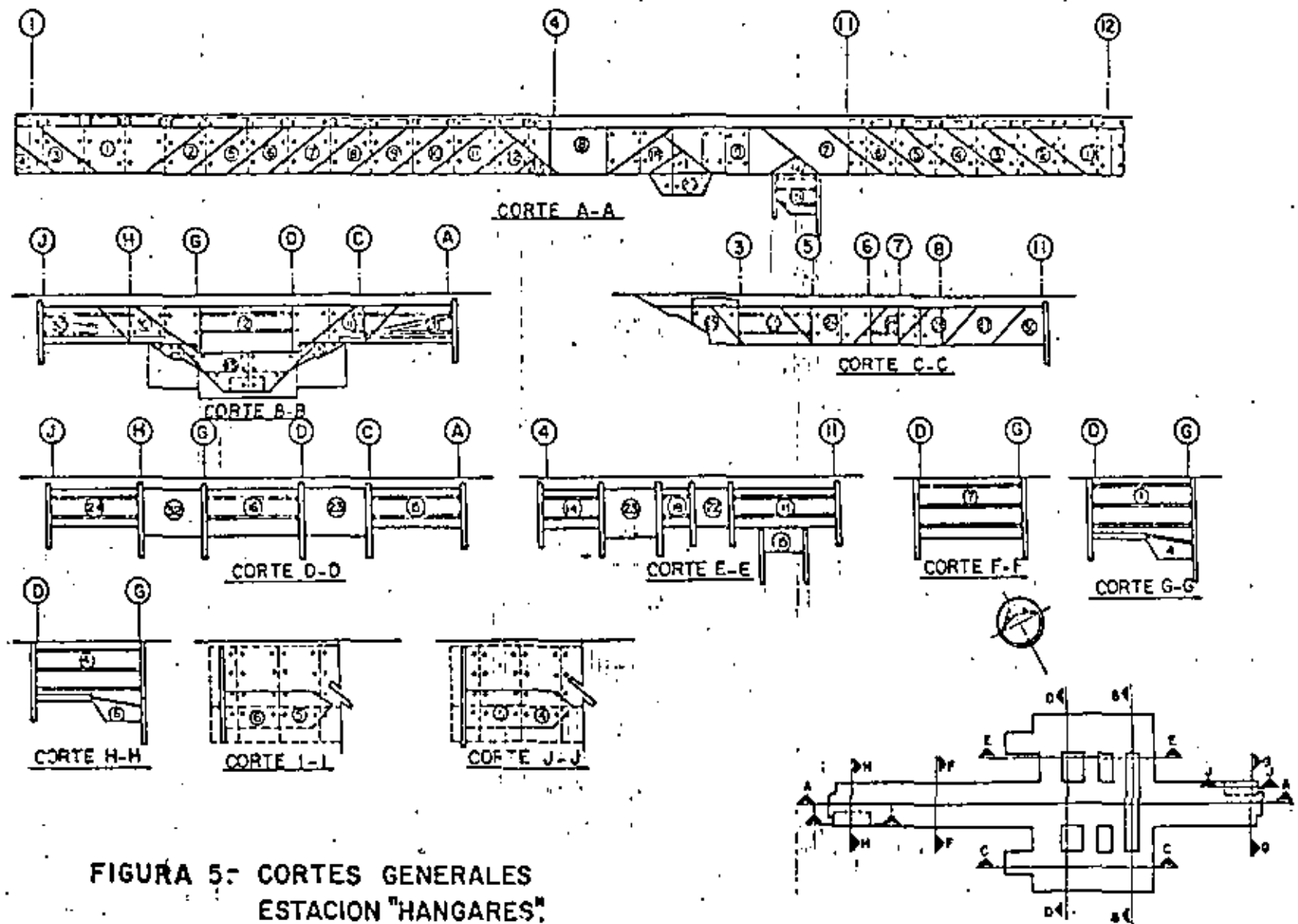


FIGURA 5: CORTES GENERALES
ESTACION "HANGARES".

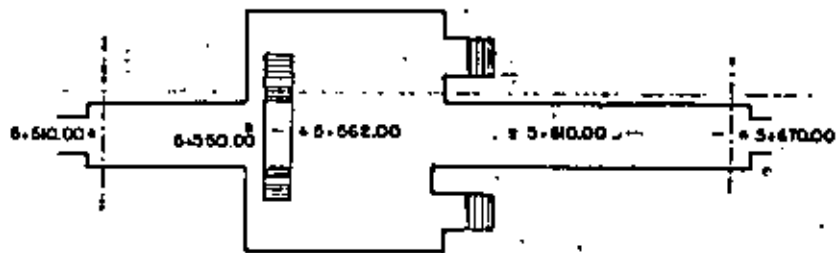
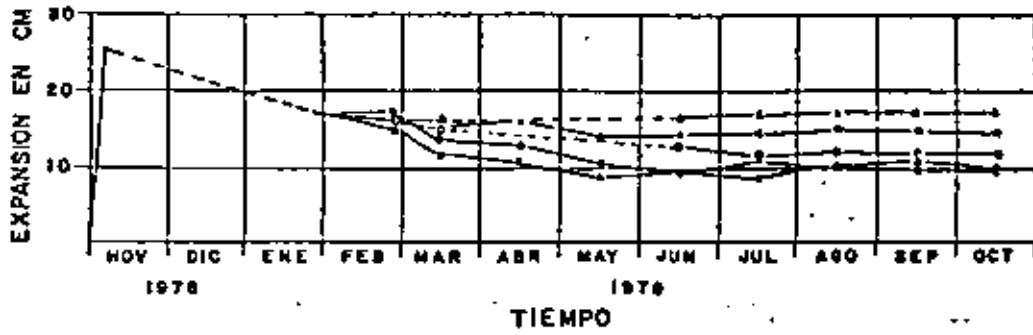


FIGURA 6.- GRAFICA DE MOVIMIENTOS VERTICALES EN LA ESTACION HANGARES



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

AN E X O 11

MAYO DE 1983.

Journal of the
SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION
Proceedings of the American Society of Civil Engineers

REVIEW OF COLLAPSING SOILS

By John H. Dudley,¹ F. ASCE

INTRODUCTION

In recent years there has arisen an increasing awareness of the existence of soils that decrease in bulk volume when water is applied to them. Although this situation was recognized by Terzaghi, there has been little mention of it until after World War II. The application of water to a soil of one of the types described herein is necessary to produce the surface subsidence that is typical of the phenomenon. The following terms have been applied to this situation: collapse, collapsing soil, near surface subsidence, subsidence, hydrocompaction, and hydroconsolidation.

A number of papers can be found dealing with the adverse effect of the phenomenon at particular places, the identification of the specific soil involved, and the counter measures that were taken or should have been taken. Herein the writer attempts to bring the diverse soil types into one picture and to give an overall explanation of the situation.

Some detailed information will be presented on soils occurring in southern Africa and in the United States. This selection permits the coverage of various types of soils with considerable description of their characteristics and reaction to water. It is not believed that extending the detailed presentation to the soils in other parts of the world, for example, Russia, would add much to the listing of varieties.

Analysis of the causes of the phenomenon will show that changes in the water content are the principal triggering events. The methods that have been used to identify possible soils of this type are presented along with a summary

Note.—Discussion open until October 1, 1970. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the Executive Secretary, ASCE. This paper is part of the copyrighted Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 95, No. SM3, May, 1970. Manuscript was submitted for review for possible publication on February 14, 1969.

¹ Assoc. Prof., Civil Engrg., California State College, Long Beach, Calif.

of the magnitudes of collapse. Finally some of the procedures used to prevent damaging results are outlined.

THE PROBLEM

The neglect in studying these soils is natural, as usually they have been present in regions of considerable desiccation. In the past structures erected in these areas tended to be inexpensive and of small size. Thus the economic incentive to investigate these soils was not as demanding as was the incentive with soils in other areas. However the recent development of the means of economically moving large volumes of water into these territories has changed the economics of the situation and at the same time has provided the means of producing the collapse. Many years ago water was moved into these areas with great effort. For instance when water was carried in goat skin bags, very little water was poured out on the ground around buildings and very little was used for irrigation. Now the availability of water in large quantities makes irrigation possible in regions where farming had not been attempted before, opens up arid areas to industrial and urban development and provides opportunities for spillages of water in large quantities.

Some soils at their natural water content will support a heavy load with only a small amount of consolidation but when water is provided they undergo a considerable reduction in volume, consolidating considerably. This produces a lowering of the ground surface. The writer uses the term "collapse" for this. However one writer restricts the use of this term to mean the additional consolidation that occurs in a few minutes and uses "compaction" to cover the additional consolidation that occurs over an extended period. This collapse and compaction are not the classical consolidation since no water is being forced out and in fact the soil may be absorbing additional water during the period and progressively losing strength. Other writers use the term collapse to cover all additional reduction in volume in a period that would adversely affect the structure or the use of the ground under discussion.

The amount of collapse is a function of variations in the materials (kinds of materials and relative proportions of each component including water), initial void ratio, stress history of the materials, thickness of the soil layer involved, and the amount of the added load. The settlement can be large as demonstrated by irrigation canal settlements of 15 ft (7) in the west central part of the San Joaquin Valley in California and the settlement of a test plot at the southern end of the valley of the same magnitude. On a laboratory scale the possible magnitude is indicated in Fig. 1. In this test a 1-in. thick sample was loaded to 8 kg per sq cm, allowed to rebound under a load of 0.53 kg per sq cm and reloaded to slightly over 2 kg while at a low level of moisture. Water then applied to the top and bottom of the sample produced a rapid reduction in volume. Then the reloading was continued under a soaked condition.

The settlement may also be quite small in some cases. However with structures that can not accept much settlement a 1-in. collapse can be destructive. Thus the soils engineer's investigation needs to be designed to fit the situation. If the structure can accept a foot of settlement and the foundation soil could settle between 7 in. and 3 in., no expensive investigations or corrective measures are required. On the other hand, if 1/2 in. of differential

settlement is the limit acceptable, much greater precision is needed in the investigation and extensive preventive measures may be needed against only small amounts of expected settlement.

The soil materials involved vary tremendously although the majority of the components seem to be bulky shaped grains. The bulky shaped grains in many cases are of silt size. In other cases they are larger, up to the size of boulders in some cases. Frequently there is also some clay content.

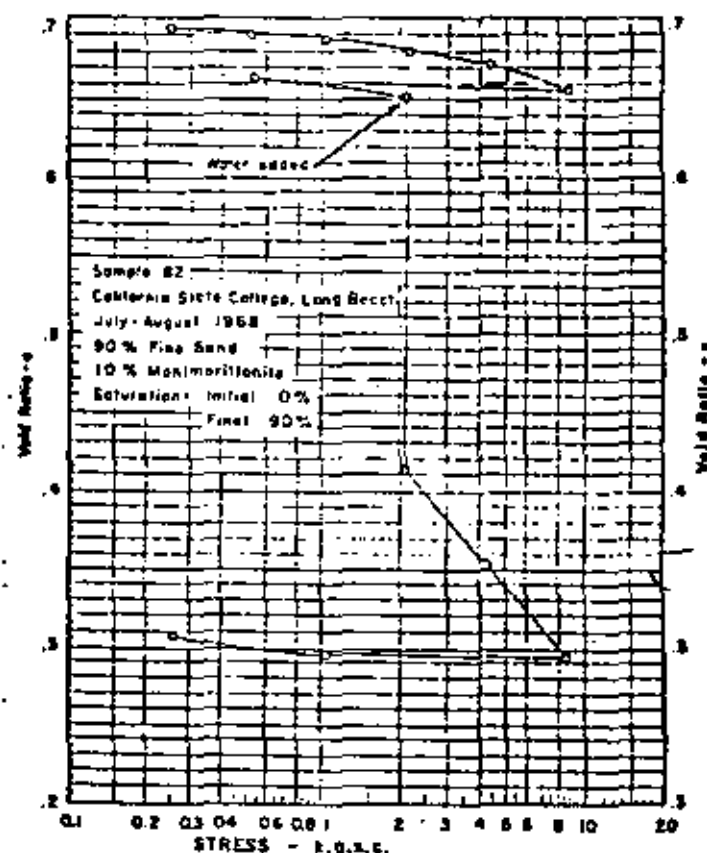


FIG. 1.—COLLAPSE IN A CONSOLIDATION TEST

The type of deposit also varies tremendously. Various researchers have identified as the culprit, soil deposits that were loessial, aeolian, subaerial, colluvial, mud flow, alluvial, residual, and man-made fills. As the sources of these soils are diverse, determination of the source does not help in determining the probability of the presence of an adverse soil unless correlations are being made in a restricted area.

There are two prime requirements for collapse to be possible. These are a loose soil structure (meaning a large void ratio) and a moisture content less than saturation. The definition of the term loose and the required amount of

moisture deficiency below saturation have been subject to a variety of interpretations. Various researchers have given different values of dry density as a measure of loose soil. Within the context of a restricted variety of materials this is a valuable criterion. But as the soil types vary, the range of dry unit weights where collapse has been experienced varies from 65 lb to 105 lb per cu ft (1.1 g per cu cm to 1.7 g per cu cm). Where cobbles and larger particles are present, the unit weights run even higher. The critical moisture content also varies to a great extent.

Collapsing soils have usually been associated with regions of moisture deficiency. Jennings (20) states that for the soils of South Africa the collapse is a consequence of desiccation. His definition of desiccation in a subsoil includes the idea of the presence of some source of moisture so that if the soil is covered with an impermeable membrane, its water content will increase. (Apparently he includes the idea that the desiccation is a result of excessive evaporation.) Although desiccation is usually a product of an arid climate,



FIG. 2.—COLLAPSING SOILS IN THE UNITED STATES

such a climate is not essential (20). For example, although Mississippi is not an arid state, the loess of that area is subject to collapse on soaking (25).

Just how dry the soil must be for maximum collapse to occur is variable. A number of reports state that the amount of subsidence increases continually as the initial degree of saturation decreases below 100% (13). Others have found that there is an optimum degree of saturation for maximum collapse (30). All agree that moisture deficiency is a requirement.

Collapsing soils are found in many parts of the world. Fig. 2 shows the major loessial areas of the United States and the places in the United States for which reports of collapse of other types of soil have been found. Some of these latter places have been well defined as to the size of the area involved. For example there is one such area of about 6 miles by 16 miles in the west central part of the San Joaquin Valley (26). A consideration of geology and weather conditions would indicate that these soils exist in many other parts of the world. This is confirmed by reports of many such soils in South Africa, several other places in Africa, Australia, India, and in a variety of countries

where loess is found. In Russia there have been many studies on the characteristics of loess and how to handle it.

LOCATIONS AND PROPERTIES

The following paragraphs review the locations and description of properties of some of these soils in Africa and the United States. This will show the variety of soils that have this collapsing characteristic and the magnitude of the collapse.

Africa.

Aeolian.—Aeolian sands occur in extensive areas in the Transvaal, Rhodesia, Bechuanaland, and South West Africa (22). Although these deposits do not derive from the same source, there is considerable similarity between them in their composition and structure. Originally these sands were composed of quartz and feldspar with small amounts of heavier minerals. Subsequently in situ changes occurred from local weathering and deposition of the finer particles. Some of the coarse grains appeared to have fractured with little or no subsequent movement. The material was free draining, therefore the fine particles from the decomposition remained near the source. Because the material was acid, kaolinite was the principal product. This was verified by Knight (22) through optical observation, X-ray diffraction, and differential thermal analysis. A small amount of ferric and ferrous oxide also remained in place. Brownian movement distributed these fine particles through the fluid that was present. As drying occurred the fluid concentrated in the smaller spaces close to the contact between the sand grains. Thus clay clumps formed in the wedges between the sand grains. Electron microscope studies showed that these clusters at the junctions were of a random flocculated nature. The clusters acted as bridges, or buttresses to help support the sand grains in position. Under the natural overburden the structure was in equilibrium for the various degrees of saturation that occurred in the deposit. However the addition of more load along with the addition of moisture produced a collapse.

For one area in the Transvaal (24) the soil characteristics for a red silty sand were as follows: Size: 80% < 0.2 mm; 37% < 0.06 mm; and, 20% < 0.002 mm, with particles to 1/4 in. Liquid Limit = 25, plasticity index = 11. Dry density about 80 lb per cu ft at a depth of 1 ft increasing to 85 lb at 5 ft. AASHO optimum density = 113 lb per cu ft; while the Modified AASHO density = 129 lb.

When subjected to repeated wheel loadings of 20,000 lb and saturated, the soil at 1 ft depth compacted to 105 lb per cu ft with the density decreasing to 85 lb at a depth of 5 ft (all dry densities). The observed settlement was 6 in. while the material tested in the laboratory indicated a settlement of 7 in. The reduction in density should have produced a settlement of 4-1/2 in. When compacted on the dry side of the AASHO Modified optimum moisture, the collapse was greater than when the soil was compacted on the wet side.

This soil had characteristics very similar to those of the nine soils investigated by Knight (22). These 10 aeolian sands had considerable clay content and dry unit weights varying from 68 lb per cu ft to 103 lb per cu ft.

An airfield at Luanda, Angola (31) was built on a layer of muceque, a ferruginous collapsing soil containing some kaolinite. The 61 samples tested gave the following characteristics: Size: 100% < No. 10 sieve; 75% < No. 40 sieve

(0.42 mm), range 52-97%; 28% < No. 200 sieve (0.074 mm), range 14-44%; 12% < 0.005 mm, range 0-29%; and 10% < 0.002 mm, range 0-28%.

For the plastic samples the averages were: Liquid limit = 21 (maximum of 24); plastic limit = 12 (maximum of 16); and plasticity index = 9 (maximum of 15). Specific gravity = 2.60 (range 2.58 - 2.64). Dry density average = 102 lb per cu ft (Range 95-114). AASHTO optimum density average 124 lb per cu ft (Range 115-131).

Consolidation tests in the laboratory indicated that the installations should have settled 7 cm when the ground was flooded but the actual settlement amounted to 10 cm.

Residual.—Residual decomposed granites near Cape Town, north of Johannesburg, in Swaziland, in Northern Rhodesia and in Northern Transvaal have been found to collapse (6). The collapsible grain structure developed as a result of the leaching of soluble and colloidal matter from the residual soil. The parent rock varied to some extent but the main constituents were always quartz, feldspar and mica. The prerequisite conditions include advanced decomposition, relatively high annual rainfall and good internal drainage. All these cases occur in areas of a surplus rainfall and are confined to slopes where the soils can be readily drained. The leaching out of the soluble and fine material results in a high void ratio and an unstable structure of quartz, feldspar and mica. The structure is very similar to that found in the eolian sands described above. The total collapse amounts to about 7% to 10% increase in density.

United States.

San Joaquin Valley of California.—There are several areas of near surface subsidence in the western and southern parts of the San Joaquin Valley in California. The existence there of the collapsing effect was known in the nineteenth century but there is little information available on the details of that time. In the two decades after World War II, subsidence in some areas of 2 ft to 3 ft was common and some cases have been reported of subsidences up to 15 ft. One small irrigation ditch originally 3 ft deep has had a section subside 15 ft and is still subsiding (Ref. 7, p. 46). Although this one was maintained in operation at considerable expense, there are other concrete-lined ditches that had to be abandoned in less than 1 yr of operation. Pipe lines, buildings and roads have been seriously damaged by differential settlements. These recent events have been covered in numerous reports of which a selection of the most readily available are listed in the Appendix—References.

The materials tend to be in the silt and clay sizes with, in some cases, larger size fragments being present. Usually these larger size fragments were pieces of shale. Bull (7) gives a thorough analysis of the materials in western Fresno County in this area which may be considered to be typical.

The materials have been deposited by flash floods or mud flows derived from small watersheds that are subject to cloud bursts at infrequent intervals. The deposits dry out before the arrival of another flow and never again become saturated. The eroding hills consist of poorly consolidated materials that contain considerable clay. Although there are some eolian deposits, they have not been important in the sections that have been thoroughly evaluated.

As the clay content appears to be critical, maximum subsidence occurs where the clay amounts to about 12% of the solids. Below 5% there is little subsidence and above 30% the clays swell. In between there are many cases where

the soil would swell under a small load and collapse under a large load. In the collapsing soils the montmorillonite content was around seven tenths to eight tenths of the clay, with small amounts of illite, chlorite and kaolinite and with mixed layer montmorillonite/illite almost nonexistent.

Other factors also affected the results. Soils with larger pore spaces settled more than those at the same void ratio but with smaller pores. The larger the void ratio the greater the settlement. The drier the soil the greater the settlement. Since the predominant adsorbed cation was calcium, the amount of consolidation was increased when a sodium chloride brine was permitted to seep into the samples. An addition to the imposed load increased the subsidence but there was major subsidence just by flooding. Although gypsum, calcium carbonate and calcium sulfates were present, they did not seem to have any measurable effect.

The California Division of Highways (18,19) has reported comparative information on some soils in the western Fresno County area. The data in Table 1 is typical.

Data collected by the California Department of Water Resources (23) from the same general area and from the southern end of the San Joaquin Valley near Maricopa shows the same range of characteristics. Their predicted and actual

TABLE 1.—DATA ON SOILS IN WESTERN FRESNO COUNTY

Hole	Liquid limit range	Plasticity index range	Unit dry weight, in pounds per cubic foot	Calculated subsidence, in feet	Observed subsidence, in feet
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
D-3	24 to 45	7 to 21	75 to 110	1.0	2.8
D-5	28 to 52	8 to 26	83 to 104	2.0	0.3
D-6	25 to 44	11 to 22	92 to 102	0.5	0.0

subsidences were almost equal for subsidences of over six feet but for predictions of one foot of subsidence the actual subsidences varied from zero to two feet.

Nevada.—Near Hawthorne, Nevada, (41) an alluvial, well graded, gravel and sand mixture with a silt binder of low plasticity was found to collapse when water was added. The general description of the material according to size was: 25% cobbles over 6 in.; 18% gravel under 8 in.; 38% sand; 19% silt and clay; 10% < No. 325 sieve; and 4% < 0.005 mm.

For the fraction less than the No. 40 sieve: Liquid limit = 20; plasticity index = 4; specific gravity = 2.73; dry density = 126.5 lb per cu ft; dry density of 1/4 in. material = 106.6 pcf; and modified AASHTO optimum density = 139 pcf. Of the 10% passing the No. 325 sieve 1/2 of 1% was montmorillonite, 2% chlorite, 2% illite, and the remainder was mainly quartz and feldspar. There was no appreciable chemical binder.

The laboratory consolidation test at the field load gave 15% consolidation when water was added. (Field moisture was 7.4%)

Washington.—In connection with reservoir projects on the Snake River and railroad relocations near that river in Washington the Corps of Engineers (30) has made a study of three soils, a white volcanic ash, a tan aeolian ashy silt

and a brown silt. The natural moisture content varied with the season: from 15% to 35% for the ash; from 5% to 20% for the silt. None of the three shrink on drying and all had a permeability of about 10^{-4} cm per sec. The volcanic ash contained shards coated with organic matter or iron oxide. About 20% of the sample consisted of minerals such as quartz and feldspar.

The silty ash appeared to be an aeolian mixture of silt and volcanic ash. Its properties varied between those of ash and silt depending on the proportion of each.

The silt was cemented with calcium carbonate and had numerous holes of the size 1/16 in. to 1/8 in. in diameter. The three soils had the following approximate characteristics, as shown in Table 2.

Loess.—Is a common soil that appears in vast areas of several continents. (Fig. 2 shows most of its extent in the United States.) It is characteristically a silt with varying amounts of sand, clay, calcite grains and other materials arranged in an open cohesive fabric which frequently results in a natural dry

TABLE 2.—CHARACTERISTICS OF THREE SOILS

Characteristics (1)	Ash (2)	Ashy silt (3)	Silt (4)
Size: < 0.5 mm	88%	98%	98%
< 0.074 mm	90	70	91
< 0.02 mm	55	33	55
< 0.005 mm	10	4	13
< 0.0015 mm	5	1-1/2	7
Liquid limit	NP	NP	33
Plasticity index	NP	NP	0
Moisture at test	22+	14+	17+
Specific gravity	2.42+	2.60+	2.71+
Dry density, in pounds per cubic foot	60 to 60	65	74
AASHTO optimum, in pounds per cubic foot	65.5	61.3	64.8
Initial saturation, as a percentage	28	28	35
Final saturation, as a percentage	68	69	97
Collapse at field loading, as a percentage	8	19	25

density of 70 lb per cu ft to 90 lb per cu ft. Some densities go over 110 lb. It is usually not stratified but has a definite structural arrangement that gives it considerable strength in the undisturbed condition while at its natural moisture content. There are variations in the grain sizes and in the proportions of the various materials. However the same characteristics apply to deposits in various areas. Thus a description of the loess in the Central States of the United States can serve to represent the information available in many other areas.

Benck (3) found that the Wisconsin Loess had a plasticity index about equal to 1.1 (liquid limit—25). The liquid limits were: sandy loess, under 28; silty loess, 28-35; and clayey loess, 35-52. Fig. 3 (13) indicates the trends of consolidation for loess at natural moisture content and when soaked. A sample consolidated at natural moisture content and then soaked tends to join precipitously its companion curve for the soaked test. The densities shown in the figure are not limiting as both higher and lower unit weights are possible.

One series of tests on loess that varied from 70 pcf to 110 pcf gave AASHTO optimum densities of 102 to 112. The minerals usually present are: quartz, 25 to 10%; feldspar, 10 to 25%; volcanic glass, (trace to 10%); clay minerals, 10 to 40%; and small amounts of miscellaneous other minerals. Calcite and dolomite when present seem to be in crystals (or grains) and therefore not effective as cementing agents. Thus the clay is the major cementing agent (14). The clay minerals are predominantly montmorillonite with lesser amounts of illite. The exchange cation is mostly calcium. This distribution of mineral content produces specific gravities that range from 2.57 to 2.80. In nature the moisture content varies from 5% to 36% with the drier samples giving the greater amount of collapse. Usually the soil does not collapse on

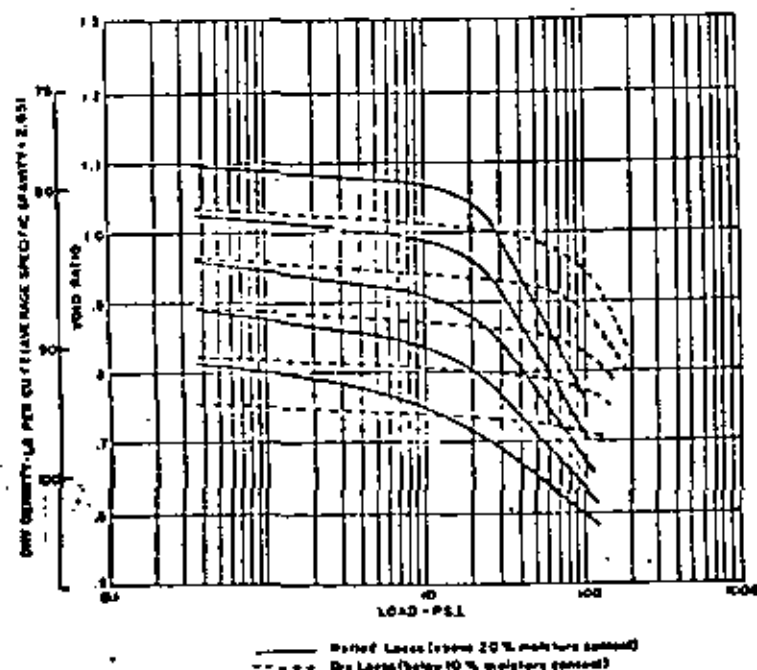


FIG. 3.—GENERALIZED CONSOLIDATION TRENDS

simple wetting but when flooded under and added load, settlements from a few inches up to several feet have occurred.

Other Examples.—The reports of other cases of collapsing soils indicated in Fig. 2 give information very similar to that presented above although usually in less detail. Two cases are of special significance.

In Lancaster (Southern California) (12) investigations for the foundation of a bridge revealed a collapsing soil that the geologist involved identified as residual from sandstone. One sample which had a field moisture content of 2.9% and a dry unit weight of 113 pcf showed nearly zero consolidation when loaded at 7 tons per sq ft over its natural overburden load and while at its natural moisture content. When soaked, it collapsed 10% of the height of the sample. A parallel sample of similar density and moisture content collapsed

only 1.8% when soaked at its natural overburden pressure.

In the counties around Los Angeles there are many examples of collapsing soils. These include alluvium, colluvium, mud flows, and artificial fill. The clay content of the susceptible soils varies from zero to around 20% with the soils of higher clay content grading into the expansive soils. It has been observed that flooding the tops of these soils will not produce 100% saturation of the lower levels. This lack of saturation does not insure safety since in many cases most of the collapse has occurred by the time the soil has reached 80% saturation. Comparing various soils the degree of additional saturation that produces an amount of collapse approaches the maximum collapse of a previously desiccated soil is a function of the liquid limit or the activity. (Activity equals the plasticity index divided by the clay content.) The higher the liquid limit, or the higher the activity, the lower is the required degree of saturation.

As tested in the laboratory consolidation apparatus the relationship shown in Fig. 4 between the initial dry density, initial moisture content and the mag-

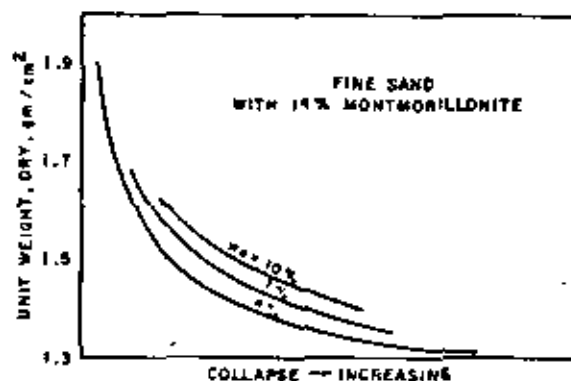


FIG. 4.—RELATIONSHIP BETWEEN UNIT WEIGHT, INITIAL MOISTURE AND MAGNITUDE OF COLLAPSE

nitude of the collapse was found to exist in a fine sand containing 14% montmorillonite. The collapse varied from close to zero to over 20% in the various tests. When the initial moisture content was considerably higher than that shown on the figure, the collapse became less. This material had a liquid limit of 75 and a plasticity index of 44. In this material the major factor to be considered is the initial density.

CAUSES OF PHENOMENON

In order for collapse to occur the soil must have a structure that lends itself to this action. All cases so far investigated have a honeycomb structure of bulky shaped grains with the grains held in place by some material or force. The material or force must be susceptible to removal or reduction by the arrival of additional water. When the support is removed, the grains are able to slide (shear) on one another moving into the vacant spaces.

The basic shear strength equation, $\tau = \bar{c} - \bar{\sigma} \tan \phi$ can be considered:

apply. Term $\bar{\sigma}$ is the effective stress and \bar{c} includes the forces that are not affected by friction. Thus the resistance to deformation depends on the friction angle, ϕ , the effective stress and the molecular forces of repulsion, attraction and cementation. Sometimes \bar{c} may be ignored but in many cases all the factors are present. From situation to situation the quantitative values to be used for each factor vary depending on the materials and the mode of formation of the soil mass.

In many cases the temporary strength is due to capillary tension or is related to it as will be explained later. As the soil dries below the shrinkage limit, the water remaining withdraws into the narrow spaces close to the junction of the soil grains as shown in Fig. 5. The air water interface in these capillary size spaces places the water under tension. Thus the excess water pressure, u , in the usual expression for effective stress, $\bar{\sigma} = \sigma - u$, becomes negative and the actual effective stress becomes larger than the total stress applied by the load. This increases the apparent strength of the soil. However, the addition of water reduces the beneficial effect. If the soil

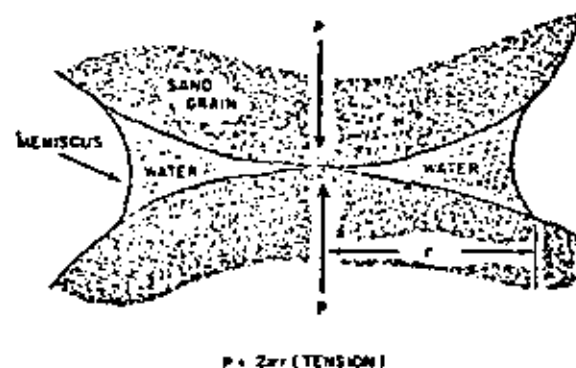


FIG. 5.—CAPILLARY PRODUCED CONTACT PRESSURE

is porous, it can then have a rapid decrease in volume. In making quantitative evaluations the effect of air pressure must be included as given by Blight (5).

For uniform spherical grains in an open or cubical packing (six contact points per grain) the maximum added pressure due to the capillary effect occurs at a moisture content of about 32% (1). For the densest packing of these uniform spherical grains the maximum added pressure occurs at about 10% moisture. The effect drops off in each case as the moisture content varies from the peak pressure condition. For the loose case saturation occurs at a moisture content of 34.1%, and for the dense case it occurs at a moisture content of 13.3%. Since actual soils are mixtures of sizes and shapes and with various shapes of void spaces, these vary from the above figures but all tested (1) had peak effective stress values at moisture contents less than saturation and above 10% moisture.

Moore (30) reported that the soils with which he was working gained in strength as the degree of saturation increased until it reached from 50% to 60%, and then decreased.

It was computed (1) that for fine sands the maximum effective intergranular stress due to moisture films was of the order of 0.1 kg per sq cm.

This occurred at the moisture content at the stage of initial pore drainage (about the point of the shrinkage limit). For unsaturated silts (0.02 mm to 0.002 mm) the effective stresses may be in the range of 0.35 kg per sq cm to 3.5 kg per sq cm.

Considering the sum of the forces that can be present, those due to capillarity and gravity must become proportionally less of the total when the grains reach the size of the clays. At this size the forces of osmosis, Van der Waals, and molecular attraction must become relatively more prominent. In addition to the change in the relative importance of the various forces the usual soils consist of a mixture of soil sizes and shapes. Thus to explain the various situations possible a variety of models must be set up.

Some individuals have reported their collapsing material as consisting of sand with some silt binder. In these we may usually expect that the capillary forces as shown previously in Fig. 5 apply around the silt to silt contacts and the silt to sand contacts as shown in Fig. 6.

When the bulky grains (silt or clay) are bound by clay, the history of the soil becomes important and a variety of arrangements are possible. The clay may be either formed in place by authigenesis or transported as clay.



FIG. 6.—SCHEMATIC ARRANGEMENT OF SAND AND SILT GRAINS

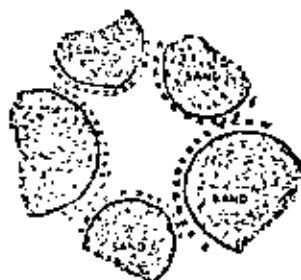


FIG. 7.—SCHEMATIC ARRANGEMENT WITH AGGREGATED CLAY GRAINS

The authigenic clays can be derived by a reaction between ground or rain water and feldspar. One of the arrangements that could be produced when the clay is formed in place is shown in Fig. 7. This is drawn to indicate a close-packed parallel arrangement. (The detailed arrangement would be affected by the original crystal structure of the coarse grains.) Under desiccated conditions this could have considerable strength. The addition of water then would cause the clay grains to separate to some extent, thereby producing a loss of strength.

In areas of high rainfall much of the authigenic clay could be leached out. But when the rainfall is small, it is possible that the leaching effect is minor. If the clay particles were dispersed in the fluid in the pores, the situation shown in Fig. 8 could develop. Initially Brownian movement would keep the fine grains evenly distributed. But as the water later evaporated the remaining water would retreat into the narrow passages between the larger grains carrying the solids with it. Knight (22) under a microscope found that the clay grains finally clustered around the junctions in a random flocculated arrangement. Although a face to face arrangement is theoretically possible, it should

not occur frequently as the evaporation would concentrate the dissolved ions in the fluid tending to produce flocculation. (Later addition of water would tend to dilute the ion concentration.) The resulting buttresses support and hold together the bulky grains. Gross capillary tensions can also be present.

When water is added, the capillary tensions would be relieved and the ion concentration in the fluid would be reduced. This would increase the repulsive force existing between the particles as shown in Fig. 9 and Ref. 32. In the flocculated structure any two grains would have portions at various distances of separation. At the high ion concentration all parts would be attracted while at the low concentration a portion could be at a distance that produces a net repulsion. The change in ion concentration (36) would therefore produce a change in supportive and cohesive effect of the buttresses of clay. The proportion of the total loss in strength that this would represent would vary with the magnitudes of the other elements of strength that were lost.

The situation is not as clear cut as this would indicate. Warkentin and Yong (39) found that at constant void ratios both kaolinite and montmorillonite

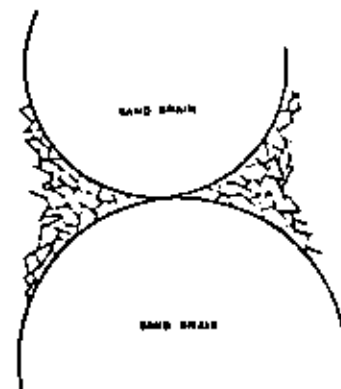


FIG. 8.—SCHEMATIC ARRANGEMENT OF RING BUTTRESSES

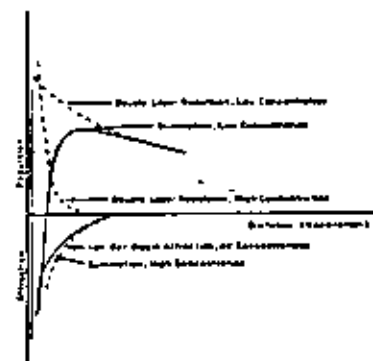


FIG. 9.—REPUSSIVE AND ATTRACTIVE ENERGY AT HIGH AND LOW ION CONCENTRATIONS

had higher shear strength at lesser salt concentrations. They were testing at fixed void ratios and temperatures. It may be that the void ratios and the temperatures change when the salt concentration changes in situ. It does appear that the resistance to consolidation caused by the presence of the clay buttresses is a function of salt concentration, void ratio within the clay structure, and probably temperature. The latter may apply because many clays expand as they cool in the vicinity of room temperature.

The flocculated structure of the buttresses shown in Fig. 8 is not the only possible arrangement in the clay. The clay may have been formed into aggregations which could act as grains in flocculated structures as shown in Fig. 8 and could produce their own capillary tensions similar to silt grains.

In the case of mud flows where the initial water content is not much more than required to attain a fluid condition, the ion concentration is probably high, and even the constant shearing action while in movement can not maintain a dispersed arrangement. Thus the clay particles would tend to cluster

around the bulky grains in a flocculant structure. As drying progressed, some of the clay would be caught between the bulky grains, and other portions of the clay would be drawn into the narrow wedges adjacent to the bulky grains, Fig. 10. The trapped portion of the clay at low pressures would be in a flocculated state with a resulting attractive force and structural strength. [Bull (7) shows that the amount of clay for maximum collapse is about 12% of the total solids.] This situation could produce a desiccated soil structure that was quite resistant to settlement at low pressures. But while still desiccated, a large increase in load could change the clay structure to a more nearly parallel arrangement and produce a considerable settlement.

As the grain sizes decrease into the smaller clay grain sizes the capillary forces must contribute a lesser portion of the total forces present. However

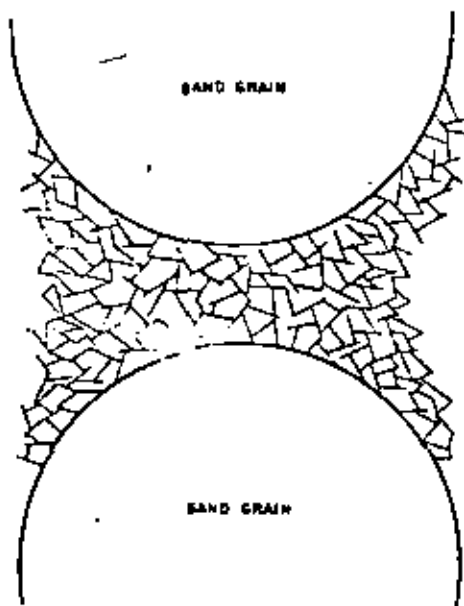


FIG. 10.—MUD FLOW TYPE OF SEPARATION

capillarity should still be important. Considering Figs. 7, 8 and 10, if the surface of the remaining water is outside of the clay buttresses, the capillary force should still be effective. However if the natural water surface withdraws inside the clay structure, we get into a complex situation at the microscopic level. The clay grains vary in maximum dimension from more than 10,000 Angstroms on down to the magnitude of 100 Angstroms (16). The water molecule is of the magnitude of 2.5 Angstroms. The nonliquid adsorbed water layer for sodium montmorillonite is about 7.5 Angstroms gradually changing to fluid water at about 100 Angstroms thickness. For calcium montmorillonite these dimensions for adsorbed water are 10 Angstroms changing to fully fluid water by 15 Angstroms (16). The thicknesses for kaolinite and illite are of the same magnitude. While the characteristics of this bound water are somewhat different from that of free water, the surface tension effect should still be

present. This would be specially true if there was more water present than the amount that could be adsorbed. Thus we can expect that the capillary force may still be important when the water content is very small. The magnitude will depend on the actual sizes of the mineral grains, their orientation, the nature of the adsorbed ions, the nature and concentration of the dissolved ions and the amount of moisture.

The retreat of the water surface to within the flocculated clay structure would produce another problem. Unless the grains were oriented at right angles there would be uneven capillary forces on the opposite sides of the grains which would tend to reorient the grains. This reorientation could change the volume of the soil mass and also change its strength.

A third strength factor can be the presence of a cementing agent, such as iron oxide, or a welding at the grain contacts. These could restrain the bulky grains from rotating so that a more dense arrangement could be secured. The rate at which a cementing action loses its effectiveness would depend on the nature of the contaminants in the incoming water and the natural rate of solution of the material involved. One would expect that this strength would disappear after that due to capillary tension and clay buttresses, and this loss in strength may be largely a product of the motion resulting from the loss of the latter two sources of strength. An increase in load could add to this effect as an increase in pressure on the solids will increase their rate of solution. This effect could produce a delayed increase in consolidation.

The general consensus of opinion is that the capillary tension is the principal factor in the temporary strength of these soils. Although there have been some experimental proofs of this in special cases, the opinion is principally based on theoretical analyses and not on experiment. In any event the addition of water to the soil is the triggering action.

ENGINEERING

The soils engineer needs to be able to identify readily the soils that could collapse and to determine the amount of collapse that may occur. In some cases he is also concerned about the time required for certain portions of the total collapse. The tests for these factors vary from very simple to complex and time consuming. Some may be performed by the inspector in a field in a few minutes. Others require laboratory work with greater and greater costs associated with the securing of good quantitative information.

Determination of relative density has proven to be of little value (28). Unstable soils have relative densities of 0.1 to 0.9 but many stable soils have relative densities of the magnitude of 0.7. In comparing similar soils this test can help in securing qualitative information but it takes considerable time to perform.

Both Denisov and the U.S. Bureau of Reclamation (11,12) have used the liquid limit as a criteria. If the soil exists in nature at a void ratio higher than would exist at the liquid limit, the addition of water would result in a soil mass with very little strength. Before 100% saturation was reached major structural changes should occur accompanied by reductions in volume.

Clay activity as represented by the slope of the lines in Fig. 11 (28) for the San Joaquin Valley soils helps in determining the magnitude of the subsidence hazard. The soils represented by the lines with flat slopes (Lines

f and g) subside more than the soils represented by steeper slopes. The soils represented by lines with steeper slopes tend to expand. However the expansion is a function of applied load and some soils that collapse under one load will expand under a lighter load. This procedure does not evaluate the effects of existing moisture content and degree of saturation. Some soils lose their strength at saturations much less than 100% while others retain strength up to nearly 100%. In addition there are soils that lose their shear strength as the volume decreases at no change in the moisture content.

Use of one of the consolidation tests will give not only a qualitative determination of the possibilities of collapse but also quantitative information to permit estimates to be made of the magnitude of the collapse. Jennings (21) has proposed a double oedometer test (consolidation test). In this two similar

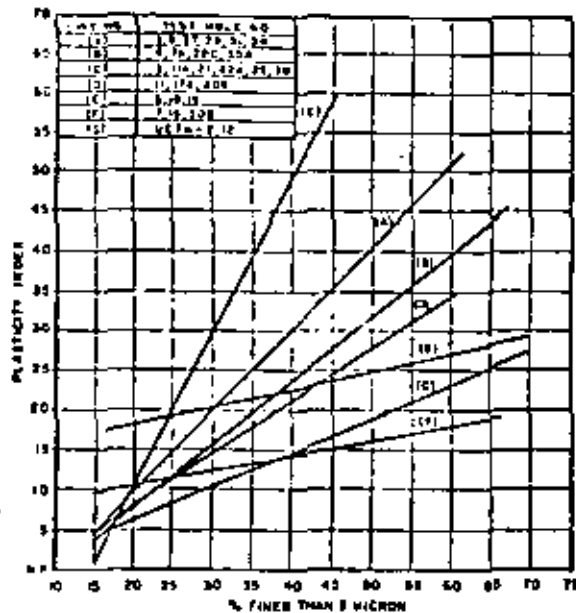


FIG. 11.—CLAY ACTIVITY AS A MEASURE OF POSSIBLE COLLAPSE IN THE SAN JOAQUIN VALLEY

samples are tested; one at field moisture content, and one saturated. This gives the settlement at field moisture and also the additional amount to be expected on saturation. Figs. 12 and 13 (30) show data for two such pairs of tests. The soil for curve A, Fig. 13, was loaded at natural water content to 4 tons per sq ft and then flooded while the soil for curve B was flooded and then loaded to 4 tons per sq ft. Although the assumption that the two curves meet when the soil of curve A is flooded is not fulfilled in all cases, it is close enough for use in most engineering estimates. Fig. 14 is an idealized diagram for the same material as in Fig. 12 showing the effect of adding the water at various loads.

The most accurate test would be one conducted in the field with the actual

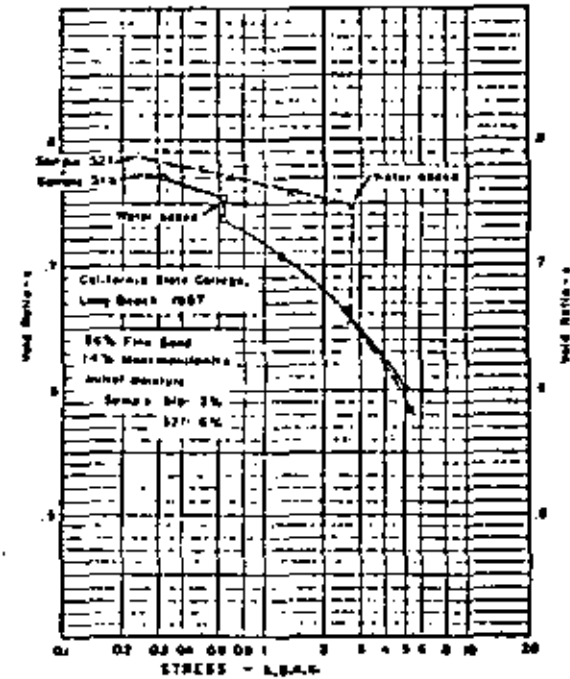
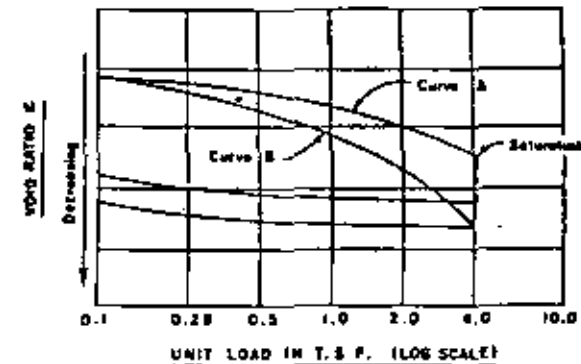


FIG. 12.—DOUBLE CONSOLIDATION TEST SHOWING EFFECT OF LOAD AT TIME OF SATURATION—CLAYEY SAND



Curve A loaded at natural water to 4 tons per square foot and then flooded.
Curve B flooded and then loaded to 4 tons per square foot.

FIG. 13.—DOUBLE CONSOLIDATION TEST SHOWING EFFECT OF LOAD AT TIME OF SATURATION—SNAKE RIVER SILT

load in place. This is expensive, time consuming, and only shows the effect at the area tested.

The sophistication can be continued into submicroscopic study of the materials. The electron microscope (or electron beam scanning) can give an idea as to the structure of the soil. X-ray diffraction can give an indication of the clay minerals present and in what proportions. Chemical analyses can determine the identity of the adsorbed ions and of the ions dissolved in the pore fluid. If we are to find out what is really going on, this is an important effort. However at the present state of knowledge it does not help to answer the vital question, "How much will it settle?" Thus, for most engineering work there is no need to investigate in this detail.

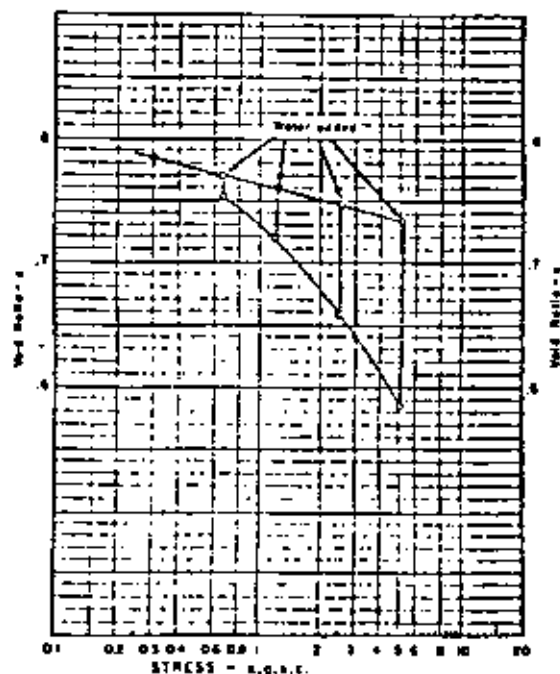


FIG. 14.—SCHEMATIC ILLUSTRATION OF EFFECT OF LOAD AT THE TIME OF SATURATION

Some comparisons have been made of the actual hydrocompaction versus the settlement computed from laboratory data. For one area the rule has been to divide the computed settlement by two to arrive at the probable actual settlement. Some information on comparative data on soils in western Fresno County was given earlier. Kriger (43) states that the actual subsidence is 1-1/2 to 4 times the calculated subsidence. Other comparisons are shown in Table 3.

It may be expected that for each area different correction factors must be applied to the computed subsidence to get a good estimate of probable subsidence. Time factors are also of importance. Not only may there be pro-

longed compression extending for days after the water reaches the affected spot but also in real situations the water may need many months to percolate to the susceptible layer.

The existence of these collapsing soils has not prevented men from working and living in these regions. It has simply made the soils investigations more demanding and required more careful engineering. Many methods of solution have been employed. As time passes we may expect that more areas where

TABLE 3.—DATA ON SUBSIDENCE

Reference (1)	Calculated subsidence (2)	Observed subsidence (3)
Balnev (43)	58 cm 116 cm 54 cm	56 cm 138 cm 50 cm
Krutov (43)	9.3 cm 9.3 cm	16.3 cm 14.5 cm
Knight and Dehler (25)	7 in.	6 in.
Novais-Ferreira and Meireles (21)	7 cm	10 cm

collapsing soils exist will be identified and structures successfully constructed on them.

CONCLUSIONS

The information presented herein indicates that a variety of factors and conditions are present with the collapsing soils. Very specific qualities have been ascribed for specific collapsing soils but frequently these qualities do not apply to other collapsing soils. Although this type of material is present in only a small fraction of the sites where human beings live, its destructive effects are such that care should be taken to prevent an excessive amount of these effects. As the quantity of settlement that will be destructive varies from one facility or use to another, determination of the amount of possible settlement is necessary to prevent the wastefulness of overdesign.

The following general conclusions may be drawn from the information covered briefly herein:

Collapsing soils have been found in soils from all types of sources, in mountainous areas and on the plains and in arid and humid areas. However, within restricted areas the identification of a source and a type of land shape may help in locating other spots of probable collapse.

The major components of collapsing soils are materials of bulky shape such as occurs in silts, sands and gravels. These soils occur with greater frequency in areas of moisture deficiency than in areas with considerable rainfall.

For collapse to occur the soil must start with a structure that is open (large void ratio) for the particular materials and must have a temporary source of strength to hold the soil grains in position against shearing forces. These temporary sources of strength are reduced by addition of water. Although in most cases the soil was under a light load at the time of being formed, the load could have been increased later in nature by the addition of overburden.

The amount of collapse and its rate appear to be affected by the mineralogy of the materials present, the percent of each type of clay mineral, the shape of the bulky grains and their grain size distribution, the moisture content in nature, the void ratio, the pore sizes and shapes, the cementing agents, the adsorbed ions and the type of ions and their concentration in the pore water.

The Atterberg limits are of aid in the identification of these soils as several of the soil properties are combined in the numerical values of the limits. Most of the collapsing soils have liquid limits below 45 and plasticity indices below 25. Usually they are much lower even down to the nonplastic condition.

The predominant source of strength derives from capillary tensions in the pore water which increase the effective stress factor. Many soils also have cohesive effects that contribute to the total strength. Cementing agents (such as gypsum, etc.) may be present but often they are in forms that do not contribute to the temporary strength.

A moisture content in nature that is well below 100% saturation is required but the optimum content for maximum collapse varies among the various soils and may be between 13% and 39%. Some soils gain strength as the moisture content rises initially.

Although the presence of clay is not essential, a small amount contributes to the magnitude of the total collapse with the optimum amount varying with the clay minerals and the size factors of the bulky grains.

Some soils collapse without an additional surcharge other than the added water, and collapse even more if there is an additional surcharge. Other soils require an additional surcharge before there is any collapse.

Simple routine tests can show whether or not the soil is subject to collapse and the more complex tests (such as the consolidation test) will give an indication of the magnitude of the collapse. However as the tests do not completely reproduce field conditions, correction factors based on experience in the area must be applied to the test data in order to arrive at a computed collapse that is close to that which will occur in the field. These factors may not be transferable from one area to another.

As the soils above the water table do not reach 100% saturation, the amount of collapse for the degree of saturation they will attain should be determined.

APPENDIX.—REFERENCES

1. Aitchison, G. D., and Donald, I. B., "Effective Stresses in Unsaturated Soils," *Proceedings, Second Australia—New Zealand Soils Mechanics Conference, 1956*, pp. 192-199.

2. Balaev, L. G., "Prognosis of Slumping Deformation of Loess Soils," *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, translated from Russian by Consultants Bureau, New York, May-June, 1967, No. 3, 195-197.
3. Benak, Joseph Vincent, "Engineering Properties of the Late Pleistocene Loess in the Omaha-Council Bluffs Area," thesis presented to the University of Illinois, at Urbana, Ill., in 1967, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
4. Benites, L. A., "Geotechnical Properties of the Soils affected by Piping near the Benson Area, Cochise County, Arizona," thesis presented to the University of Arizona, at Tucson, Ariz., in 1968, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science.
5. Blight, G. E., "Effective Stress in Unsaturated Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 93, No. SM2, Proc. Paper 5146, March, 1967, pp. 125-141.
6. Brink, A. B. A., and Kintley, H. A., "Collapsible Grain Structure in Residual Granite Soils in Southern Africa," *Proceedings 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1961*, pp. 511-514.
7. Bull, W. B., "Alluvial Fans and Near-Surface Subsidence in Western Fresno County, California," *Geological Survey Professional Paper 437-A*, Washington, 1964, pp. 71.
8. Burland, J. B., "Effective Stress in Partially Saturated Soils," thesis presented to the University of Witwatersrand, in Johannesburg, South Africa, in 1964, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
9. Curtis, W. D., and Toland, G. C., "Foundations on Moisture Sensitive Soils," *Engineering Bulletin No. 75*, Dames and Moore, Los Angeles, July, 1961, pp. 10.
10. Davidson, D. T., and Shooter, J. B., "Cation Exchange Capacity of Loesses and its Relation to Engineering Properties," *Symposium on Exchange Phenomena in Soils*, American Society for Testing and Materials Special Technical Publications No. 142, 1952, pp. 10-28.
11. Gibbs, H. J., "Properties which Divide Loose and Dense Unsaturated Soils," *Earth Lab. Report No. EM-408*, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, Jan. 6, 1961.
12. Gibbs, H. J., and Barz, J. P., "Stability Problems of Collapsing Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 93, No. SM4, Proc. Paper 5331, July, 1967, pp. 577-594.
13. Gibbs, H. J., and Barz, J. P., "Predicting Surface Subsidence from Basic Soil Tests," *Soils Engineering Report No. EA634*, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Rec., Denver, Col., June 25, 1962.
14. Gibbs, H. J., and Holland, W. Y., "Petrographic and Engineering Properties of Loess," *Bureau of Reclamation Engineering Monograph No. 28*, U.S. Dept. of the Interior, Denver, Col., Nov., 1960, pp. 27.
15. Grim, R. E., "Ion Exchange in Relation to Some Properties of Soil-Water Systems," *Symposium on Exchange Phenomena in Soils*, American Society for Testing and Materials Special Technical Publications No. 142, 1952, pp. 3-9.
16. Grim, R. E., *Clay Mineralogy*, McGraw-Hill Book Co., New York, 1953.
17. Holtz, W. G., and Huf, J. W., "Settlement of Soil Foundations Due to Saturation," *Proceedings of 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1961*, Vol. 2, pp. 673-679.
18. Hveem, F. N., and Smith, T. W., "Report of Foundation Investigation of the Westside Freeway, Wheeler Ridge to South of Tracy," *Letter to Mr. L. L. Ford*, Materials and Research Department, Division of Highways, Cal., October 10, 1958, pp. 16, + 42 tables and plates.
19. Hveem, F. N., and Smith, T. W., "Report of Investigation of Shallow Subsidence, Westside Freeway, Wheeler Ridge to South of Tracy," *Letter to Mr. J. C. Womack*, Division of Highways, Sacramento, Cal., Materials and Research Dept., Division of Highways, November 18, 1959, pp. 10, + 13 Figures.
20. Jennings, J. E., "The Theory and Practice of Construction on Partly Saturated Soils as Applied to South African Conditions," *Engineering Effects of Moisture Changes in Soils*, Concluding Proceedings International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, August 30 to September 3, 1965, Texas A & M Press, pp. 345-363.
21. Jennings, J. E., and Knight, K., "The Additional Settlement of Foundations Due to a Collapse of Structures of Sandy Soils on Wetting," *Proceedings 4th International Conference on Soil*

- Mechanics and foundation Engineering, August 27, 1957, Vol. Ja/12, pp. 316-319.
22. Knight, K., "Collapsing of Partially Saturated Soils of South Africa," *Unpublished Thesis*, University of Witwatersrand, Johannesburg, South Africa, 1962.
 23. Knight, K., "The Origin and Occurrence of Collapsing Soils," *Proceedings of the 3rd Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, 1963, pp. 127-130.
 24. Knight, K., and Dehler, G., "The Failure of a Road Constructed on Collapsing Soil," *Proceedings 3rd Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Salisbury, Rhodesian Instn. of Engineers, Vol. 1, 1963, pp. 31-34.
 25. Krinsky, E. L., and Turnbull, W. J., "Loess Deposits of Mississippi," *Geological Society of America, Special GSA Paper No. 94*, New York, 1967, pp. 64.
 26. Larsonov, A. K., "Structural Characteristics of Loess Soils for Evaluating Their Constructional Properties," *Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, 1965, University of Toronto, Press, pp. 64-68.
 27. Litvinov, I. M., "Changes in the Properties of Settled Loessial Soils by Vibration and the Effects of Blasting," *Soil Mechanics and Foundation Engineering 2*, translated from Russian by Consultants Bureau, New York, November-December, 1967, No. 6, pp. 419-421.
 28. Lucas, C. V., et al., "Design and Construction Studies of Shallow Land Subsidence for the California Aqueduct in the San Joaquin Valley," *California Department of Water Resources*, December, 1964, Sacramento, Cal.
 29. Mitchell, J. K., "Fundamental Aspects of Thixotropy in Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 86, No. SM3, Proc. Paper 2122, June, 1960, pp. 19-52.
 30. Moore, H. E., "The Engineering Properties of the Silty Soils, Snake River Canyon, State of Washington," *U.S. Army Engineer District Walla Walla, Corps of Engineers*, July, 1967, pp. 31, 118 Charts.
 31. Novus-Ferreira, H., and Meireles, J. M. F., "On the Drainage of Mucque - A Collapsing Soil," *Fourth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cape Town, South Africa, December, 1967, Division of Soil Mechanics and Foundation Engineering of the South African Institution of Civil Engineers, published by A. S. Butterworths, Cape Town, pp. 151-155.
 32. Olphen, H. van, "Theory of Stability of Hydrophobic Soils," and "Electric Double-Layer Structure and Stability of Clay Suspensions," *An Introduction to Clay Colloid Chemistry*, Interscience Publishers, New York, 1963, pp. 30-44 and 49-100.
 33. Réchati, L., "The Subsidence of Granular Soils Arising from the Combined Effect of Water Absorption and Loading," *Proceedings 4th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, University of Toronto Press, 1965, pp. 101-103.
 34. Rosenqvist, Th., "Physico-Chemical Properties of Soils: Soil-Water Systems," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 85, No. SM2, Proc. Paper 2000, April, 1959, pp. 31-53.
 35. Skvortsov, E. N., "Compaction of Slumping Soils after Flooding under Conditions of Tadzhikistan," *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, translated from Russian, by Consultants Bureau, New York, May-June, 1967, No. 3, pp. 191-194.
 36. Taylor, A. W., "Physico-Chemical Properties of Soils: Ion Exchange Phenomena," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 85, No. SM2, Proc. Paper 1999, April, 1959, pp. 19-30.
 37. Terzaghi, K., and Peck, R. B., "Water Table, Soil Moisture, and Capillary Phenomena," *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 1st ed., John Wiley & Sons, New York, 1948, pp. 117-118 (or 2nd ed., 1967, pp. 135-136).
 38. Vorobkov, L. N., Karpetski, D. A., and Karpenko, V. M., "Thermal Stabilization of Loessial Soils," *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, translated from Russian by Consultants Bureau, New York, July-August, 1967, No. 4, pp. 286-288.
 39. Warkentin, B. P., and Yong, R. N., "Shear Strength of Montmorillonite and Kaolinite Related to Interparticle Forces," *Clays and Clay Minerals, Proceedings of the Ninth National Conference on Clays and Clay Minerals (NAE-NRC)*, Macmillan Co., 1960, Vol. 11 of Earth Sciences, C.R., 1962, pp. 310-318.
 40. Zvolinskii, S. T., Krav, V. F., and Cherepinski, Ya. T., "Study of Slumping Deformations of

- Loess Supporting Soils by Means of Radioactive Isotopes," *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, translated from Russian by Consultants Bureau, New York, January-February, 1967, No. 1, pp. 19-22.
41. "Laboratory Tests on Foundation and Embankment Materials from 30-Million-Gallon Reservoir, United States Naval Ammunition Depot, Hawthorne, Nevada," *Earth Laboratory Report No. EAL-332*, Bureau of Reclamation, Department of the Interior, Denver, Col., January 12, 1953, pp. 13, 8 plates, 2 page letter.
 42. "Foundation Investigation Proposed Bridge Sites 40th and 47th Street East Over California Aqueduct, City of Lancaster," *Engineering Geology Section, Department of the County Engineer, Los Angeles, California*, January, 1967, 6 pages, Drill Logs, Consolidation Tests.
 43. "Shadow Subsidence," Annotated Bibliography of Foreign Literature, Prepared for the Department of the Interior and National Science Foundation, Washington, D.C., by the Israel Program for Scientific Translations, 1963, pp. 46. (Clearing House No. TT63-11180).



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

ING. AGUSTIN DEMENECHI

MAYO, 1983

Agustín Deméneghi Colina

Profesor de Mecánica de Suelos

Facultad de Ingeniería, UNAM

1. Introducción

La cimentación de estructuras sobre suelos de mediana a alta compresibilidad plantea el problema de determinar los hundimientos totales y diferenciales, así como los elementos mecánicos (momento flexionante, fuerza cortante y fuerza normal), tanto en la subestructura como en la superestructura, ocasionados por los hundimientos de la cimentación. Estos valores dependen por un lado de la compresibilidad del subsuelo y por otro de la rigidez de la estructura. Tomando en cuenta que en los análisis estructurales convencionales se considera en general que la estructura está empotrada o articulada en su cimentación, o se supone una presión de contacto uniforme, y que, también en general, el cálculo de hundimientos del terreno se realiza considerando la cimentación cien por ciento flexible o totalmente rígida, lo cual en ambos casos (estructural y de mecánica de suelos) dista bastante de la realidad, se ve clara la necesidad de desarrollar métodos de análisis estructural que tomen en cuenta los efectos de los hundimientos y que, al mismo tiempo, permitan calcular los valores de estos últimos.

Para ilustrar lo anterior, hagamos algunas consideraciones sobre la distribución de asentamientos y de esfuerzos en algunos casos sencillos (Juárez Badillo y Rico 1976, Poras 1980):

Veamos en primer lugar el caso de un área uniformemente cargada y totalmente flexible. Debido a su flexibilidad, las presiones que el área cargada transmite al suelo serán idénticas a la presión uniforme sobre el área. Por otra parte, el asentamiento no será uniforme, sino que ten-

drá un valor máximo al centro del área cargada y menor en la periferia, adoptando una ley similar a la que se muestra en la fig. 1.1 (si es que el medio cargado se supone linealmente elástico).

En la práctica, el asentamiento inmediato debido exclusivamente a cambio de forma (es decir, excluyendo el asentamiento por consolidación) de áreas flexibles con carga uniforme, apoyadas en arcillas saturadas, adopta un perfil similar al mostrado en la parte a de la fig. 1.1.

En cambio, cuando el área flexible se apoya en arenas o gravas, el perfil se parece a los mostrados en la parte b de la fig. 1.1, ya que los materiales gruesos poseen la propiedad de que su rigidez aumenta con el confinamiento, el cual obviamente será máximo en la zona que está bajo el centro del área cargada.

Considérese ahora en cambio que la carga se transmite al suelo a través de una placa infinitamente rígida. En este caso es obvio que, debido a su rigidez, la placa se asentará uniformemente, por lo que la presión de contacto entre placa y medio en general no podrá ser uniforme.

Comparando este caso con el de la fig. 1.1, es fácil ver que en el medio homogéneo y elástico la presión es mínima al centro y máxima en las orillas, puesto que para llegar al asentamiento uniforme se deberá disminuir la tendencia al asentamiento en la parte central (por medio de una disminución de presión) y aumentar dicha tendencia en las orillas (aumentando la presión). Un razonamiento análogo para el caso del medio cuya rigidez aumenta con el confinamiento, conduce a una distribución en la cual la presión es máxima bajo el centro del área cargada y mucho menor bajo la periferia. En la fig. 1.2 se muestran ambas distribuciones.

En la práctica, el caso de la fig. 1.2a se parece a la distribución de presiones que se presenta en una arcilla saturada en condiciones iniciales. A pesar de que teóricamente la presión es infinita en la periferia de la placa y es igual a la mitad de la presión media bajo el centro

de la misma, es evidente que la primera condición no se puede satisfacer, ya que el valor de la presión en la periferia estará limitado a su máximo, que dependerá de la resistencia del material.

En el caso b de la fig. 1.2 está representada aproximadamente la distribución real de presiones bajo una placa rígida colocada sobre arena o grava.

De los ejemplos sencillos anteriores se ve que los diagramas de reacción del terreno y de asentamientos dependen de la rigidez de la placa y de las características de compresibilidad del suelo.

El análisis de estructuras reales da lugar a resultados similares a los que hemos observado en los párrafos anteriores. En la fig. 1.3 se presenta una cimentación semiflexible de tipo cajón, con la geometría y ^{indicadas} cargas en la misma figura, apoyada sobre una serie de estratos de suelo compresible. En la fig. 1.4 aparecen los resultados de un análisis de interacción suelo-estructura tomando en cuenta las rigideces de la estructura y el suelo (Zeevaert 1973), en la cual se observa que la presión de contacto tiende a concentrarse en los extremos de la cimentación. En la parte b se muestra el diagrama de momento flexionante (DMF) para este análisis. Por otra parte, para efectos comparativos, se presenta el DMF considerando una presión de contacto uniforme; en la fig. 1.4b puede verse la gran diferencia entre los momentos flexionantes en uno y en otro caso; en el centro del claro el momento flexionante tomando en cuenta la rigidez de la estructura resulta del orden de la mitad del momento para una reacción uniforme; además, en algunos puntos se presenta inclusive cambio de signo de momentos.

De lo anterior, es obvia la importancia de tomar en cuenta la rigidez de la estructura al hacer el análisis de su cimentación, sobre todo para determinar de una manera más realista los asentamientos diferenciales y los elementos mecánicos sobre la cimentación.

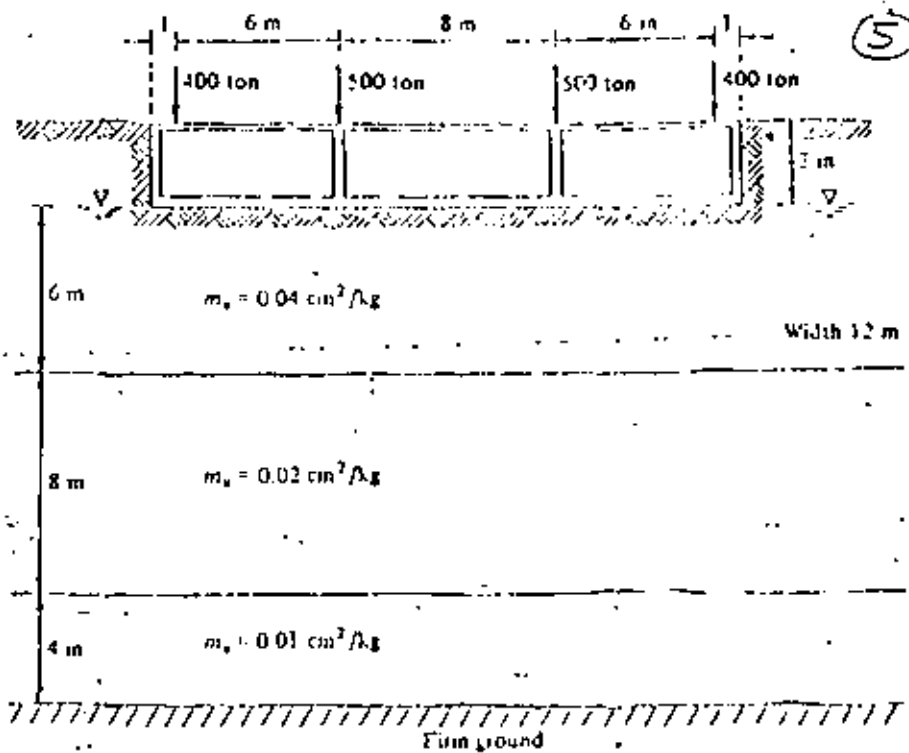


Fig. 1-A.IV Cross section of foundation.

FIG. 1.3

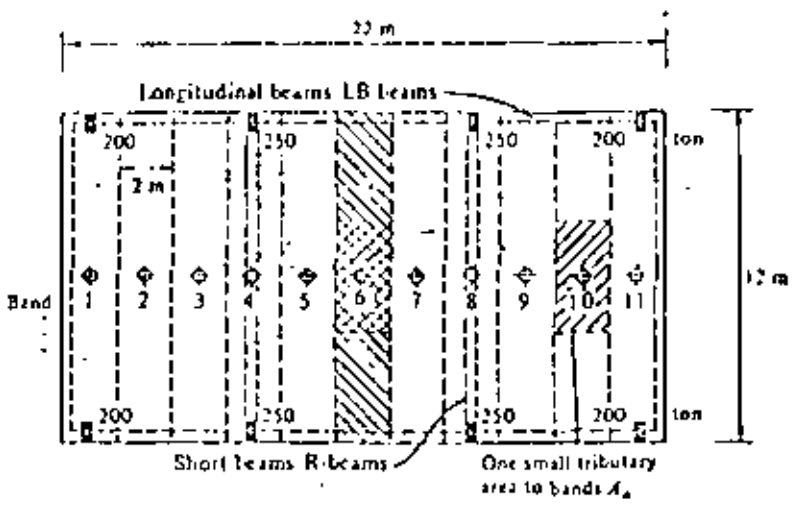
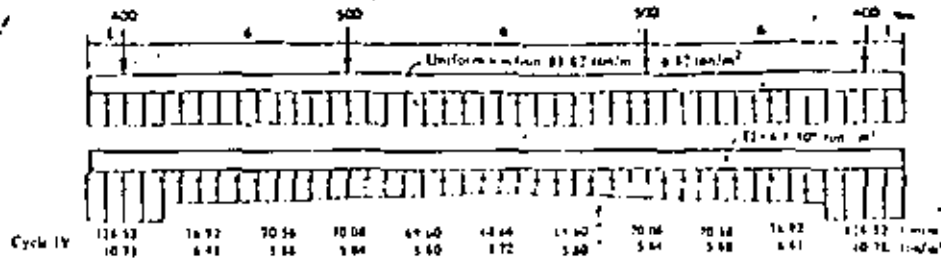


Fig. 2-A.IV Foundation plan.

$$f = \frac{wl^3}{EI} \ll f_{CL}$$

5'



$$f = \frac{81.82 \times 10^3}{6 \times 10^6} = 1.36 \times 10^{-2} = 0.0136 \quad (a)$$

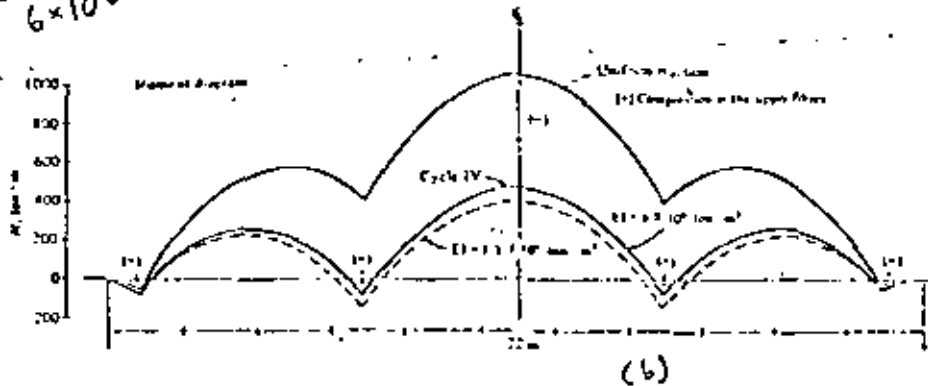


Fig. 5.4-10 Subgrade reactions per unit length and bending moments for total width of foundation.

FIG. 1.4

Therefore, when $f < 0.01$ the differential deflection is increased to about 0.8 cm. The subgrade reactions per unit length and bending moments are given for the total width of the foundation structure. This results in a 50% reduction in bending moments when variable subgrade reactions are considered, which permits significant savings in reinforcing steel for foundation structure design. Notice, in this particular example, that in spite of the reduction achieved in the bending moments, the relative vertical deflections of the foundation structure are very small. From these results one may conclude that the flexural rigidity of the foundation structural system cannot be overlooked for considerations of economy.

EXAMPLE 8.14 RIGID BOX TYPE FOUNDATION

We are required to determine the subgrade reactions at the foundation grade elevation of a rigid compensated box type foundation for a tall building. The relative

Cabe aclarar que no en todas las cimentaciones se presenta el problema de determinar la distribución de la presión de contacto y de los asentamientos. Por ejemplo, en zapatas aisladas de dimensiones usuales en ingeniería, la discrepancia entre la reacción uniforme y la reacción real es pequeña y queda cubierta con los factores de seguridad empleados en la práctica al diseñar la pieza estructural; por lo que respecta a toda la estructura, en suelos muy rígidos los asentamientos totales y diferenciales son muy pequeños y no se requiere tomarlos en cuenta en el análisis estructural. Por lo tanto, en este trabajo se considera sólo el caso de estructuras cimentadas sobre suelos de mediana a alta compresibilidad, en las cuales los asentamientos diferenciales tienen importancia en el comportamiento de las estructuras.

2. Antecedentes

El problema de la interacción suelo-estructura ha ocupado la atención de los investigadores desde hace muchos años, por lo que el tratar de evaluar cuantitativamente la distribución de esfuerzos y asentamientos al considerar la rigidez de la estructura ha sido motivo de numerosos estudios. El profesor Terzaghi fue de los primeros investigadores que trataron de atacar el problema desde un punto de vista práctico; los resultados a los que llegó se comentan a continuación (Terzaghi 1943, Poulos 1960):

Consideremos un sistema en el cual el suelo que soporta a la cimentación se reemplaza por una cama de resortes igualmente espaciados y con un cierto módulo elástico, cada uno de los cuales es independiente del otro, como se muestra en la fig. 2.1. Veamos la manera de determinar este parámetro, el cual denominaremos módulo de reacción del suelo, definido como la relación p/δ , siendo p una carga por unidad de área de una superficie horizontal en una cama de suelo y δ el correspondiente asentamiento de la superficie.

La obtención de los datos necesarios para asignar un valor razonable a este módulo requiere aplicar una presión uniforme sobre la superficie expuesta del suelo, para después medir la deflexión de los diferentes puntos y dividir la presión unitaria entre la deflexión media de los mismos puntos y así poder tomar un promedio de los valores obtenidos; o bien, transmitir una presión total conocida sobre el suelo por medio de un cuerpo rígido (tal como un bloque de concreto), medir el desplazamiento y calcular la relación entre la presión y el desplazamiento (Fig. 2.2).

En ambos casos, los procedimientos involucran un factor arbitrario, ya que se reemplaza un módulo variable por un valor promedio, el módulo de reacción del suelo K_s . Las dimensiones de K_s son

$$K_s = \frac{P}{S} \quad \left[\frac{Kg}{cm^3} \right] \quad (2.1)$$

El valor del módulo de reacción K_s depende no solamente de la naturaleza del suelo, sino también del tamaño y la forma del área que soporta la carga. De aquí que cuando el valor de K_s es seleccionado deberán ser considerados todos los factores mencionados en el párrafo anterior, ya que influyen en su determinación. Además, el valor de K_s no es una constante para un suelo dado y la relación expresada por la ec. 2.1 representa únicamente un modelo que se ajusta al comportamiento real del suelo.

Veamos un caso particular de la aplicación de las ideas de Terzaghi (1943) a una viga de ancho unitario, de longitud L , de peralte H y sujeta a una carga q por unidad de ancho (fig. 2.3), la cual descansa sobre una superficie horizontal de un medio elástico. La viga soporta una carga q' por unidad de ancho, a la mitad de la misma.

El asentamiento estará determinado por la ecuación:

$$\frac{F}{S} = K_s \cdot \delta = \text{cte}$$

Bajo la influencia de la carga, la cimentación se flexionará y adoptará la posición indicada en la fig. 2.3. Sean:

E = módulo de elasticidad de la viga

$I = \frac{BH^3}{12}$ = momento de inercia de la sección a través de la vi

V = fuerza cortante vertical a una distancia x del punto medio de la viga

r = reacción del terreno a una distancia x del punto medio de la viga (presión)

δ = asentamiento de la base de la viga a una distancia x del punto medio de la viga

e = base de los logaritmos naturales

La variación de la fuerza cortante con la distancia x es:

$$-\frac{dV}{dx} = r = \delta K_s \quad (2.2)$$

De acuerdo con la teoría de momentos en vigas, los desplazamientos verticales de la viga, con referencia a su posición original, se determinan por medio de la ecuación:

$$-\frac{dV}{dx} = \delta K_s = -EI \frac{d^4 \delta}{dx^4} \quad (2.3)$$

cuya solución es:

$$\delta = C_1 \cosh \alpha \cos \alpha + C_2 \sinh \alpha \sen \alpha + C_3 \cosh \alpha \sen \alpha + C_4 \sinh \alpha \cos \alpha \quad (2.4 a)$$

donde:

$$\alpha = x \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4EI}} \quad (2.4 b)$$

el cual es un número adimensional y C_1 a C_4 son constantes de integración.

El momento flexionante correspondiente por unidad de ancho es:

$$M = \frac{EI}{B} \frac{d^2 \delta}{dx^2}$$

Las constantes de integración C_1 a C_4 deben ser determinadas de modo tal que la continuidad y las condiciones de frontera se satisfagan. Estas condiciones son las siguientes: a la mitad de la longitud de la viga, $x=0$, la tangente a la línea elástica es horizontal y la fuerza cortante por unidad de ancho es $q'/2$. En los dos extremos de la viga se observa que el momento flexionante y la fuerza cortante son iguales a cero, $x=L/2$.

Al combinar la ec. 2.43 con estas condiciones, se obtiene la expresión para calcular la reacción del terreno a una distancia x del punto medio de la longitud de la viga.

$$r = \delta K_s = \frac{q' L}{2L} \frac{1}{\sinh \alpha_1 + \sin \alpha_1} \left\{ \begin{aligned} & \sin \alpha \sinh(\alpha_1 - \alpha) \\ & - \sinh \alpha \sin(\alpha_1 - \alpha) + 2 \left[\cosh \alpha \cos \frac{\alpha_1}{2} \cos \left(\frac{\alpha_1}{2} - \alpha \right) \right. \\ & \left. + \cos \alpha \cosh \frac{\alpha_1}{2} \cosh \left(\frac{\alpha_1}{2} - \alpha \right) \right] \end{aligned} \right\}$$

y el momento flexionante M a la misma distancia por unidad de ancho:

$$M = \frac{q' L}{4 \alpha_1} \left(\cosh \alpha \cos \alpha + \sinh \alpha \sin \alpha - \sinh \alpha \cos \alpha - \cosh \alpha \sin \alpha - D \cosh \alpha \cos \alpha + A \sinh \alpha \sin \alpha \right)$$

donde:

$$\alpha = x \sqrt{\frac{K_s B}{4EI}} \quad ; \quad \alpha_1 = L \sqrt{\frac{K_s B}{4EI}}$$

$$A = \frac{2 + \cos \Omega_1 - \operatorname{sen} \Omega_1 + e^{-\Omega_1}}{\operatorname{senh} \Omega_1 + \operatorname{sen} \Omega_1} ; \quad D = \frac{\cos \Omega_1 + \operatorname{sen} \Omega_1 - e^{-\Omega_1}}{\operatorname{senh} \Omega_1 + \operatorname{sen} \Omega_1}$$

Como la reacción del terreno r y el momento flexionante M son máximas bajo la carga a $x = 0$ y $\Omega = 0$:

$$r_{\max} = S_{\max} K_s = q' \frac{\Omega_1}{2L} (1 + A)$$

$$M_{\max} = \frac{q' L}{4 \Omega_1} (1 - D)$$

Para vigas totalmente rígidas sus valores correspondientes son:

$$r'_{\max} = \frac{q'}{L} ; \quad M'_{\max} = \frac{q' L}{8}$$

En los dos extremos de la viga elástica la reacción del terreno es igual a:

$$r_1 = S_1 K_s = \frac{2}{L} q' \Omega_1 \frac{\cosh \Omega_1/2 \cos \Omega_1/2}{\operatorname{senh} \Omega_1 + \operatorname{sen} \Omega_1}$$

La principal dificultad que se opone a la aplicación práctica de las soluciones anteriores es la estimación del valor del módulo de reacción del terreno K_s , el cual depende de muchos factores que no pueden ser determinados directamente en el laboratorio ni por pruebas de campo. Sin embargo, en el caso aquí presentado la influencia que pudiera tener un error importante al estimar el módulo de reacción en los resultados de los cálculos es relativamente pequeña, debido a que la ec. 2.7, la cual

determina los momentos flexionantes contiene la raíz cuarta de este coeficiente.

Los párrafos anteriores contienen algunos de los resultados a los que llegó Terraghi (1943) en sus estudios sobre interacción suelo-estructura.

Recientemente se han registrado grandes avances debidos al Dr. Leonardo Zeevaert, quien propone métodos como el que se describe a continuación (Zeevaert 1973, Pozas 1980):

Considérese una planta de cimentación, que se idealiza en un sistema de vigas cortas en un sentido y vigas longitudinales en el otro. Las vigas cortas tienen una rigidez mayor con relación a la compresibilidad del suelo que las vigas longitudinales. Se requiere que las vigas cortas tomen las reacciones y las cargas de las columnas, para lo cual se considera a las vigas longitudinales como un sistema estáticamente determinado, es decir, se trabaja con áreas tributarias. Si los asentamientos diferenciales con esta hipótesis se cumplen, las vigas longitudinales no requieren de ninguna rigidez especial, excepto la necesaria para transmitir el contacto de presión entre la losa de cimentación y la reacción de las vigas. Las vigas longitudinales, sin embargo, pueden ser diseñadas con la rigidez necesaria para reducir los asentamientos diferenciales a valores permisibles o menores. En este caso, las vigas longitudinales, además de transmitir reacciones, son usadas para distribuir cargas desbalanceadas en las vigas cortas, requeridas para obtener continuidad en las reacciones del terreno. Por lo tanto, las vigas longitudinales pueden ser llamadas vigas para balancear cargas, para distinguirlas de las vigas de reacción.

La superficie cargada se divide en bandas con área A_n en la dirección en la cual se encuentran las vigas cortas. El siguiente paso es determinar el asentamiento medio δ_{an} de cada banda del área A_n .

$$S'_{an} = \frac{\sum S_n a_n}{A_n}$$

Los valores S'_{an} se consideran la primera aproximación para el desplazamiento vertical promedio de cada banda, correspondiendo a la primera suposición de una reacción del terreno q'_{an} . Una vez que los valores S'_{an} son conocidos, la primera aproximación del módulo de reacción puede ser calculada para cada banda:

$$K'_s = \frac{q'_{an} A_n}{S'_{an}}$$

Usando los valores de K'_s y los de las columnas cargadas, para las bandas correspondientes, calculamos los desplazamientos verticales, considerando la rigidez de la estructura de cimentación en la dirección longitudinal, como si se tratara de una viga o una cimentación elástica; así, introducimos en el cálculo la rigidez de la viga dada por EI . El resultado de esta primera aproximación da los cortantes y momentos flexionantes en la estructura de cimentación y los desplazamientos verticales promedio, S''_{an} , con los cuales se pueden obtener los valores correspondientes corregidos de la reacción del terreno:

$$q''_{an} = \frac{S''_{an} K'_s}{A_n}$$

Este paso en el cálculo puede ser llevado a cabo por métodos usuales de ingeniería estructural, es decir, ya sea por métodos numéricos o a través del establecimiento de la matriz correspondiente para obtener las reacciones desconocidas de cada banda.

Con el mejoramiento del promedio de las reacciones del terreno unitarias q'_{an} de cada banda tributaria, se efectúa un segundo análisis de asentamientos. Los parámetros de compresibilidad deben ser corregidos para

el mejoramiento de los niveles de esfuerzo inducidos en el subsuelo.

El cálculo de asentamientos llevado a cabo dará un mejoramiento de los desplazamientos verticales promedio del subsuelo, bajo las bandas transversales, a éstos los llamaremos \sum_{an}''' y a partir de ellos se calcula el módulo de cimentación para las bandas tributarias, por medio de la siguiente expresión:

$$K_{\frac{1}{2}}'' = \frac{q_{an}'' A_n}{\sum_{an}'''}$$

Usando el valor de $K_{\frac{1}{2}}''$ mejorado, llevaremos a cabo un segundo ciclo de cálculos para determinar cortantes, momentos flexionantes, deflexiones y reacciones del subsuelo, como previamente se describió. El procedimiento se repite hasta que el cambio en momentos flexionantes y fuerzas cortantes se considere despreciable para fines prácticos. Hasta aquí hemos descrito en forma general el procedimiento propuesto por Zeevaert (1973).

Por lo que hemos visto en los párrafos anteriores, la resolución del problema de la interacción suelo-estructura presenta dificultades para su aplicación en la práctica. Los resultados de Terzaghi sirven únicamente para una viga semirrígida cargada en su centro y apoyada sobre un medio elástico; sin embargo, la mayoría de los edificios distan bastante de cumplir con este caso tan particular. Por otra parte, el método de Zeevaert (1973) es de un alcance mucho mayor, pero hay necesidad de hacer iteraciones, tanto para el análisis estructural como para el cálculo de hundimientos, lo cual requiere de un gran número de operaciones, las cuales en la práctica se tienen que hacer con una computadora electrónica.

Es interesante hacer notar que en una de sus últimas publicaciones, el Dr. Zeevaert (1980) propone un nuevo procedimiento, en el cual no se necesita realizar iteraciones para resolver el problema.

En el siguiente capítulo se presenta un procedimiento para analizar en forma conjunta la estructura y el suelo, que tiene la ventaja de que es relativamente sencillo de utilizar y que no se necesitan iteraciones para efectuarlo.

3. Análisis conjunto de la estructura y el suelo

En este inciso se presenta un procedimiento para analizar en forma conjunta la estructura y el suelo. La descripción general del método se hace a continuación (Doméneghi 1979):

Consideremos una estructura reticular apoyada sobre un suelo de mediana a alta compresibilidad (fig. 3.1), en la que la cimentación puede ser resuelta a base de zapatas corridas o mediante una losa con contratrabes de concreto armado. Queremos determinar los hundimientos totales y diferenciales, así como los elementos mecánicos en la cimentación y en la superestructura.

En vista de que desconocemos el diagrama de reacción del terreno, sustituycmos la carga distribuida del suelo sobre la cimentación (presión de contacto) por cargas repartidas bajo las columnas y bajo los puntos medios de las contratrabes, tal como se muestra en la fig. 3.1.

Para realizar el análisis conjunto de la estructura y el suelo conviene emplear el método de rigideces para el análisis de la estructura. Como es bien conocido, al utilizar este procedimiento se obtiene la matriz de rigideces y se conoce el vector de cargas, pero se desconoce el vector de desplazamientos (al hablar de desplazamientos nos referimos a los desplazamientos angulares o giros θ_{iX} de cada uno de los nudos de la estructura y a los desplazamientos verticales δ_i y δ_{iX}). Sin embargo, tal como se puede apreciar en la fig. 3.1, en nuestro caso tampoco conocemos el vector de cargas completo, pues las reacciones del terreno r_{iX} ~~son~~ también incógnitas. No obstante, al realizar el análisis de hundimientos del terreno podremos obtener los desplazamientos del suelo δ_i ~~en~~ ^(expresados en las coordenadas de la estructura) en función de las reacciones r_{iX} . Sustituyendo estas ecuaciones en las expresiones derivadas de la aplicación inicial del método de rigideces, nos queda un sistema de ecuaciones en el que las incógnitas son únicamente los giros en los nudos θ_{iX} y las reacciones del te-

como r_1 y θ_1 . Resolviendo este sistema determinamos los giros en los nudos y las reacciones del suelo. Como tenemos además los desplazamientos verticales en función de las reacciones, también podremos calcularlos.

Conocidos giros y desplazamientos es fácil a partir de ellos obtener los momentos flexionantes, las fuerzas cortantes y las fuerzas normales en toda la estructura.

Es interesante notar que con este procedimiento para nada se emplea el concepto de módulo de reacción del suelo K_B , con lo cual se evitan las iteraciones.

Vemos entonces que para resolver el problema se requiere atacarlo en tres etapas: efectuar un análisis estructural, realizar un análisis de asentamientos del suelo y finalmente establecer la compatibilidad de desplazamientos entre estructura y suelo. *En las etapas de análisis de asentamientos y de compatibilidad de desplazamientos se debe tener presente que solo se trata de una de estas etapas.*

3.1 Análisis estructural

La determinación de la matriz de rigideces de la estructura se puede llevar a cabo empleando alguno de los varios métodos que se conocen actualmente en ingeniería estructural. En términos generales, conviene que sea un método que sea susceptible de ser programado posteriormente en una computadora electrónica. En este trabajo utilizaremos el procedimiento tratado por Caufait et al. (1970).

El planteamiento general consiste en hallar la matriz de rigideces de cada barra de la estructura, para posteriormente determinar la matriz de rigideces de toda la estructura mediante la suma de las matrices de cada una de las barras. Veremos a continuación el caso de una barra con apoyos continuos y el caso de una barra con un apoyo continuo y otro articulado.

3.1.1 Barra con apoyos continuos

La matriz de rigideces de una barra j con apoyos continuos (fig. 3.2) está dada por:

$$K_j = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} \\ -\frac{6EI}{L^2} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{12EI}{L^3} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{12EI}{L^3} \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ S_r \\ S_s \end{matrix} \quad (3.1)$$

- siendo:
- L = longitud de la barra j
 - E = módulo de elasticidad del material que forma la barra j
 - I = momento de inercia de la barra j
 - θ_p = giro en el nudo p
 - θ_q = giro en el nudo q

δ_r = desplazamiento en el nudo r δ_s = desplazamiento en el nudo s

Los giros se consideran positivos si van en sentido contrario a las manecillas del reloj y los desplazamientos son positivos si son hacia abajo. El sentido de los momentos flexionantes de barra sobre nudo es positivo si va en sentido de las manecillas del reloj y el sentido de las fuerzas cortantes de barra sobre nudo es positivo si el cortante va hacia ^{abajo} la izquierda.

Los momentos y cortantes de empotramiento, de barra sobre nudo, para diferentes condiciones de carga son los siguientes:

Para una carga uniforme w_j (fig. 3.3):

$$M_p^e = -\frac{w_j L_j^2}{12} \quad (3.2) \quad M_q^e = -\frac{w_j L_j^2}{12} \quad (3.3)$$

$$V_r^e = \frac{-w_j L_j}{2} \quad (3.4) \quad V_s^e = \frac{-w_j L_j}{2} \quad (3.5)$$

Para las cargas repartidas de la cimentación (fig. 3.4):

$$M_p^e = -\frac{67}{3072} L_j^2 r_r - \frac{11}{142} L_j^2 r_{r+1} - \frac{13}{3072} L_j^2 r_s \quad (3.6)$$

$$M_q^e = \frac{13}{3072} L_j^2 r_r + \frac{11}{142} L_j^2 r_{r+1} + \frac{67}{3072} L_j^2 r_s \quad (3.7)$$

$$V_r^e = \frac{121}{512} L_j r_r + \frac{1}{4} L_j r_{r+1} + \frac{7}{512} L_j r_s \quad (3.8)$$

$$V_s^e = \frac{7}{512} L_j r_r + \frac{1}{4} L_j r_{r+1} + \frac{121}{512} L_j r_s \quad (3.9)$$

3.1.2 Barra con un apoyo continuo y otro articulado

La matriz de rigideces de una barra j con un apoyo continuo a la iz-

quiada y otro articulado a la derecha (fig. 3.5) vale:

$$K_j = \begin{matrix} \theta_p & \delta_r & \delta_s \\ \left[\begin{array}{ccc} \frac{3EI}{L} & -\frac{3EI}{L^2} & \frac{3EI}{L^2} \\ -\frac{3EI}{L^2} & \frac{3EI}{L^3} & -\frac{3EI}{L^3} \\ \frac{3EI}{L^2} & -\frac{3EI}{L^3} & \frac{3EI}{L^3} \end{array} \right] \begin{matrix} \theta_p \\ \delta_r \\ \delta_s \end{matrix} \end{matrix} \quad (3.10)$$

Los momentos y cortantes de espalmiento, de barra sobre nudo, para diferentes condiciones de carga, se presentan a continuación:

Para una carga uniforme w_j (fig. 3.6):

$$M_p^o = \frac{w_j L_j^2}{8} \quad (3.11)$$

$$V_r^o = \frac{-5 w_j L_j}{8} \quad (3.12)$$

$$V_s^o = \frac{-3 w_j L_j}{8} \quad (3.13)$$

Para las cargas repartidas de la cimentación (fig. 3.7):

$$M_p^o = -\frac{49}{2048} L_j^2 r_r - \frac{11}{128} L_j^2 r_{rt} - \frac{31}{2048} L_j^2 r_s \quad (3.14)$$

$$V_r^o = +\frac{399}{2048} L_j r_r + \frac{21}{128} L_j r_{rt} + \frac{33}{2048} L_j r_s \quad (3.15)$$

$$V_s^o = +\frac{113}{2048} L_j r_r + \frac{43}{128} L_j r_{rt} + \frac{479}{2048} L_j r_s \quad (3.16)$$

3.1.3 Desplazamiento vertical en la cimentación, a la mitad del entre-eje.

La obtención del desplazamiento vertical S_{r+1} en la cimentación, a la mitad del entre-eje j (fig. 3.8), empleando los teoremas de la viga conjugada, conduce a la siguiente expresión:

$$\frac{EI}{L} \theta_p - \frac{EI}{L} \theta_4 - 8 \frac{EI}{L^2} S_r + 16 \frac{EI}{L^2} S_{r+1} - 8 \frac{EI}{L^2} S_s + \frac{1}{256} L^2 r_r + \frac{13}{384} L^2 r_{r+1} + \frac{1}{256} L^2 r_s = \frac{1}{24} w_j L^2 \quad (3.17)$$

3.1.4 Matriz de rigideces de toda la estructura

La matriz de rigideces de toda la estructura, como lo mencionamos antes, es la suma de las matrices de cada una de las barras.

Aplicando el método de rigideces, primeramente se restringe la estructura de giros y desplazamientos lineales (desplazamientos). Esto ocasiona momentos flexionantes y fuerzas cortantes de empotramiento. Luego se permiten los giros y desplazamientos de los nudos, lo que provoca momentos y cortantes adicionales. La suma de los momentos de empotramiento y los momentos debidos a giros en los nudos debe ser cero en cada uno de los nudos, para que cada uno de éstos esté en equilibrio. Además, la suma de cortantes de empotramiento y de cortantes debidos a desplazamientos lineales de los nudos deber ser nula en cada uno de los ejes de barras (columnas y traveses), para que cada uno de los ejes de barras esté en equilibrio. Estableciendo las condiciones anteriores y utilizando la ec.3.17, se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\left. \begin{aligned} K_{11} S_1 + K_{12} S_2 + \dots + K_{1j} \theta_j + K_{1k} \theta_k + \dots + A_{11} r_1 + A_{12} r_2 + \dots &= B_{11} w_1 + B_{12} w_2 + \dots \\ K_{21} S_1 + K_{22} S_2 + \dots + K_{2j} \theta_j + K_{2k} \theta_k + \dots + A_{21} r_1 + A_{22} r_2 + \dots &= B_{21} w_1 + B_{22} w_2 + \dots \\ \vdots & \vdots \\ K_{i1} S_1 + K_{i2} S_2 + \dots + K_{ij} \theta_j + K_{ik} \theta_k + \dots + A_{i1} r_1 + A_{i2} r_2 + \dots &= B_{i1} w_1 + B_{i2} w_2 + \dots \\ \vdots & \vdots \end{aligned} \right\} (3.)$$

La eq. 3.17 es válida para una barra con apoyos continuos.

Para una barra en la cimentación, en un apoyo continuo a la izquierda y otro apoyo articulado a la derecha (fig. 3.8 bis) se puede emplear la siguiente expresión:

$$-\frac{3EI}{L} \theta_p + 11 \frac{ET}{L^2} S_r - 16 \frac{ET}{L^2} S_{cm} + 5 \frac{ET}{L^2} S_s = \frac{37}{6144} w_p L^2$$

$$\rightarrow \frac{3}{6144} w_p L^2 - \frac{91}{6144} w_p L^2 = -\frac{1}{12} w_p L^2$$

$$\therefore \frac{3EI}{L} \theta_p - 11 \frac{ET}{L^2} S_r + 16 \frac{ET}{L^2} S_{cm} - 5 \frac{ET}{L^2} S_s = \frac{37}{6144} w_p L^2$$

$$+ \frac{37}{6144} w_p L^2 + \frac{1}{16} w_p L^2 = \frac{91}{6144} w_p L^2 = \frac{1}{12} w_p L^2$$

(3.17 bis)

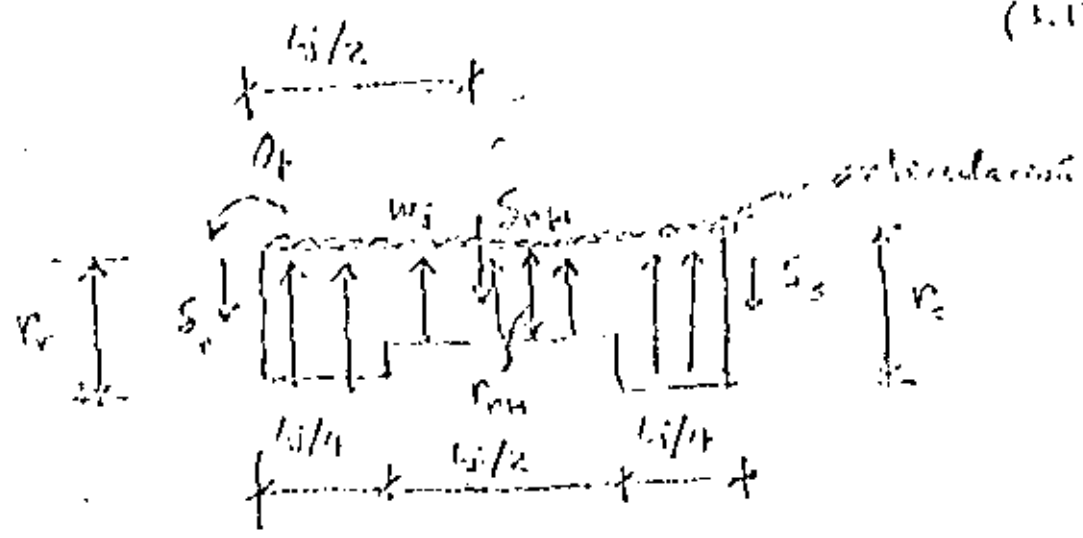


FIG. 3.8 bis Desplazamiento S_{cm} a la mitad del entre-eje l , en la cimentación. Barra con un apoyo continuo (izq. cont.) y otro articulado (derecha).

en donde: K_{ij} = coeficiente de la matriz de rigideces de toda la estructura
 A_{ij} = coeficiente que corresponde a la reacción r_j en la ec. i
 B_{ij} = coeficiente que corresponde a la carga w_j en la ec. i

En el sistema de ecuaciones 3.18 tenemos tres tipos de incógnitas: los desplazamientos δ_i , los giros θ_i y las reacciones r_i . Lo que procede a continuación es obtener los desplazamientos del suelo δ_i en función de las reacciones r_i , mediante un análisis de hundimientos del terreno, lo cual se realiza en el inciso siguiente.

3.2 Análisis de asentamientos del terreno

Obtenemos ahora los desplazamientos verticales δ_i en función de las reacciones del terreno r_i , dejando las r_i como incógnitas, para la estratigrafía y propiedades del subsuelo de la fig. 3.9.

El asentamiento del estrato j bajo el tramo i , es decir, el asentamiento del cuadro ij , debido a una carga r_k colocada en k valdrá:

$$\alpha_{ijk} = M_{vij} H_j (\Delta\sigma)_{ijk}$$

en donde:

α_{ijk} = asentamiento del cuadro ij , debido a una reacción ubicada en k (r_k)

M_{vij} = módulo de deformación del cuadro ij

H_j = espesor del estrato j

$(\Delta\sigma)_{ijk}$ = incremento del esfuerzo normal vertical en el cuadro ij , ocasionado por una presión r_k / b_k en el contacto entre suelo y cimentación.

b_k = ancho de la cimentación, correspondiente a la reacción r_k

Pero:
$$(\Delta\sigma)_{ijk} = I_{ijk} \frac{r_k}{b_k}$$

siendo: I_{ijk} = valor de influencia en el cuadro ij , debido a una presión unitaria colocada en k .

El valor de I_{ijk} se pueda determinar calculando el esfuerzo normal vertical producido por una presión unitaria en k , sobre el cuadro ij (Zeevaert 1973).

El asentamiento en el cuadro ij debido a todas las cargas r_k y a la carga q (fig. 3.9), valdrá:

$$S_{ij} = M_{vij} H_j \left(q_{ij} + \sum_{k=1}^m I_{ijk} \frac{r_k}{b_k} \right)$$

en la cual m = número total de reacciones aplicadas en la superficie
 $= 2n - 1$

q_{ij} = esfuerzo normal vertical debido a la presión q aplicada en la periferia de la estructura (fig. 3.9).

El asentamiento bajo el punto i será:

$$S_i = \sum_{j=1}^p S_{ij}$$

Por lo tanto

$$S_i = \sum_{j=1}^p M_{vij} H_j q_{ij} + \sum_{j=1}^p M_{vij} H_j \left(\sum_{k=1}^m I_{ijk} \frac{r_k}{b_k} \right) \quad (3.16)$$

en donde p = número de estratos del subsuelo

En esta ecuación los desplazamientos verticales del suelo quedan en función de las reacciones r_i .

Es importante en este momento hacer una aclaración: los valores del módulo de deformación del suelo M_{vij} dependen del esfuerzo de confinamiento, el cual no se conoce a priori. Por esta razón, los M_{vij} deben determinarse para un nivel de esfuerzos lo más cercano posible a la realidad (Zeevaert 1973), dependiendo este nivel de la experiencia del ingeniero que realiza el análisis. Si, posteriormente, se ve que el nivel de presiones considerado en el primer análisis está muy alejado de la magnitud de los esfuerzos obtenidos después de resolver todo el problema, es probable que haya necesidad de volver a calcular los hundimientos del suelo con los valores corregidos del módulo al tomar un nuevo nivel de esfuerzos.

Con la aclaración anterior, empleando la ec. 3.16 los valores de S_i son una función lineal de las reacciones r_i .

3.3 Compatibilidad de desplazamientos

Una vez realizado el análisis de la estructura y el de hundimientos del terreno, se establece la condición de compatibilidad de desplazamientos entre ellos, de la siguiente manera: los asentamientos del suelo determinados por medio de la ec. 3.19 se sustituyen en el sistema de ecuaciones 3.18 de la matriz de rigideces de la estructura. De esta manera, desaparecen como incógnitas los desplazamientos y quedan únicamente como incógnitas los giros en los nudos θ_i y las reacciones r_i del terreno. Es fácil ver que el número de ecuaciones es igual al número de incógnitas, con lo que se puede resolver este sistema de ecuaciones y despejar los giros y las reacciones. Utilizando la ec. 3.19, ya conocidas las r_i , se pueden determinar también los hundimientos del terreno.

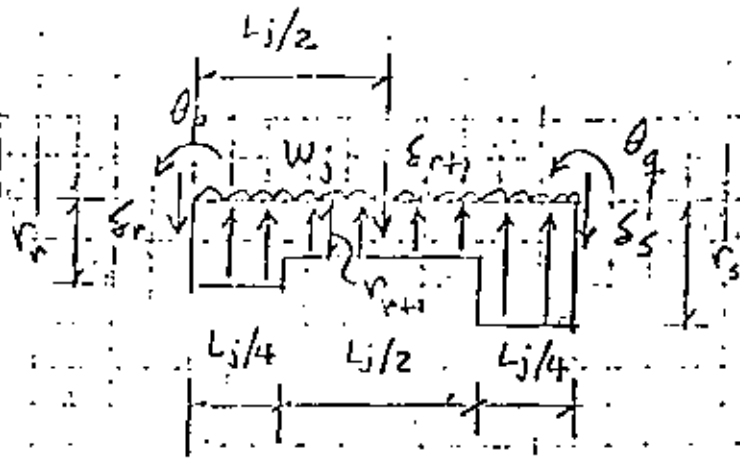


FIG. 3.8 Desplazamiento δ_{r+1} a la mitad del entre-eje j , en la cimentación. Barra con apoyos continuos.

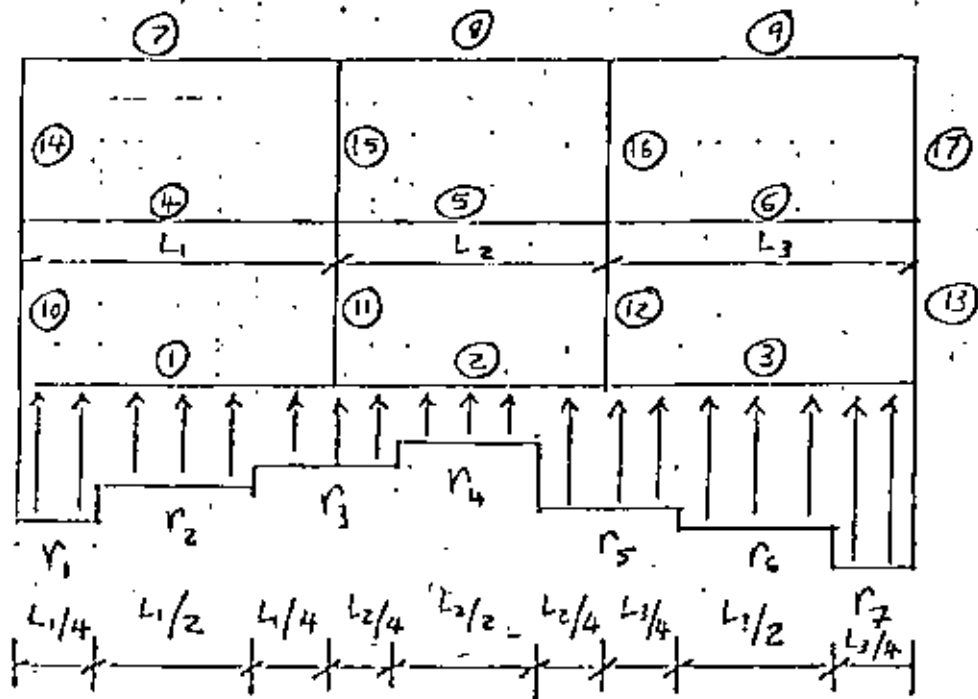
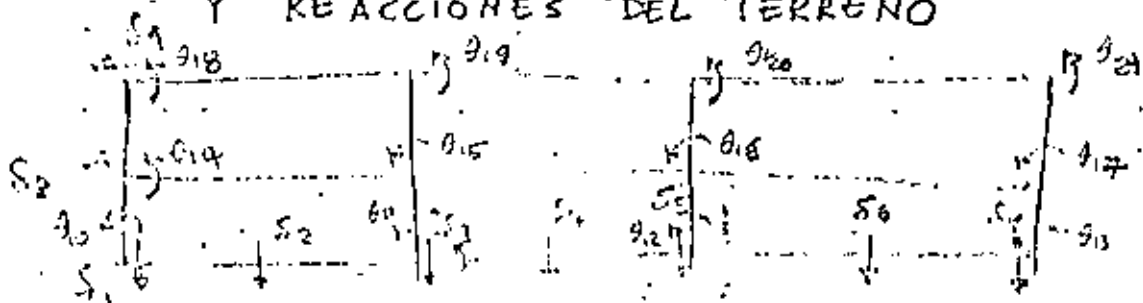


FIG. 3.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

Y REACCIONES DEL TERRENO



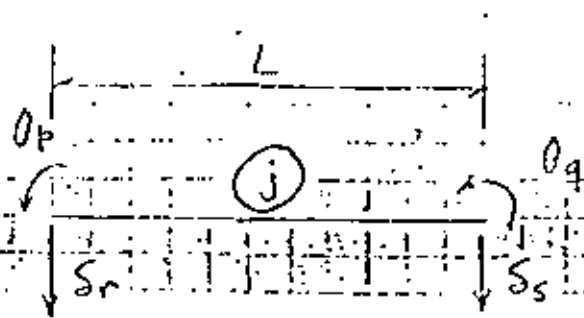


FIG. 3.2 Notación en una barra con apoyos continuos

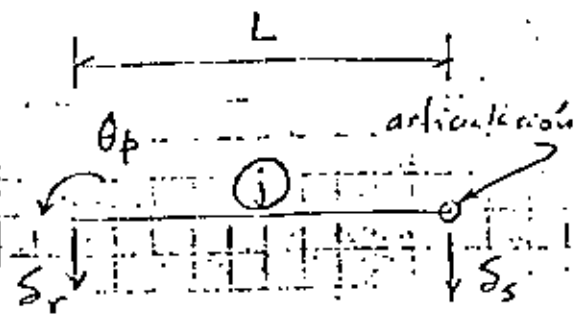


FIG. 3.5 Notación en una barra con un apoyo continuo (izquierda) y un apoyo articulado (derecha)

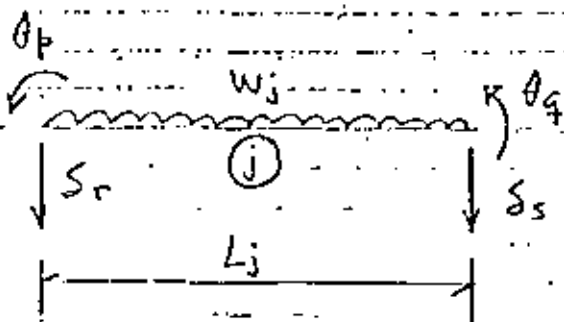


FIG. 3.3 Barra con carga uniforme w_j . Apoyos continuos

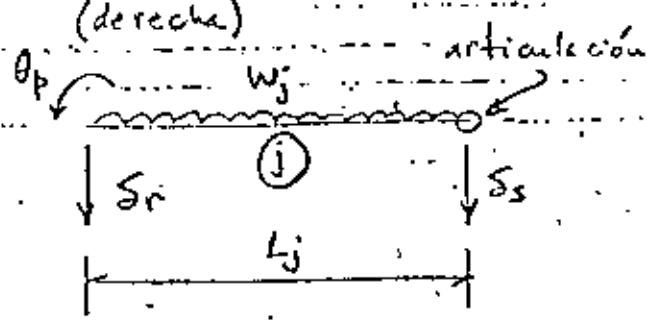


FIG. 3.6 Barra con carga uniforme w_j . Apoyo continuo a la izquierda y apoyo articulado a la derecha

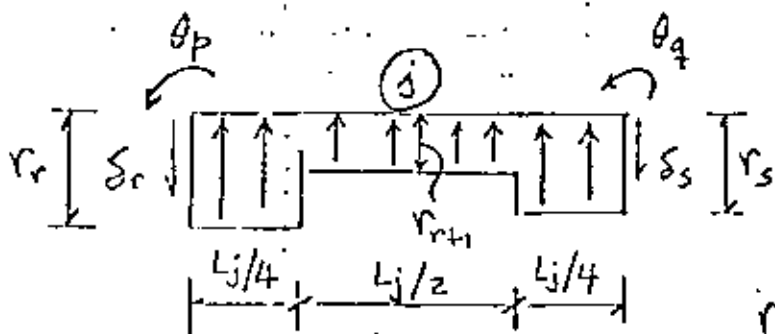


FIG. 3.4 Barra con cargas repartidas en la cimentación. Apoyos continuos.

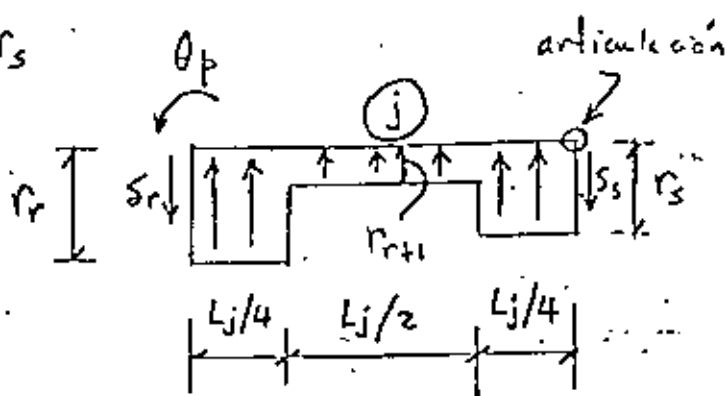


FIG. 3.7 Barra con cargas repartidas en la cimentación. Apoyo continuo a la izquierda y apoyo articulado a la derecha.

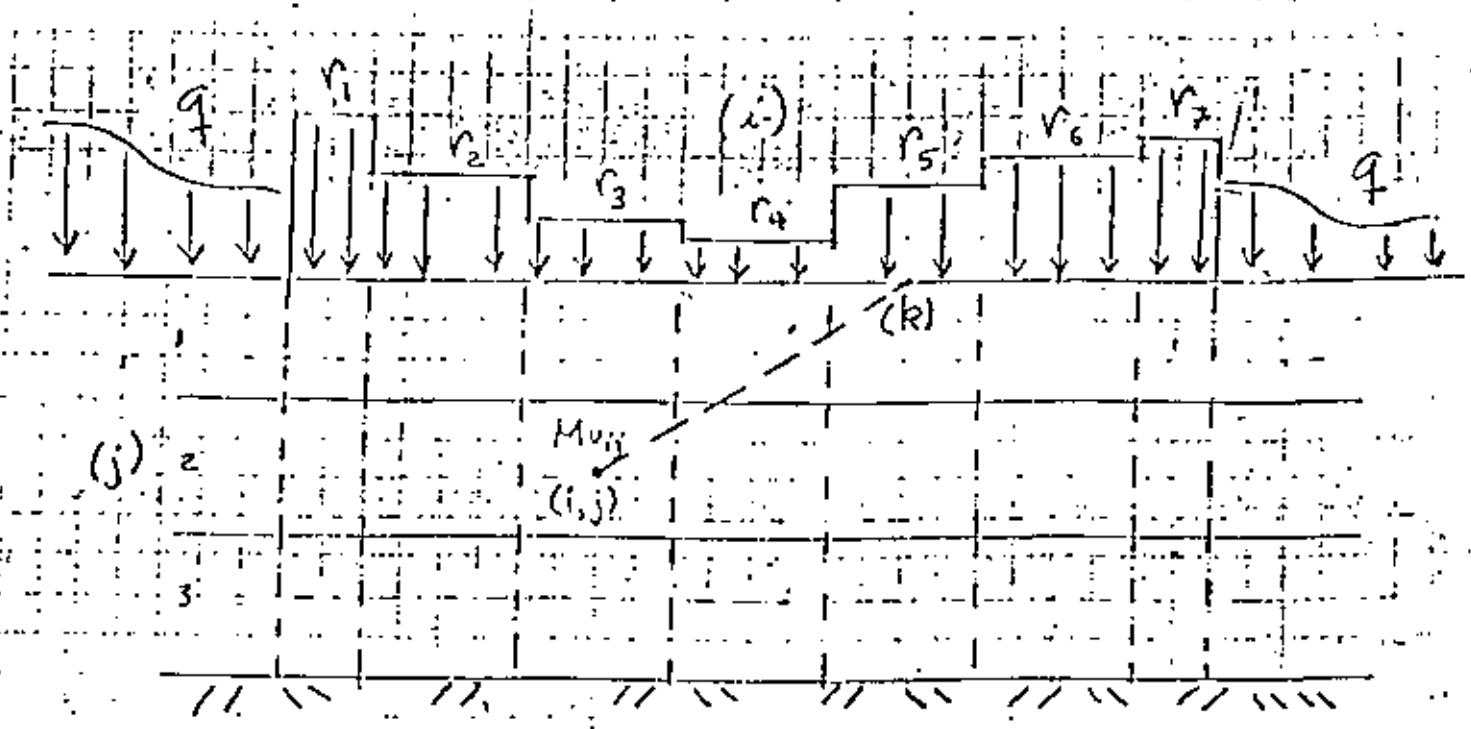


FIG. 3.9 Determinación de los asentamientos del suelo

3.5 Ejemplo

Con el objeto de ilustrar el procedimiento descrito en los incisos 3.1 a 3.4, se presenta un ejemplo sencillo de aplicación.

Se pide determinar los diagramas de reacción y momentos del terreno, para la estructura, estratigrafía y propiedades que se indican en la fig. 3.10.

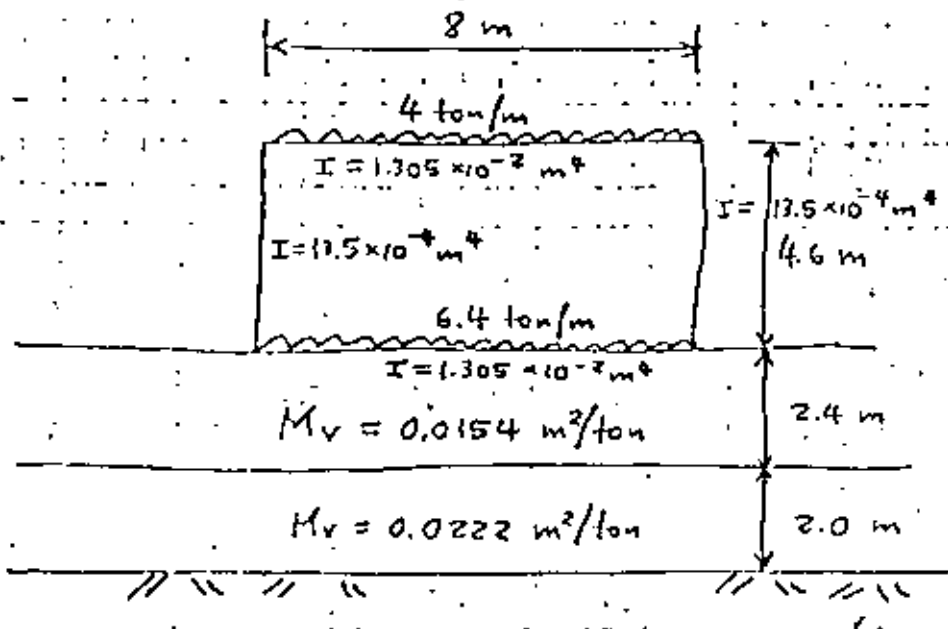


Fig. 3.10 Estructura, estratigrafía y propiedades. (Ejemplo).

Se trata de una estructura tipo cuilto.

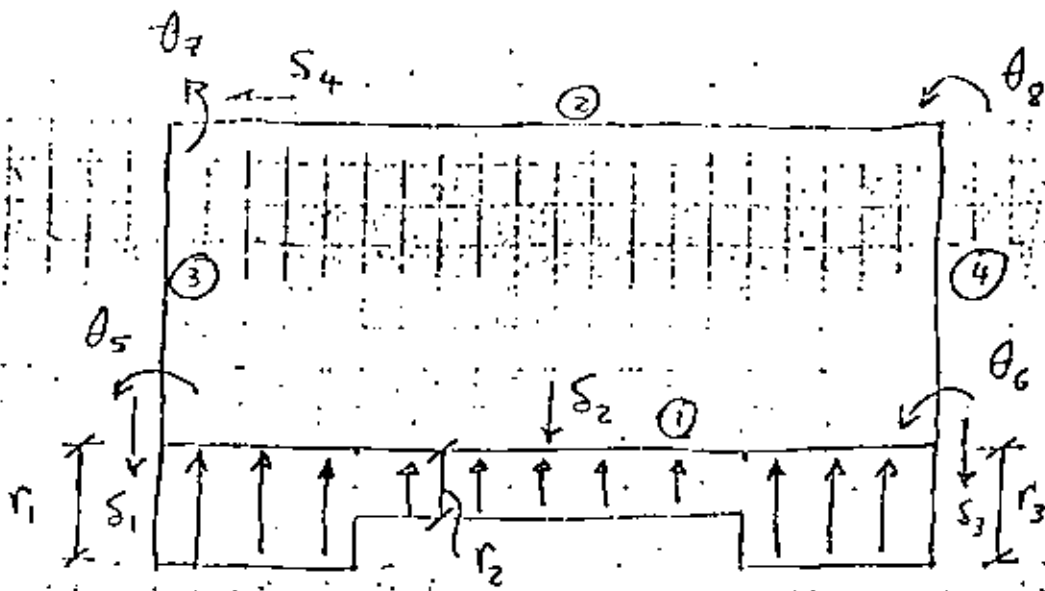
Ancho de la cimentación: 8 m.

$E = 1.5811 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

Se llevará a cabo el análisis de interacción suelo-estructura en tres etapas: (a) Análisis estructural, (b) Análisis de asentamientos del suelo y (c) Compatibilidad de desplazamientos.

a) Análisis estructural

El análisis estructural se inicia numerando las barras y los desplazamiento lineales S_i y angulares θ_i , con las correspondientes reacciones.



Los giros y desplazamientos que corresponden a cada barra son los siguientes:

Barra No.	θ_p	θ_f	δ_r	δ_s
1	θ_5	θ_6	δ_1	δ_3
2	θ_7	θ_8	δ_1	δ_3
3	θ_7	θ_5	δ_4	-
4	θ_8	θ_6	δ_4	-

Determinación de la matriz de rigideces de cada barra:

Barra 1, $E = 1.5811 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$; $I = 1.305 \times 10^{-2} \text{ m}^4$; $L = 8 \text{ m}$
 Utilizando la cc. 3.1.1:

$$K_1 = \begin{bmatrix} 10316.67 & 5158.34 & -1934.38 & 1934.38 \\ 5158.34 & 10316.67 & -1934.38 & 1934.38 \\ -1934.38 & -1934.38 & 483.59 & -483.59 \\ 1934.38 & 1934.38 & -483.59 & 483.59 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_6 \\ \delta_1 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

Momentos de empotramiento:

Empleando las ecs. 3.2 y 3.3:

$$M_5^e = \frac{6.4 \times 8^2}{12} = 34.1333 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad M_6^e = -\frac{6.4 \times 8^2}{12} = -34.1333 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Empleando las ecs. 3.6 y 3.7:

$$M_{5 \rightarrow P}^e = -\frac{67}{3072} \times 8^2 r_1 - \frac{11}{192} 8^2 r_2 - \frac{13}{3072} 8^2 r_3$$

$$M_5^e = -1.3958 r_1 - 3.6667 r_2 - 0.27083 r_3$$

$$M_6^e = -\frac{121}{3072} + \frac{13}{3072} 8^2 r_1 + \frac{11}{192} 8^2 r_2 + \frac{67}{3072} 8^2 r_3$$

$$M_6^e = 0.27083 r_1 + 3.6667 r_2 + 1.3958 r_3$$

Constantes de empotramiento:

Empleando las ecs. 3.4 y 3.5:

$$V_1^e = \frac{-6.4 \times 8}{2} = -25.6 \text{ ton}$$

$$V_3^e = \frac{-6.4 \times 8}{2} = -25.6 \text{ ton}$$

Empleando las ecs. 3.8 y 3.9:

$$V_1^e = -\frac{121}{512} 8 r_1 - \frac{1}{4} 8 r_2 - \frac{7}{512} 8 r_3 = -1.8906 r_1 - 2 r_2 - 0.1094 r_3$$

$$V_3^e = -\frac{7}{512} 8 r_1 - \frac{1}{4} 8 r_2 - \frac{121}{512} 8 r_3 = -0.1094 r_1 - 2 r_2 - 1.8906 r_3$$

Barra 2, $E = 1.5811 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$, $I = 1.309 \times 10^{-2} \text{ m}^4$, $L = 8 \text{ m}$

Utilizando la ec. 3.1:

$$K_2 = \begin{matrix} & \theta_7 & \theta_8 & S_1 & S_3 & \\ \begin{matrix} \theta_7 \\ \theta_8 \\ S_1 \\ S_3 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 10316.67 & 5158.34 & -1934.38 & 1934.38 \\ 5158.34 & 10316.67 & -1934.38 & 1934.38 \\ -1934.38 & -1934.38 & 483.59 & -483.59 \\ 1934.38 & 1934.38 & -483.59 & 483.59 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Momentos de empotramiento:

Empleando las ecs. 3.2 y 3.3:

$$M_7^e = \frac{4 \times 8^2}{12} = 21.333 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad M_8^e = -\frac{4 \times 8^2}{12} = -21.333 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Constantes de empotramiento:

Empleando las ecs. 3.4 y 3.5:

$$V_1^e = \frac{-4 \times 8}{2} = -16 \text{ ton} \quad V_3^e = \frac{-4 \times 8}{2} = 16 \text{ ton}$$

Barra 3, $E = 1.5811 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$, $I = 13.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$, $L = 4.6 \text{ m}$

Utilizando la ec. 3.1:

$$K_3 = \begin{matrix} & \theta_7 & \theta_5 & S_4 & \\ \begin{matrix} \theta_7 \\ \theta_5 \\ S_4 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 1866.07 & 928.04 & -605.24 \\ 928.04 & 1866.07 & -605.24 \\ -605.24 & -605.24 & 263.15 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Barra 4

$$K_4 = \begin{bmatrix} 1856.07 & 928.04 & -605.24 \\ 928.04 & 1856.07 & -605.24 \\ -605.24 & -605.24 & 263.15 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_8 \\ \theta_6 \\ \delta_4 \end{matrix}$$

Matriz de rigideces de toda la estructura:

La matriz de rigideces de toda la estructura es la suma de las matrices de rigidez de cada una de las barras:

$$K = K_1 + K_2 + K_3 + K_4$$

La matriz de rigideces así obtenida se presenta en la siguiente página.

Sabemos que por simetría de la estructura:

$$\delta_3 = \delta_1, \quad \theta_6 = -\theta_5, \quad \theta_8 = -\theta_7$$

Tomando en cuenta estas igualdades y estableciendo el equilibrio de nudos y ejes de barras se obtienen las siguientes expresiones:

Desplazamiento δ_4 :

$$526.30 \delta_4 = 0 ; \quad \delta_4 = 0$$

Eje θ_5 :

$$12172.74 \theta_5 + 5152.34 (-\theta_5) + 928.04 \theta_7 - 1.6666 r_1 - 3.6667 r_2 = -34.13$$

$$7014.40 \theta_5 + 928.04 \theta_7 - 1.6666 r_1 - 3.6667 r_2 = -34.1333 \quad (1)$$

Desplazamiento δ_1 :

$$-25.6 - 1.8906 r_1 - 2 r_2 - 0.1094 r_1 + 16 = 0$$

$$2r_1 + 2r_2 = 41.6 ; \quad r_1 + r_2 = 20.8 \quad (2)$$

$$K = \begin{bmatrix} \delta_1 & \delta_3 & \delta_4 & \theta_5 & \theta_6 & \theta_7 & \theta_8 \\ 967.18 & -967.18 & 0 & -1934.38 & -1934.38 & -1934.38 & -1934.38 \\ -967.18 & 967.18 & 0 & 1934.38 & 1934.38 & 1934.38 & 1934.38 \\ 0 & 0 & 526.30 & -605.24 & -605.24 & -605.24 & -605.24 \\ -1934.38 & 1934.38 & -605.24 & 12172.74 & 5158.34 & 928.04 & 0 \\ -1934.38 & 1934.38 & -605.24 & 5158.34 & 12172.74 & 0 & 928.04 \\ -1934.38 & 1934.38 & -605.24 & 928.04 & 0 & 12172.74 & 5158.34 \\ -1934.38 & 1934.38 & -605.24 & 0 & 928.04 & 5158.34 & 12172.74 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \\ \theta_7 \\ \theta_8 \end{matrix}$$

$$\text{Giro } \theta_7: \quad 928.04 \theta_6 + 7014.40 \theta_7 = -21.333 \quad (3)$$

Utilizando la ec. 3.17:

Barra 1:

$$2579.2 \theta_5 - 2579.2 \theta_6 - 2579.2 \delta_1 - 2579.2 \delta_2 + 5158.3 \delta_3 + 0.25 r_1 + 0.25 r_2 + 2.1667 r_2 = 10.6667 - 17.06667$$

$$5158.4 \theta_5 - 5158.4 \delta_1 + 5158.3 \delta_2 + 0.50 r_1 + 2.1667 r_2 = 17.06667 \quad (4)$$

Se tienen 4 ecuaciones con las siguientes incógnitas: $\delta_1, \delta_2, \theta_5, \theta_7, r_1$ y r_2 . A continuación obtenemos δ_1 y δ_2 en función de r_1 y r_2 .

b) Hundimientos del terreno

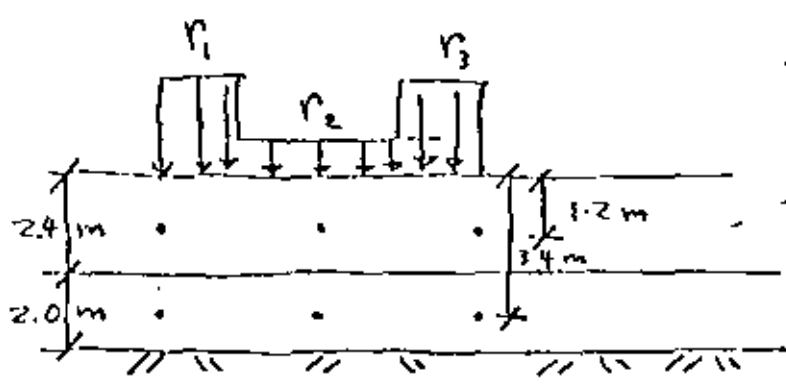
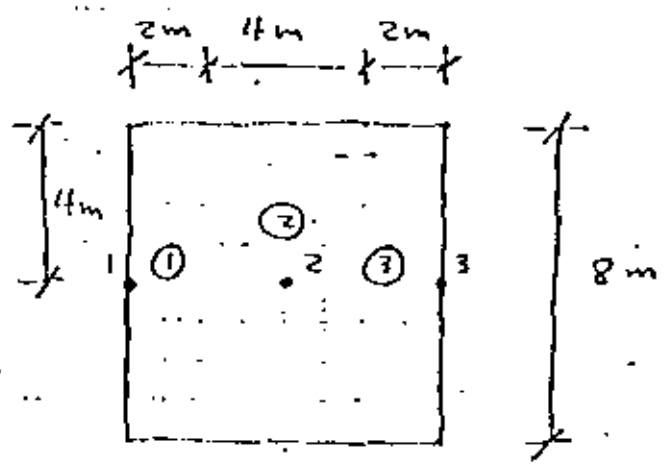
Hallaremos ahora S_1 y S_2 en función de r_1 y r_2 :

Los desplazamientos están dados por:

$$S_i = \sum_{j=1}^p M_{vij} H_j q_{ij} + \sum_{j=1}^p M_{vij} H_j \left(\sum_{k=1}^m I_{ijk} \frac{r_k}{b_k} \right) \quad (3.19)$$

Obtención de los valores de influencia I_{ijk}

I_{ijk} = esfuerzo normal vertical en el punto ij , debido a una presión unitaria colocada en k .



Para hallar los valores de influencia se coloca una presión unitaria en el área ① y se obtienen los esfuerzos en los puntos del subsuelo. Luego se coloca la presión unitaria en ② y se obtienen los esfuerzos, y así sucesivamente.

Los esfuerzos se pueden determinar con fórmulas de Boussinesq, con carta de Newmark, gráfica de Falum, etc.

Presión unitaria en 1, $k=1$:

	1	2	3
1	0.4659	0.02793	0.000635
2	0.2812	0.1063	0.00920

Presión unitaria en z , $k=2$:

		2	
		2	3
1	0.02793	0.9318	0.02793
2	0.1362	0.5624	0.1362

De manera análoga se determinan los demás valores de influencia.

Obtención de los hundimientos del suelo:

Aplicando la ec. 3.19 con $q_{ij} = 0$:

$$S_i = \sum_{j=1}^b M_{V_{ij}} H_j \left(\sum_{k=1}^m I_{ijk} \frac{r_k}{b_k} \right)$$

Para $i=1$:

$$\begin{aligned} S_1 &= \sum_{j=1}^2 M_{V_{1j}} H_j \sum_{k=1}^3 I_{1jk} \frac{r_k}{b_k} \\ &= M_{V_{11}} H_1 \left(I_{111} \frac{r_1}{b_1} + I_{112} \frac{r_2}{b_2} + I_{113} \frac{r_3}{b_3} \right) + M_{V_{12}} H_2 \left(I_{121} \frac{r_1}{b_1} + I_{122} \frac{r_2}{b_2} + I_{123} \frac{r_3}{b_3} \right) \\ &= 0.0154 \times 2.4 \left(0.4659 \frac{r_1}{8} + 0.05587 \frac{r_2}{8} + 0.000635 \frac{r_3}{8} \right) \\ &\quad + 0.0222 \times 2 \left(0.2812 \frac{r_1}{8} + 0.2127 \frac{r_2}{8} + 0.0042 \frac{r_3}{8} \right) \\ \therefore S_1 &= 0.003713 r_1 + 0.001439 r_2 + 0.00054 r_3 \\ \therefore S_1 &= 0.007192 r_1 + 0.007427 r_2 + 0.007192 r_3 \end{aligned}$$

Análogamente:

$$S_2 = 0.0007192 r_1 + 0.007427 r_2 + 0.0007192 r_3$$

Pero $r_1 = r_3$ por simetría

$$\therefore S_1 = 0.003767 r_1 + 0.001439 r_2 \quad (6)$$

$$S_2 = 0.001439 r_1 + 0.007427 r_2 \quad (7)$$

c) Compatibilidad de desplazamientos

Sustituyendo las ecs. 6 y 7 en la ec. 4:

$$5158.4 \theta_5 - 5158.4 (0.003767 r_1 + 0.001431 r_2) + 5158.4 (0.001139 r_1 + 0.007427 r_2) + 0.5 r_1 + 2.1667 r_2 = 17.0667 \quad (4')$$

$$\therefore 5158.4 \theta_5 - 11.5125 r_1 + 33.0547 r_2 = 17.0667 \quad (4')$$

El sistema de ecuaciones de la matriz estructura-suelo queda de la siguiente forma:

$$7014.4 \theta_5 + 428.04 \theta_z - 1.6666 r_1 - 3.6667 r_2 = -34.1333 \quad (1)$$

$$r_1 + r_2 = 20.8 \quad (2)$$

$$428.04 \theta_5 + 7014.4 \theta_z = -21.333 \quad (3)$$

$$5158.4 \theta_5 - 11.5125 r_1 + 33.0547 r_2 = 17.0667 \quad (4')$$

Resolviendo este sistema de ecuaciones:

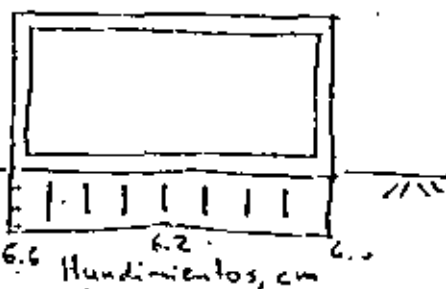
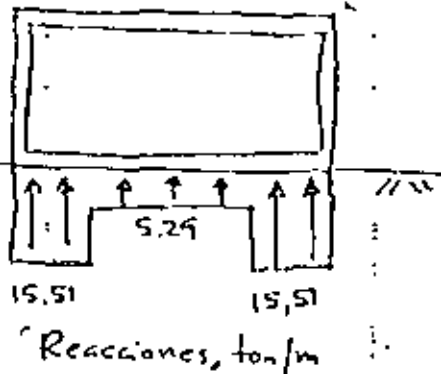
$$\theta_5 = 0.004043 \quad \theta_z = -0.006618$$

$$r_1 = 15.512 \text{ ton/m} \quad r_2 = 5.288 \text{ ton/m}$$

Sustituyendo estos valores en las ecs. 6 y 7:

$$S_1 = 0.0660 \text{ m}$$

$$S_2 = 0.0616 \text{ m}$$



Puede observarse que aun cuando el hundimiento máximo resulte de 6.6 cm el hundimiento diferencial es mucho menor 0.44 cm (del orden de $1/2$ cm). También el diagrama de reacción del terreno se aparta notablemente de una reacción uniforme, la cual es la que se emplea comúnmente al diseñar cimentaciones. Con este ejemplo sencillo se ve la importancia de tomar en cuenta la interacción suelo-estructura.

3.6 Comentario

La resolución de un problema de interacción suelo-estructura requiere de un análisis estructural y de un análisis de asentamientos del suelo; el número de operaciones a efectuar en cada uno de ellos es relativamente grande, por lo que es necesario el empleo de métodos numéricos para la solución práctica de un problema dado; en estas condiciones, el empleo de una ^{computadora} calculadora electrónica resulta de gran ayuda.

Vemos por tanto que para atacar en forma conjunta la estructura y el suelo desde el punto de vista práctico, es necesario conocer tres campos de la ingeniería: el análisis estructural, la mecánica de suelos y los métodos numéricos empleando computadoras electrónicas. Un ingeniero que no maneje alguno de ellos difícilmente podrá resolver un problema determinado de interacción suelo-estructura.

4. Resultados

Veamos ahora algunos resultados que se obtienen al aplicar los métodos de interacción suelo-estructura descritos en los incisos anteriores.

Como primer ejemplo consideremos una estructura reticular sencilla como la indicada en la fig. 4.1 (Pozas 1980). Empleando el método propuesto en el inciso 3 se obtienen los resultados mostrados en la fig. 4.2. Es interesante comparar estos resultados con los obtenidos suponiendo una reacción uniforme, los cuales se muestran en la fig. 4.3.

Como se puede observar los momentos flexionantes en todos los nudos de la estructura difieren comparando ambos casos. En el nudo 2,1 el momento con reacción uniforme es 31 % mayor que el que se obtiene tomando en cuenta la interacción suelo-estructura.

En el nudo 1,1 el momento es 320 % mayor con el primero que con el segundo. Aun en la superestructura se deja sentir el efecto de la rigidez

$$f = \frac{M \cdot B}{E I} \omega L^2 = \frac{0.02 \cdot P}{0.026 \cdot 10^8} \cdot 7(4) = 7.9 \cdot 10^{-2} \frac{P}{L}$$

$f = 0.198$

CAPITULO IV.

EJEMPLO DE APLICACION

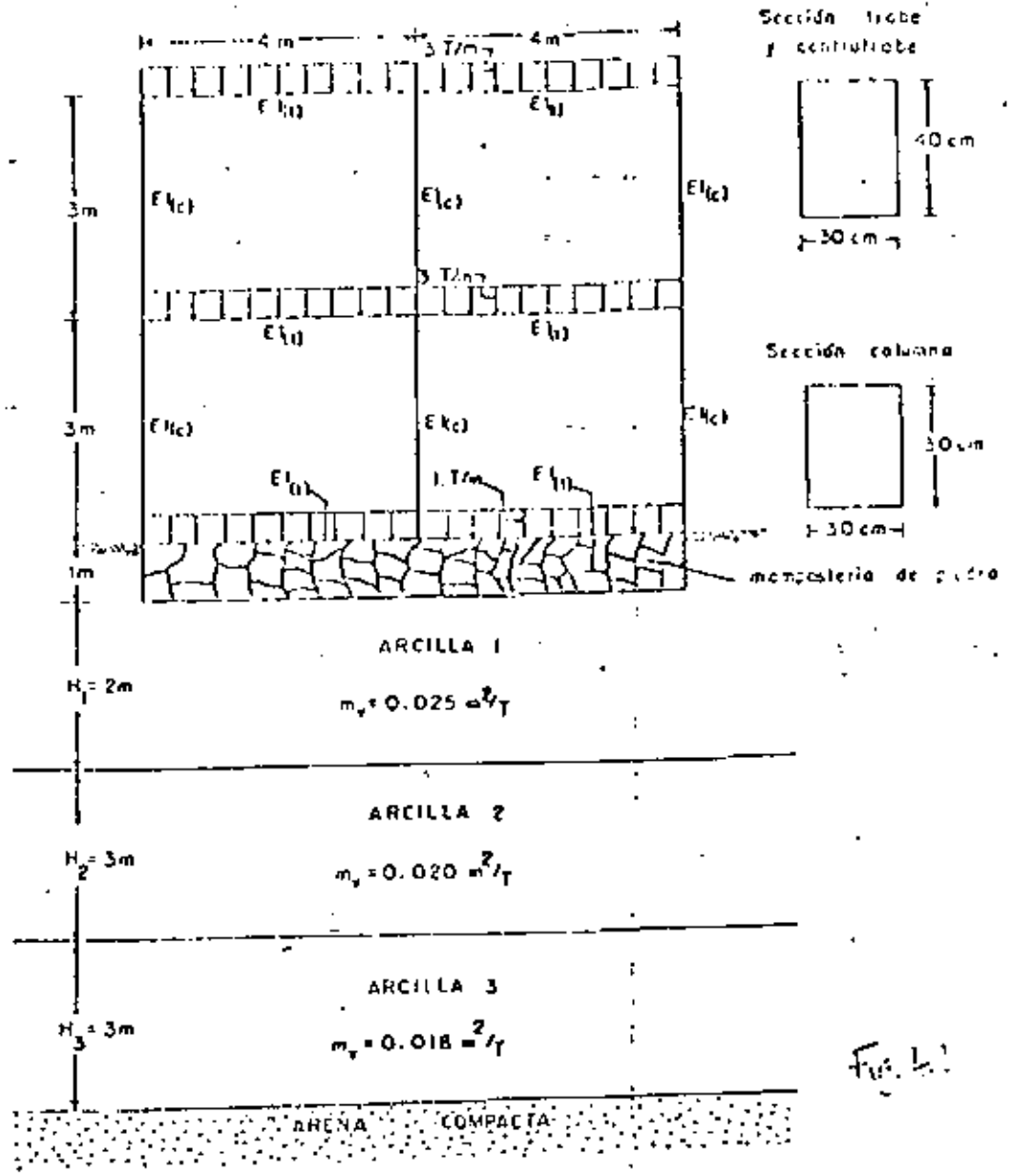


Fig. 4.1. Estructura Reticular

FIG. 4.1

Fig. 4.1

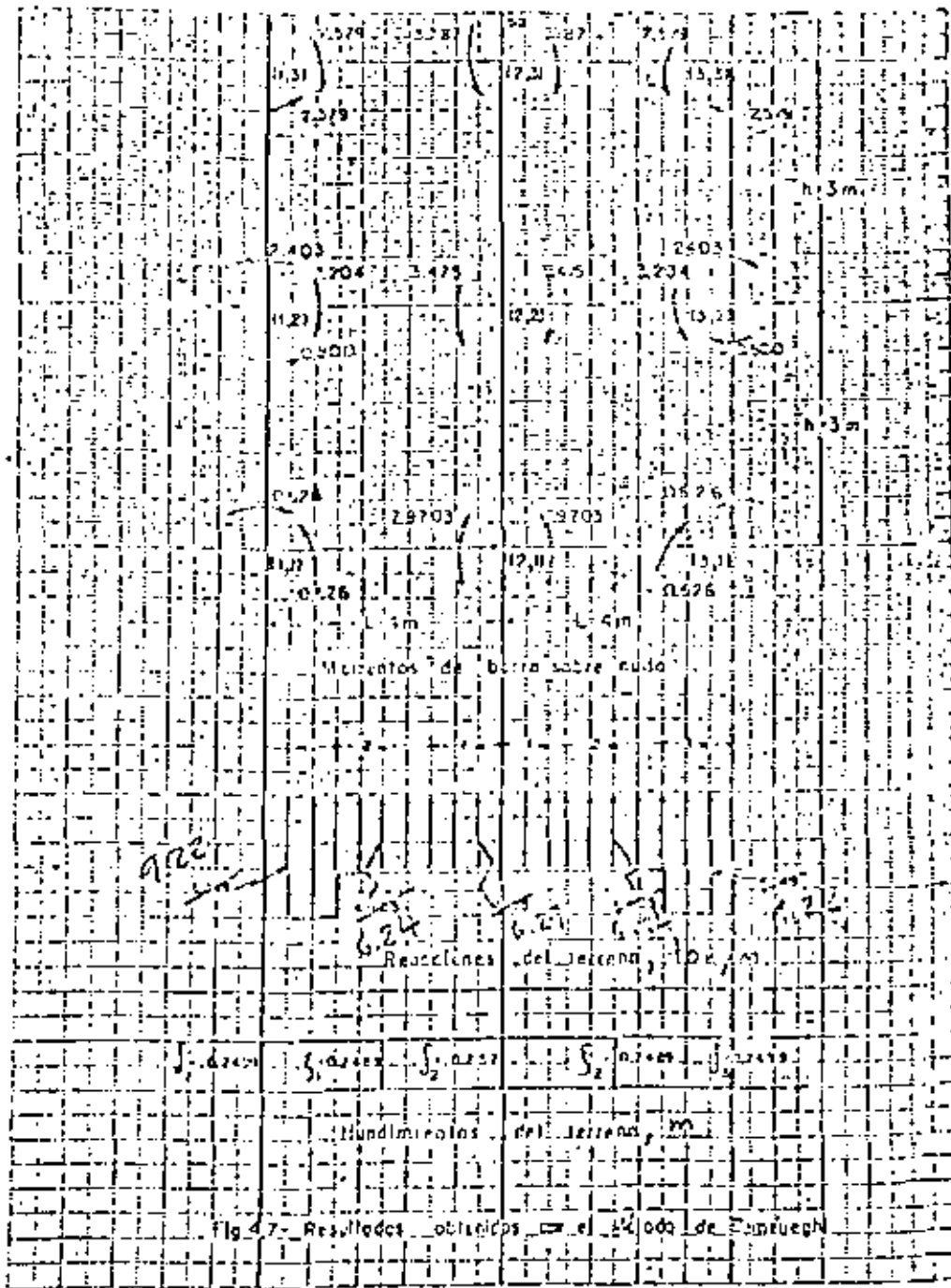


FIG. 4.2
T. 4.2

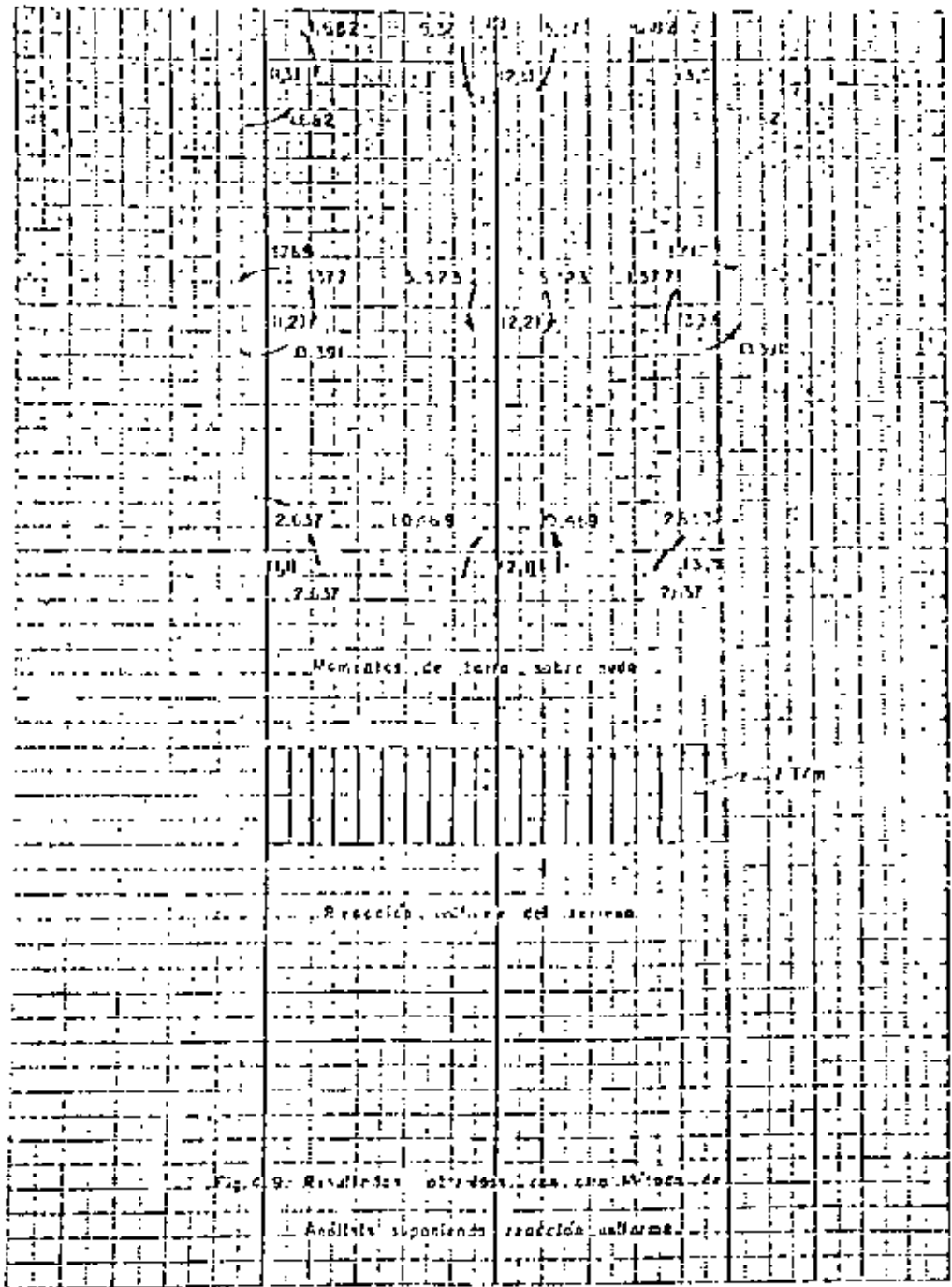


FIG. 4.3

de la estructura; el momento sobre el nudo 1,2 debido a la columna 1,1 cambia inclusive de sentido (figs. 4.2 y 4.3).

En suma, los momentos flexionantes obtenidos con reacción uniforme difieren de los momentos obtenidos tomando en cuenta la interacción suelo-estructura, tanto en la subestructura como en la superestructura. Esta variación ocurre tanto en magnitud como en el sentido de los momentos, pues en uno de los nudos éstos llegan a cambiar de sentido, tal como puede verse comparando las figs. 4.2 y 4.3.

El ejemplo presentado en el inciso I arroja resultados similares a los del caso presentado en los párrafos precedentes.

En la fig. 4.4 está ilustrado el ejemplo de una viga flotante con las condiciones geométricas, de carga, estructurales y estratigráficas que se muestran en la misma figura (Mladó 1981). Los resultados del análisis de interacción suelo-estructura se indican en la fig. 4.5. Nuevamente podemos comparar este caso y el de suponer una reacción uniforme, cuyos resultados se indican en la fig. 4.6. Puede observarse que los momentos flexionantes son muy diferentes en ambos casos; considerando la rigidez de la viga se obtiene un momento al centro del claro de 38.7 ton-m positivo, mientras que con reacción uniforme, en el mismo punto, el momento es del orden de 0.8 ton-m positivo; la diferencia es notable. En el momento negativo máximo la diferencia es de 4.3 ton-m a 14.3 ton-m, es decir, también se presenta gran diferencia entre las dos soluciones.

Es claro que los ejemplos anteriores permiten apreciar la gran importancia que tiene tomar en cuenta conjuntamente la rigidez de la estructura y la estratigrafía y propiedades del terreno.

Hasta aquí hemos visto resultados de análisis tomando en cuenta la rigidez de la estructura y considerando reacción uniforme, y los hemos comparado. Pero, ¿qué ocurre en el campo, en las cimentaciones reales? Para responder esta pregunta, Meyerhof (1979) da una serie de resultados

En este capítulo se presenta un problema sencillo de interacción suelo-estructura para una viga flotante, el cual se resuelve primero utilizando las ecuaciones que se obtuvieron en el capítulo II y después haciendo uso directo del programa para computadora. El problema dice así:

Considérese una viga apoyada sobre un suelo compresible cuyas características de carga se muestran en la figura 4-1, las propiedades tanto del suelo como de la viga se mencionan en la misma figura.

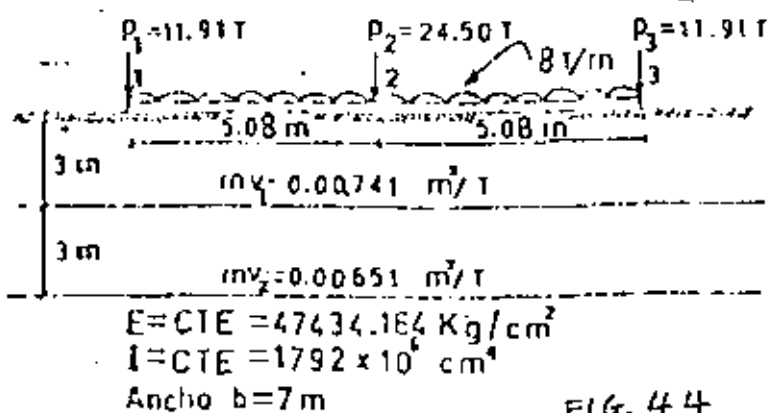


FIG. 4-4

FIG. 4-1

Se pide encontrar las reacciones del terreno y los hundimientos totales que provoca la estructura sobre el suelo bajo cada nodo y a la mitad de cada entre-eje. También se piden los giros en los puntos 1, 2 y 3 de la viga así como el diagrama de momentos flexionantes en la misma.

Las reacciones y hundimientos que se piden se dibujan en la figura 4-2.

$$M_{\text{max.}} = -4.349 \text{ ton-m}$$

para el intervalo $l_1/4 \leq x \leq 3l_1/4$, la ecuación de momentos que finalmente se obtiene es:

$$M = 0.5155X^2 + 7.4892X - 12.3185$$

sustituyendo los valores de "X":

$$\text{en } X = 1.27 \text{ m} \quad M4 = -1.976 \text{ ton-m}$$

$$\text{en } X = 7.54 \text{ m} \quad M5 = 10.029 \text{ ton-m}$$

$$\text{en } X = 3.81 \text{ m} \quad M6 = 23.698 \text{ ton-m}$$

Como vemos existe un cambio de signo en los momentos, calcularemos la distancia en donde el momento flexionante es nulo, para esto haremos:

$$M = 0.5155X^2 + 7.4892X - 12.3185 = 0$$

de donde se obtiene la raíz positiva que es la que importa:

$$X = 1.49 \text{ m (momento nulo)}$$

Resumiendo, los resultados finales son los que se muestran enseguida:

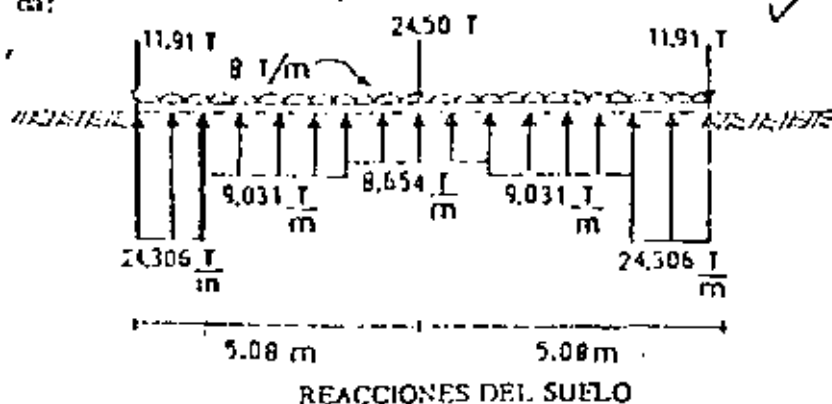
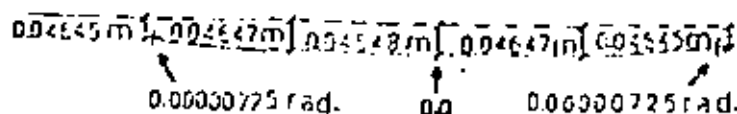


FIG. 4.5



HUNDIMIENTOS DEL TERRENO Y GIROS EN LA VIGA

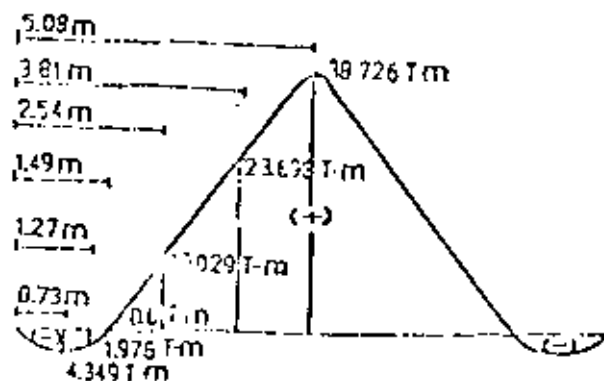


FIG. 4.5

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

(Resultados del problema empleando interacción suelo-estructura)

Hasta aquí, hemos resuelto el problema utilizando la interacción suelo-estructura. Cabe hacer ahora la comparación resolviendo el problema por los métodos convencionales. Los cálculos se muestran enseguida.

La reacción del suelo, tomándola como una reacción media, se calcula de la siguiente manera:

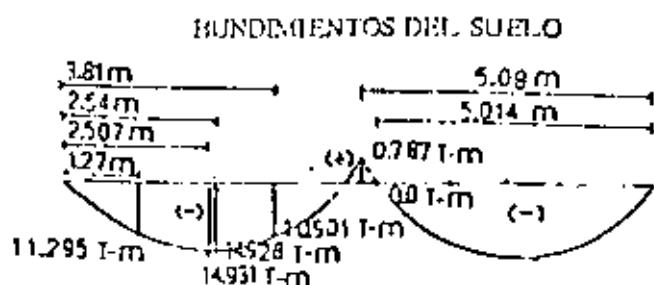
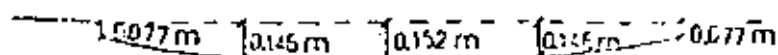


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

FIG. 4.6

(Resultados del problema empleando métodos convencionales)

Comprobando los resultados aquí obtenidos con los calculados empleando interacción suelo-estructura, concluimos que no se parecen absolutamente en nada. Este hecho se explica en que los métodos convencionales no hacen intervenir en ningún momento la rigidez de la estructura, propiedad que influye muchísimo en el cálculo de los hundimientos del terreno.

Puede observarse que los momentos flexionantes son muy diferentes en ambos casos: considerando la rigidez de la viga se obtiene un momento al centro del claro de 38.7 ton-m positivo, mientras que con reacción uniforme, en el mismo punto, el momento es del orden de 0.8 ton-m positivo; la diferencia es notable. En el momento negati-

de mediciones en modelos a escala natural y en cimentaciones reales en el campo.

Las observaciones indican que en zapatas rígidas cargadas uniformemente, con la excepción de arena suelta, la presión de contacto es mayor en la superficie y menor en el centro, como era de esperar de acuerdo a la teoría (fig. 4.7, Meyerhof 1979). Las mediciones anteriores también han mostrado que la heterogeneidad local de las propiedades del suelo cerca de la base tiene una influencia considerable en la distribución de la presión de contacto (sobre todo se deja sentir el efecto de la falta de confinamiento del suelo cerca de los extremos de la zapata). Por otro lado, las mediciones indican que el máximo momento flexionante puede ser hasta 30 % mayor que el obtenido con el método de análisis convencional.

En las figs. 4.8 y 4.9 se presentan resultados de mediciones en estructuras reales de gran tamaño (en el primer caso se trata de un edificio de 52 pisos y en el segundo de otro de 15 pisos). El análisis de las dos figuras permite señalar que los valores teóricos obtenidos por los métodos de interacción suelo-estructura (es decir, considerando la rigidez de la estructura), son muy similares a los valores medidos en el campo (asentamiento, presión de contacto, momento flexionante y fuerza cortante). Cabe agregar que en un edificio también se midió el esfuerzo en el acero de refuerzo de la cimentación y obviamente los valores medidos fueron mayores que los valores teóricos.

5. Conclusiones

De lo tratado en los incisos anteriores se pueden derivar las siguientes conclusiones, válidas para la cimentación de estructuras sobre suelos de mediana a alta compresibilidad:

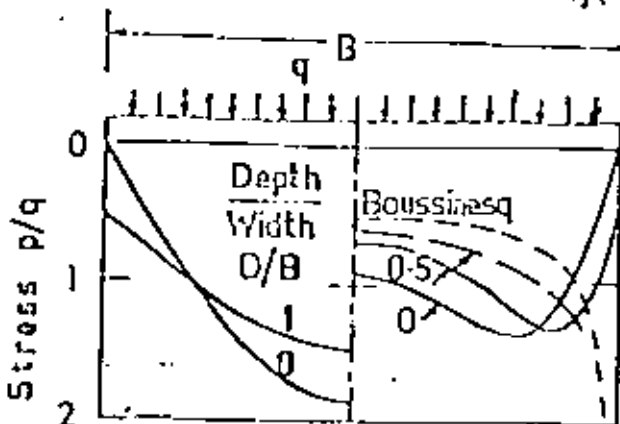
a) El problema de la interacción suelo-estructura es de difícil solución y ha ocupado la atención de los investigadores desde hace mucho

Large model tests and field observations

References:—

Sand ——— Leussink et al. (1966)

Clay ——— Sutherland and Lindsay (1961)



(a) Loose Sand (b) Dense Sand and Stiff Clay

FIG. 4.7

Fig. 3. Contact Pressure on Centrally Loaded Footings on Sand and Clay.

These observations also indicate that local non-uniformity of the soil properties near the base has a considerable influence on the contact pressure distribution and that the maximum bending moments may be up to 30% greater than by conventional analysis. Similar results have been obtained for the distribution

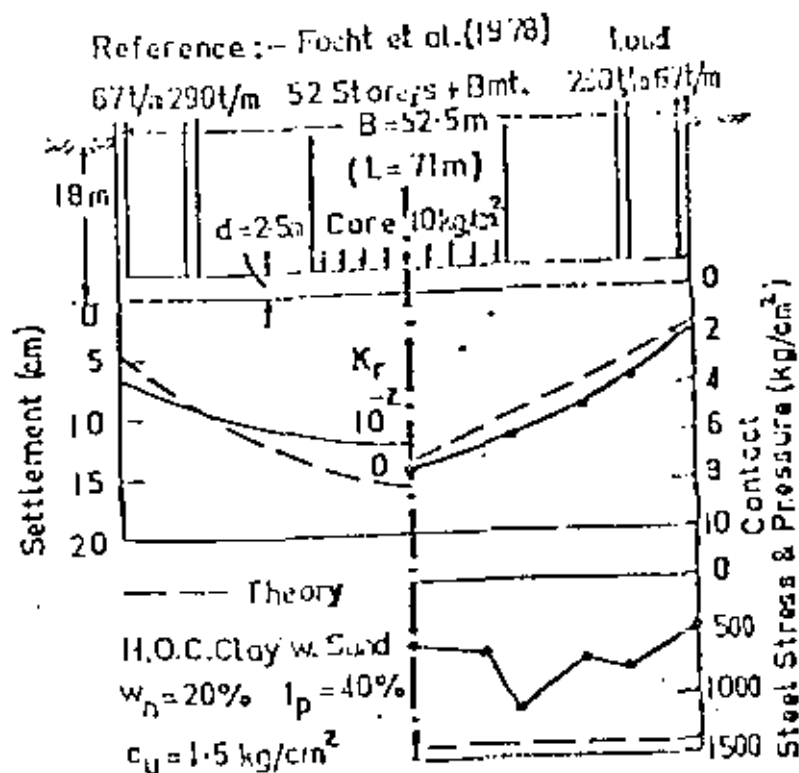


Fig. 5. Settlement, Contact Pressure and Steel Stress for Semi-rigid Raft on Clay.

FIG. 4.8

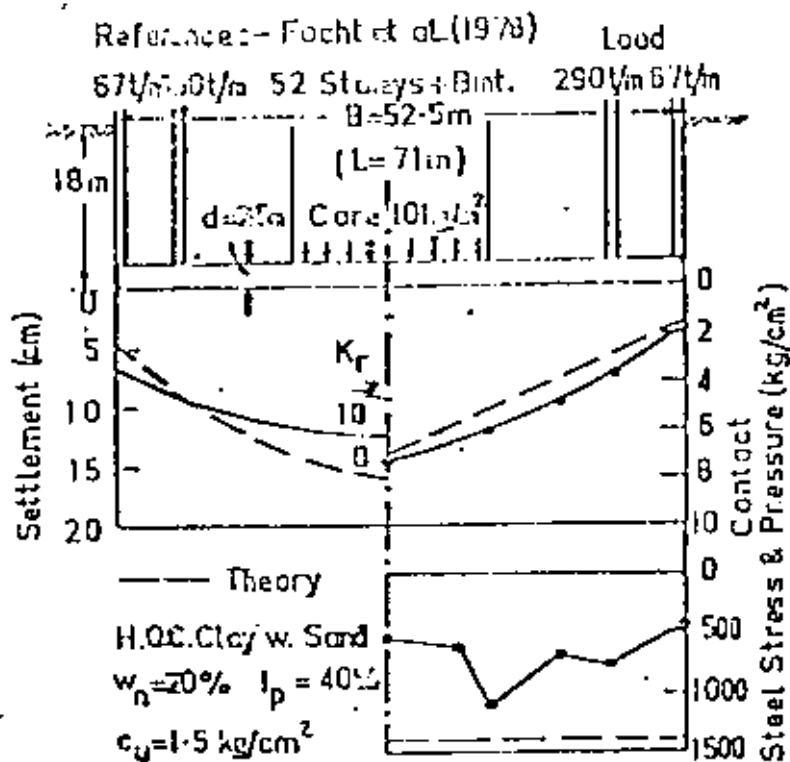


Fig. 5. Settlement, Contact Pressure and Steel Stress for
 End-Rigid Test on Clay.

FIG. 4.8

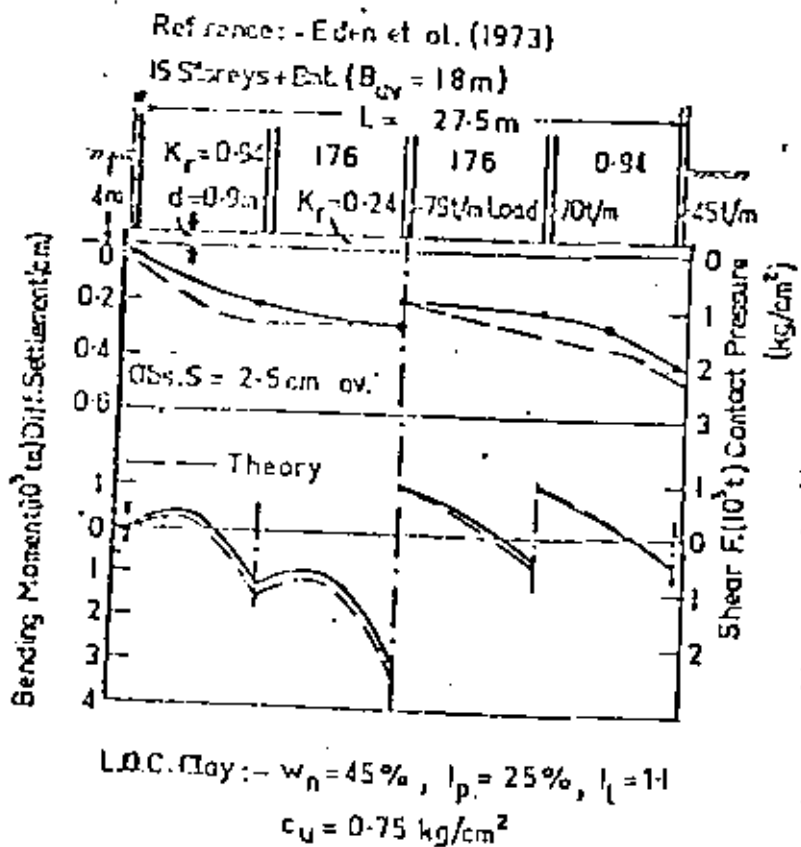


Fig. 4. Settlement, Contact Pressure, Bending Moment and Shear Force for Rigid Pile on Clay.

FIG. 4.9

tiempo.

b) La solución del problema de interacción suelo-estructura se puede realizar haciendo un análisis de la estructura y un análisis de asentamientos del suelo, y haciendo una combinación después de ambos análisis en una forma adecuada, tal como se describe en el inciso 3. De esta manera no se aplica al módulo de reacción ni se necesitan realizar iteraciones.

c) Dada la gran cantidad de operaciones a realizar, el análisis conjunto de la estructura y el suelo tiene que llevarse a cabo en la práctica por medio del empleo de computadoras electrónicas.

d) Por lo anterior, es muy importante que el ingeniero de cimentaciones al dedicarse a la interacción suelo-estructura maneje en la forma más clara posible sus conceptos de análisis estructural, de mecánica de suelos y de análisis numérico por computadoras.

e) La comparación de resultados entre considerar una reacción uniforme o tomar en cuenta la interacción suelo-estructura indica diferencias notables en los momentos diferenciales, reacción del terreno y elementos mecánicos, bajo ciertas condiciones. Se puede presentar inclusive en algunos casos cambio de sentido en los momentos flexionantes de la cimentación o de la superestructura.

f) En cambio, la comparación entre observaciones de campo en estructuras reales con los métodos que toman en cuenta la rigidez de la cimentación ha dado resultados preferidos, a pesar de que las mediciones son en pequeño número, pues los valores teóricos y los medidos son bastante similares.

g) La solución de un problema de ingeniería comprende, entre otros aspectos importantes, las siguientes tres etapas: un sano desarrollo teórico del método a seguir, ^{una} calibración en la práctica del análisis propuesto y, como complemento fundamental, un procedimiento de análisis numérico.

co que permita llegar a la solución de un caso particular en forma expedita.

Podemos considerar que por lo que respecta a las dos primeras etapas, en interacción vuelo-estructura, en términos generales se han obtenido resultados satisfactorios que han permitido avanzar en cada una de ellas. Sin embargo, en lo que no se ha logrado un avance todavía satisfactorio es en el desarrollo de métodos numéricos accesibles para el ingeniero de la práctica. En este sentido, los programas de computadora para la solución de la interacción vuelo-estructura son relativamente escasos y su disponibilidad en la práctica está muy limitada. Por lo tanto, es muy deseable que la investigación se encamine a la elaboración de programas de computadora a los cuales el ingeniero tenga fácil acceso.

b) En estas condiciones, la práctica usual de considerar una reacción uniforme y con ella determinar los elementos mecánicos, para luego diseñar las piezas estructurales con un amplio factor de seguridad tiene que continuarse hasta que se disponga de programas de computadora. Por ejemplo, la receta práctica de aplicar un amplio factor de seguridad al máximo momento con reacción uniforme y diseñar estructuralmente los miembros de la cimentación con este valor, colocando el mismo máximo porcentaje de acero longitudinal en ambos techos para prever posibles cambios de signo en los momentos, puede dar resultados del lado de la seguridad. Cabe aclarar que se ha observado que la discrepancia entre este criterio y la realidad depende en buena medida de la longitud de la estructura continua. Por lo tanto, es muy recomendable que cuando sea posible se empleen juntas constructivas de tal manera que no se utilicen estructuras continuas de gran longitud.

i) Desde luego, es necesario continuar con las mediciones de campo para calibrar los métodos de análisis descritos en este trabajo.

6. Referencias

- Ducóeche A, "Un método para el análisis conjunto de la estructura y el suelo", Revista Ingeniería, Nueva Época, Vol. XLIX, No. 3, pp. 56-64, 1979.
- Ducóeche A, "Analysis of Soil-Structure Interaction", Memorias del X Congreso Internacional de Mecánica de Suelos, Estocolmo, 1981.
- Juárez Badillo E y Rico Rodríguez A, Mecánica de Suelos, Tomo II, Cap. VIII, Lima, 1976.
- Luthe R, Análisis Estructural, Cap. 5, Repr. y Serv. de Ing., 1971.
- Lladó A, "Programa de computadora para el análisis de interacción suelo-estructura en una viga flotante de rigidez variable", Trabajo profesional, Facultad de Ingeniería, USAM, México, 1981.
- Meyerhof G G, "Soil-structure interaction and foundations", Memorias del VI Congr. Panamericano de Mec. de Suelos e Ing. de Cimentaciones, Vol. I, pp. 109-140, Lima, 1979.
- Pozas H, "Un ejemplo del análisis de la interacción suelo-estructura", Trabajo profesional, Facultad de Ingeniería, USAM, México, 1980.
- Zeemert L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Chaps. II and IV, Van Nostrand Reinhold, New York, 1973.
- Zeemert L, Interacción suelo-estructura de cimentaciones superficiales y profundas, sujetas a cargas estáticas y sísmicas, Lima, 1980.
- { Beaufait P W, Rowan W H, Hoadley P G, Hackett R M, Computer Methods of Structural Analysis, Prentice-Hall, 1970.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

CIMENTACION DEL PUENTE

COATZACOALCOS II

JULIO, 1983.

CIMENTACION DEL PUENTE COATZACOALCOS II

El Istmo de Tehuantepec, en el sureste de la República Mexicana, se encuentra en plena efervescencia industrial a causa del auge petrolero de la zona, lo cual ha condicionado un incremento necesario en las vías de comunicación del área.

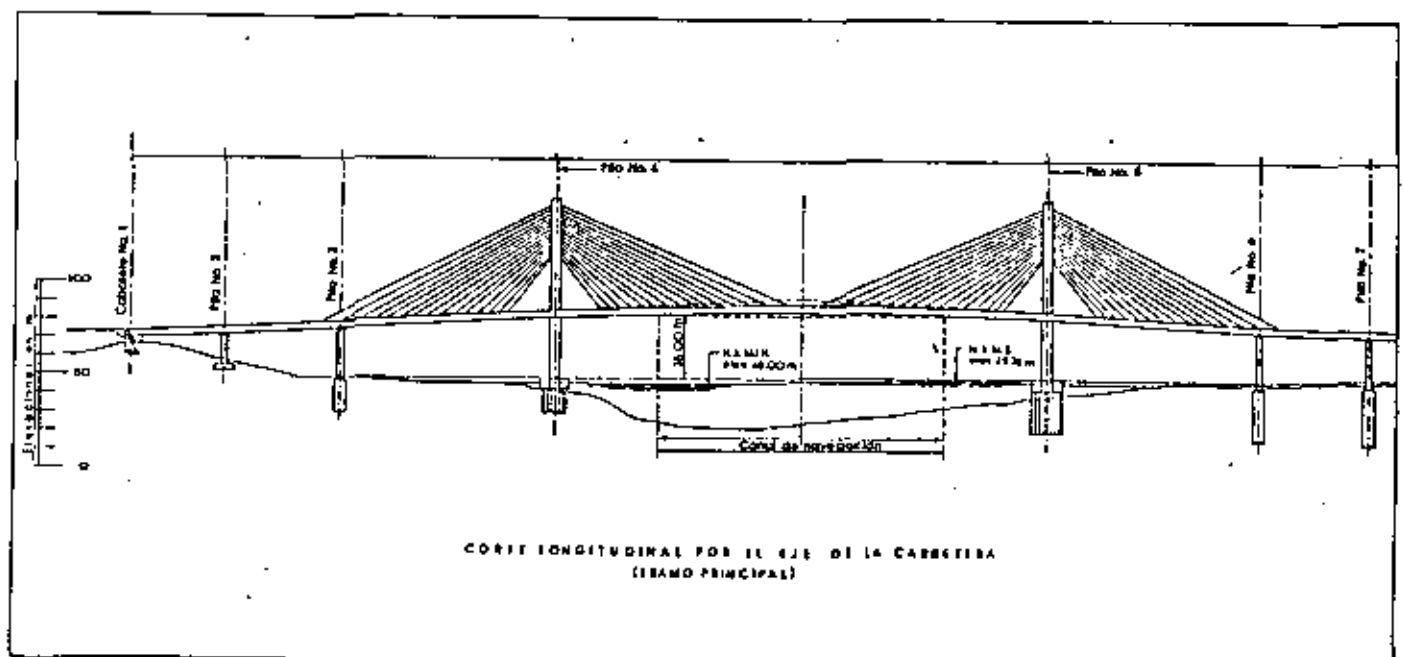
La barrera natural constituida por el Río Coatzacoalcos es salvada actualmente en un solo punto, cerca de su desembocadura, por el Puente del mismo nombre, el cual es de dos carriles y tiene un funcionamiento intermitente dado que su sección central es levadiza, para permitir el paso de buques hacia la refinería de Minatitlán.

Con el fin de mejorar la comunicación de esta zona, dado que el puente mencionado ya es insuficiente

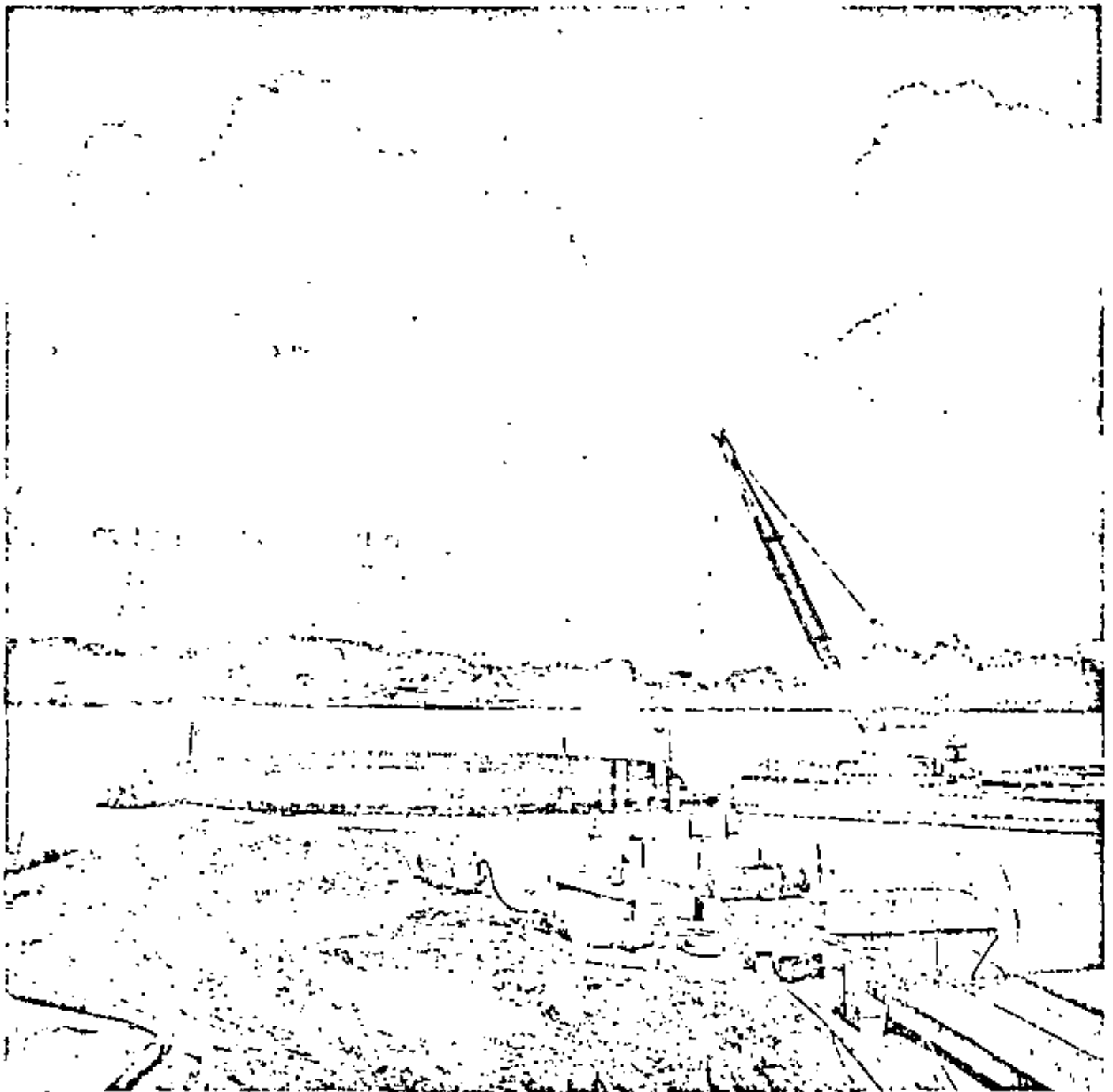
debido al intenso tráfico que ha originado la explotación petrolera, el gobierno de la República ordenó la construcción de un segundo puente, el Coatzacoalcos II, cuyas características permitirán el tránsito continuo de vehículos por su calzada y de barcos por el río.

En octubre de 1979, la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas encomendó a Solum, S.A. la construcción de la cimentación del tramo principal del puente, para lo cual fue necesario construir previamente los accesos.

La solución adoptada es un puente colgante de cuatro carriles, que deja un espacio libre de 35 m sobre el río cruzándolo a la altura de la población de Paso Nuevo, aproximadamente a 10 km de su desembocadura.



La cimentación del Puente Coatzacoalcos II ha requerido de toda la capacidad técnica de Sotum. Vista parcial del tablaestacado metálico del apoyo No. 5 y el puente de liga con la margen izquierda.



En el sitio elegido, la margen derecha está formada por colinas bajas de material firme, con altura de 20 a 30 m sobre el río; en la margen izquierda las tierras son bajas e inundables, correspondientes a una zona francamente pantanosa con suelos compresibles.

El proyecto del puente, en su arranque de la margen derecha, pasa por cuatro apoyos antes de cruzar el río con un claro del orden de 290 m; al arribar a la margen izquierda, desciende sustancialmente la rasante del puente hasta hacerse asintótica con el terreno, para lo cual se requiere de 16 apoyos que soporten toda la estructura. La longitud total de la obra es del orden de 1,200 m.

Cimentación

A Solum le fue asignada, por la S.A.H.O.P., la construcción de las cimentaciones de los apoyos 1 a 7, entre los cuales se encuentra el tramo principal de la obra. Los apoyos 1 a 3 son del tipo superficial a base de grandes zapatas apoyadas en terreno firme, alcanzado mediante excavación a cielo abierto con taludes. Los apoyos 4 a 7 situados sobre terreno más difícil se cimentan en pilas circulares de 2.5 m de diámetro, que han sido coladas en el lugar bajo lodo bentonítico, y que están ligadas por la parte superior mediante una zapata rigidizante. Cabe comentar que es la primera vez que en México se construyen pilas de esta dimensión, a más de 30 m de profundidad. La capacidad de carga de las capas de apoyo se confirmó mediante dos pruebas de carga in situ a 450 y 500 toneladas.

Destacan por su importancia los apoyos 4 y 5, correspondientes al claro central, cada uno de los cuales descansará a su vez en 18 pilas de 2.50 m de diámetro que serán desplazadas a 20 y 32 m de profundidad, respectivamente. Dichos apoyos se rigidizarán en la superficie mediante una zapata de liga de 5 m de espesor, 25 m de largo y 20 m de ancho, la cual quedará abajo del nivel del río.

En los apoyos 4 y 5 se excavará el espacio para colar la zapata de liga con la ayuda de una tablaestaca metálica hincada con un martillo vibratorio y reforzada interiormente con anillos perimetrales metálicos. La particularidad del apoyo 5 radica en que se encuentra, en su totalidad, ubicado dentro del cauce del río, lo que ha ocasionado que todos los trabajos de tablaestacado se hayan realizado desde un chalán. Posteriormente, para poder iniciar la construcción de las pilas correspondientes, se optó por rellenar el interior de la tablaestaca y así poder contar con una superficie de trabajo.

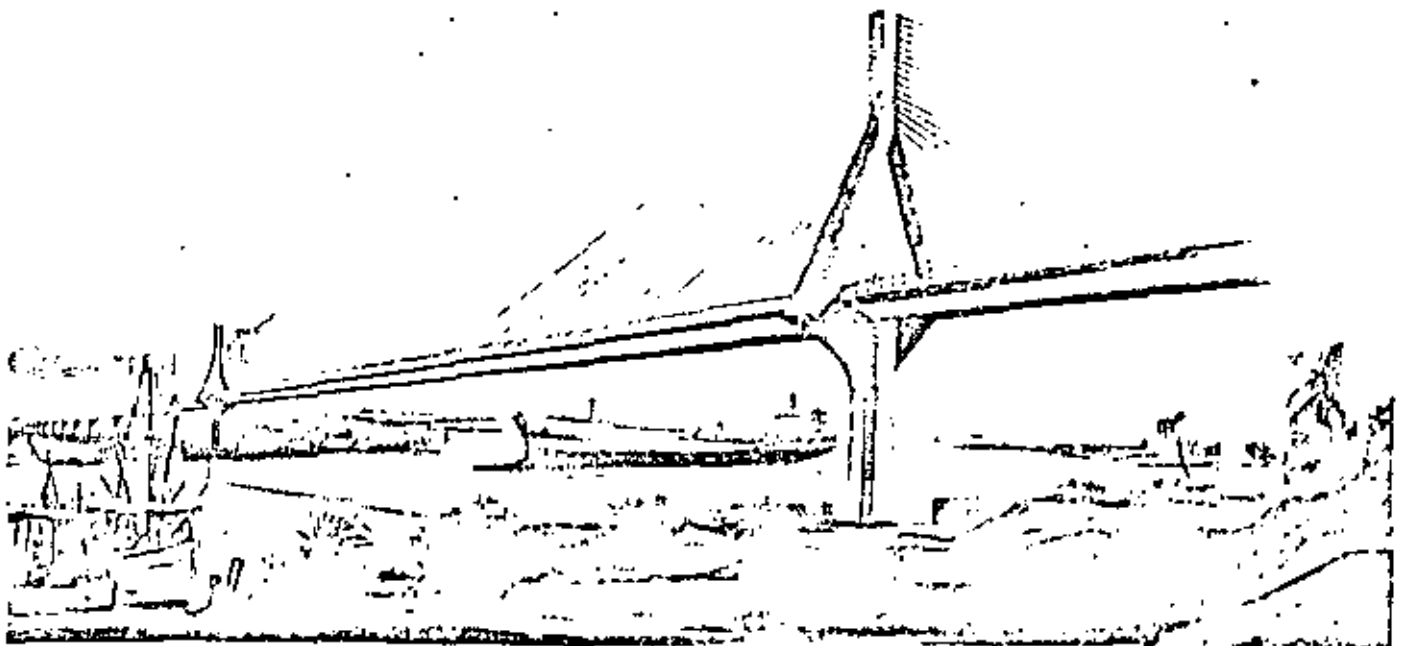
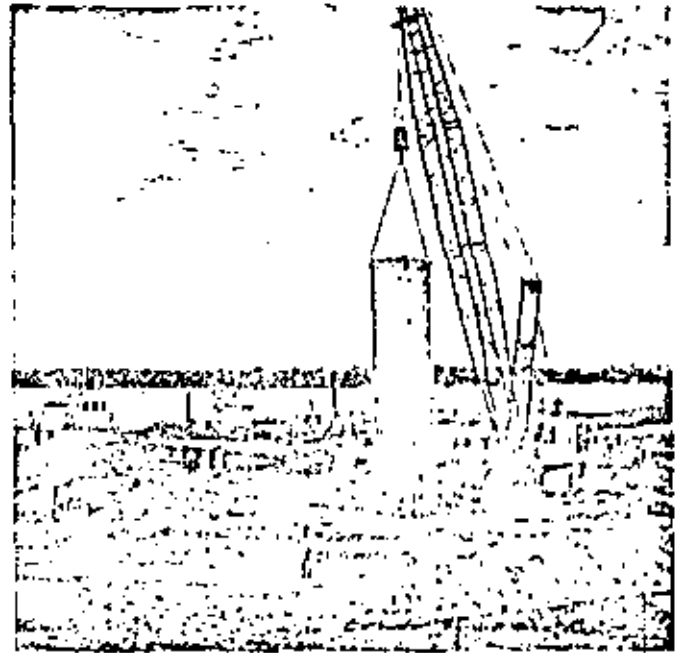
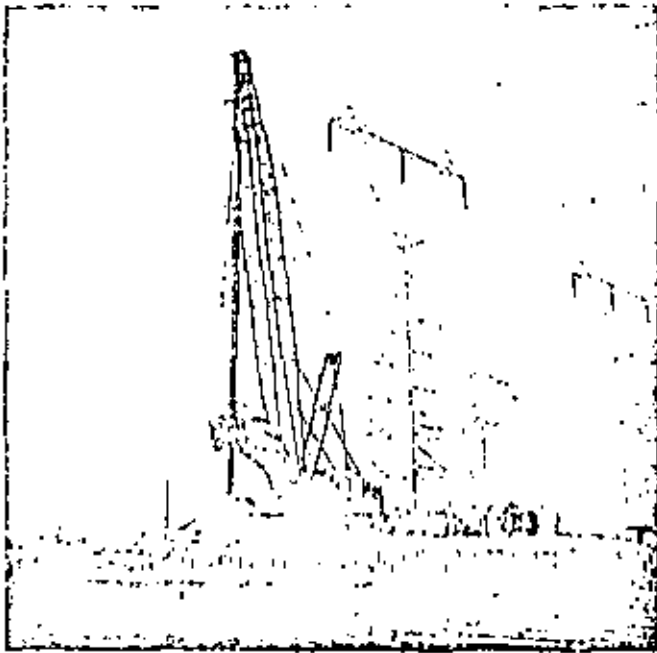
Dada la magnitud y premura de la obra se busca acortar por todos los medios el programa, para lo cual se desarrollan nuevos métodos constructivos y se adquirieron nuevos equipos; se requirió, asimismo, de personal técnico y obrero altamente calificado.

Se tiene programado que el apoyo 4 quede terminado en mayo próximo y el apoyo 5 en junio, fechas en las cuales ICA iniciará la construcción de la superestructura, una de las más espectaculares del mundo, pues estará apoyada sobre una cimentación difícil de construir por su ubicación respecto al río y a las condiciones propias del subsuelo.

Al terminar la cimentación asignada a Solum, se habrán ejecutado los siguientes volúmenes:

- 1,250 m de pilas de 2.5 m de diámetro coladas in situ.
- 5,000 m³ de concreto colado bajo lodo bentonítico.
- 7,100 m³ de concreto en zapatas.
- 1,200 ton de acero para refuerzo del concreto.
- 3,340 m² de hincado de tablaestaca metálica.
- 14,000 m³ de excavaciones para alojar las zapatas y
- 160 ton de acero estructural para troquetamiento de las excavaciones tablaestacadas.

A la izquierda, equipo de perforación utilizado en la construcción de las pilas de 2.5 m de diámetro; a la derecha, cimentación profunda del tramo principal del puente; abajo ilustración que muestra las características que tendrá el Coatzacoalcos II.



PUENTE COATZACOALCOS II

PRUEBA DE CARGA VERTICAL EN PILA DE ϕ 90CM, COLADA "IN SITU"

REALIZADA PARA LA:

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS

POR:

SOLU \acute{M} , S. A.

JULIO 1980

=====

C O N T E N I D O.

I.-	INTRODUCCION	PAG.	1
II.-	ESTRATIGRAFIA	"	1
III.-	PILA DE PRUEBA	"	2
IV.-	SISTEMAS DE CARGA Y OBSERVACION	"	3
V.-	PROCEDIMIENTOS DE ENSAYE	"	6
VI.-	INTERPRETACION	"	7
VII.-	CONCLUSIONES	"	8

I.- INTRODUCCION

La Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, a través de la Dirección General de Carreteras Federales, construye sobre el Río Coatzacoalcos cerca de la población de Minatitlán, en el estado de Veracruz (fig. 1), un nuevo puente tipo colgante, el cual cuenta con un total de 18 apoyos, 4 de los cuales se localizan en la margen derecha del Río y los 14 restantes en la margen izquierda. Los claros entre apoyos varían desde los 60m. hasta un máximo de 260m entre los apoyos No. 4 (en margen derecha) y No. 5 (en margen izquierda), siendo las descargas verticales sobre estos apoyos del orden de 18000 ton.

La cimentación del puente, está resuelta a base de zapatas, pilas de 2.5m de diámetro coladas in situ y cilindros de gran diámetro.

Dada la incertidumbre en el comportamiento del subsuelo de apoyo, para las pilas de margen izquierda, debido a diferentes interpretaciones teóricas de la capacidad de carga, el Departamento de Puentes de la mencionada Dirección, consideró conveniente ejecutar una prueba de carga sobre una pila colada en el lugar, asignándosele a Solum, la ejecución de la misma.

Este informe presenta una descripción breve del procedimiento constructivo de la pila de prueba, su ubicación respecto al proyecto, los sistemas de carga y medición empleados, el procedimiento de ensaye y la interpretación de los resultados.

II.- ESTRATIGRAFIA

De acuerdo con el sondeo SC-8 realizado a 15.0m, a la izquierda de la estación 16+713.20, ubicada en la margen izquierda del Río Coatzacoalcos, la estratigrafía se presenta de la siguiente manera (fig. 2 y 3).

De 0.0 a 2.0m	Limo arenoso y arena limosa con gravillas, medianamente compactos, cuyo contenido natural de agua es de 10% (re-leno).
---------------	--

De 2.0 a 7.1m	Limo poco arcilloso, arcilla y limo arenoso suelto, con resistencia al corte con torcómetro, entre 0.10 y 0.35 kg/cm ² . Su contenido natural de agua es de 40%
De 7.1 a 20.9m	Arena poco limosa, suelta de 7.1 a 8.2m, medianamente compacta hasta 18.5m, y muy compacta de 18.5m a 20.9m. Se le intercalan dos lentes de arcilla firme, de 1m de espesor a las profundidades de 14m y 17m. El contenido natural de agua es de 20% en la arena y de 50% en los estratos arcillosos.
De 20.9 a 50.0m	Arcilla dura, con número de golpes mayor de 60 y su contenido natural de agua es de 30% entre 20.9 y 25.0m y 20% de 30 a 50m. Se le intercala materia orgánica a 24m de profundidad, y dos estratos predominantemente limosos de 1 a 2m de espesor a 34 y 39m de profundidad.

El nivel de aguas freáticas se presentó a los 2.0m de profundidad.

En la figura 2, se muestra un perfil transversal del proyecto, indicando la posición del estrato arcilloso duro en relación a la pila de prueba y a la cimentación de los apoyos del puente.

III.- PILA DE PRUEBA

La prueba de carga se efectuó sobre una pila de concreto reforzado colada en el lugar, apoyada a 25m de profundidad, con 90cm de diámetro en el fuste y 80cm de diámetro en la punta (plano PC-1). El armado vertical se resolvió mediante 12 varillas del No. 6, con zuncho de varilla del No. 3 y paso de 8cm en los 90cm de la parte superior, y anillos de varilla del No. 3 a cada 24cm en la porción restante. En el extremo inferior de la pila se colocó una celda de presión tipo Carlson para poder medir la carga en la punta (fig. 4).

La celda de presión se colocó dentro de un precolado de forma cilíndrica según se describe más adelante, con 80cm de diámetro. Dicha dimensión fué condicionada principalmente por el espacio libre disponible en la máquina universal donde fué calibrada.

Dicho cilindro precolado fué bajado en conjunto con el armado de la pila, toda vez que la perforación estabilizada con lodo bentonítico alcanzó la profundidad de 25m. A continuación se coló la pila mediante un tubo tremie.

Se emplearon para la construcción de esta pila, acero de refuerzo de alta resistencia $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y concreto de resistencia $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, (ver plano PC--1).

IV.- SISTEMAS DE CARGA Y OBSERVACION

Para la prueba fué necesario implementar: una estructura de reacción; un sistema para la aplicación de carga sobre la pila, otro para la medición de deformaciones en la cabeza de la pila, y otro más para registrar la carga en la punta.

Para su descripción se han denominado:

- 1.- SISTEMA DE REACCION
- 2.- SISTEMA DE CARGA EN LA CABEZA
- 3.- SISTEMA DE MEDICION DE DEFORMACIONES
- 4.- SISTEMA DE MEDICION DE CARGA EN LA PUNTA

1.- SISTEMA DE REACCION

Este sistema se compone de dos partes, la superior (Foto 1) la integra el marco de reacción formado por vigas I gemelas de acero, tipo A-36, con longitudes de 745cm y peralte de 85cm dispuestas en forma de cruz, (planos PC-1, PC-2, PC-3), con apoyos articulados en sus extremos y reforzada en los puntos de concentración de las cargas mediante atiesadores.

El diseño efectuado con criterio elástico, contempló una carga de trabajo de 500 ton.

La parte inferior del sistema la integran cuatro pilas de reacción, de 90cm de diámetro en el fuste y de forma acampanada en la punta llegando a un diámetro máximo de 200cm. Se colaron "in situ" a 30m de profundidad, utilizando para el armado vertical 12 varillas del No. 8 y anillos de varilla del No. 3 a cada 24cm, (plano PC-1).

Para la construcción de estas pilas se utilizó acero de refuerzo de alta -

resistencia $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y concreto de resistencia $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$, colado con auxilio de tuberfa tremie en perforación estabilizada con lodo bentonítico

En la cabeza de estas pilas fueron soldadas a los respectivos armados, placas de 2" de espesor, en las que se instalaron las articulaciones (foto2) para los apoyos del marco de reacción, quedando de esta manera integrado el sistema. (Planos PC-1, PC-3).

2.- SISTEMA DE CARGA EN LA CABEZA

Para la aplicación de carga en la cabeza de la pila se utilizó un sistema compuesto por cuatro gatos hidráulicos con capacidad de 200 ton cada uno, y carrera de 25cm (10"), conectados a una bomba hidráulica manual con capacidad de 10,000 psi. (fot.3). Con el objeto de uniformizar la carga en la cabeza de la pila y evitar fracturación del concreto, se cabeceó ésta, con un mortero adicionado con ferroplast, proporcionado para alcanzar una resistencia -- $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$. Entre el mortero de ferroplast y la placa de apoyo de los gatos, se colocó un disco de triplay de 1/4" de espesor, para anular aún más los efectos nocivos de los puntos rígidos (fig 5).

La aplicación de la carga fue controlada mediante la lectura directa en el manómetro acoplado a la bomba hidráulica. Este sistema se calibró previo a la realización de la prueba, en el laboratorio de ensayos de la SAHOP, obteniéndose se la gráfica CARGA REGISTRADA (ton)-- LECTURA EN EL MANOMETRO (psi), (fig.6).

3.- SISTEMA DE MEDICION DE DEFORMACIONES.

Este sistema lo integran una estructura ligera, y un par de micrómetros apoyados en ella. La estructura se formó por Angulo Dexión, fig. 7, con una longitud total de 800cm y con una altura de 100cm; esta estructura se fijó en uno de sus apoyos, quedando libremente apoyada en el opuesto, obteniéndose de esta forma libertad de desplazamiento en el sentido horizontal. Para reducir a un mínimo las deformaciones por cambios de temperatura, se forró la estructura de apoyo de micrómetros con un aislante térmico formado de fibra de vidrio y polietileno. (fot. 1).

Los micrómetros utilizados para la medición de las deformaciones durante la prueba, fueron de tipo reloj, de los comunmente usados en los laboratorios, con carrera de 30mm y precisión de 10 micras utilizándose para fijarlos, bases magnéticas que se apoyaron sobre la placa de acero que fué colocada en la cabeza de la pila y apoyando la punta del micrómetro contra la estructura ligera ya mencionada. (Figs. 5 y 7, y fot. 4).

4.- SISTEMA DE MEDICION DE CARGA EN LA PUNTA.

Para la medición de la carga en la punta, se utilizó una celda de presión tipo Carlson, colocada en el extremo inferior de la pila, la cual se conectó -- mediante un cable ahogado a lo largo de la pila a un aparato lector del tipo -- puente de Wheastone especial para la celda. Las lecturas se llevaron a cabo des -- de el inicio de la prueba con intervalos a cada media hora, antes y después de cada incremento o decremento de carga.

Las características de la celda son:

RANGO DE COMPRESION	105 kg/cm ² = 1500 psi
LECTURA MENOR DE ESFUERZO	0.7 kg/cm ² = 10 psi
PESO	2.72 kg. = 6 lbs
MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO	0.4x10 ⁶ kg/cm ² = 6x10 ⁶ psi
AREA DE LA CELDA	225.8 cm = 35 sq.in

La punta de la pila donde se colocó la celda de presión es un cilindro de -- concreto reforzado de 80cm de diámetro y 50cm de altura (Fig. 4), el cual fue -- precolado en la Ciudad de México con el objeto de efectuar la calibración (Fig.8), de la celda, utilizando la máquina universal del laboratorio de ensayos de la -- SAHOP. Posteriormente a la calibración, el cilindro fué enviado al lugar de la -- prueba para ser instalado en la punta de la pila, mediante la union y traslape -- de los respectivos armados.

Para la fabricación del cilindro se utilizaron materiales y armados de las -- mismas características que los empleados en la construcción de la pila de prueba.

El procedimiento de calibración para los sistemas de carga en la cabeza y medición de carga en la punta se incluyen en el ANEXO I

V.- PROCEDIMIENTO DE ENSAYE.

La prueba se desarrolló en tres ciclos de carga, en el primero se alcanzó una carga máxima de 320 toneladas, en el segundo 480 toneladas y en el tercer ciclo se consigue la penetración franca de la pila en el terreno a las -- 520 ton de carga.

Para la determinación del procedimiento de carga se consideró importante controlar las variables básicas que intervienen en la prueba: INCREMENTO DE CARGA, ASENTAMIENTO Y TIEMPO, conservando constantes la primera y la última -

De esta manera se selecciono:

1º CICLO Incrementar la carga de 40 en 40 toneladas cada dos horas con lecturas de micrómetros a los 0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 8, 15, 30, 60, 90 y 119 minutos, hasta llegar a un máximo de 320 toneladas o hasta observar un cambio brusco en la pendiente de la gráfica CARGA (ton) -- DEFORMACION (mm) (fig. 9), después, realizar decrementos de 80 en 80 toneladas a cada hora con lecturas de micrómetros a los 0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 8, 16, 15, 30 y 60 minutos hasta llegar a cero toneladas de carga.

2º CICLO Incrementar la carga de 80 en 80 toneladas cada dos horas con lecturas de micrómetros a los 0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 8, 15, 30, 60, 90 y 119 minutos, hasta alcanzar la máxima carga aplicada en el 1º CICLO; a partir de este punto los incrementos de carga se vuelven a aplicar de 40 en 40 toneladas con intervalos de dos horas y lecturas de micrómetros a 0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 8, 15, 30, 60, 90 y 119 minutos hasta llegar a la carga de 480 toneladas o hasta la penetración de la pila en el terreno, lo que ocurra primero.

3º CICLO Se sigue una secuela de carga similar a la de los dos primeros ciclos, según se observa en la figura 9, pero con la consigna de llegar a la franca penetración de la pila, lo cual se consiguió a las 520 toneladas de carga.

En el ANEXO II se presentan los registros de campo obtenidos durante la prueba.

Los resultados de la prueba se muestran en las gráficas DEFORMACION - - (mm)--TIEMPO (min) y CARGA (ton)--DEFORMACION (mm) figs. 9 y 10.

VI.- INTERPRETACION

En el puente de Wheastone conectado a la celda de presión, se observó un cambio significativo cuando la carga aplicada sobre la pila paso de 120 a 160 toneladas; tomando esto en cuenta, hipotéticamente se puede considerar que la fricción lateral en la pila fue del orden de 140 toneladas, quedando condicionada la fricción lateral unitaria a aproximadamente 2 ton/m^2

Con la deformación en los últimos 29 minutos del incremento de carga, tomadas de la gráfica DEFORMACION --TIEMPO (min), fig. 9, dibujada contra el valor de la carga aplicada en el mismo incremento, se obtuvo la gráfica de la -- figura 11.

En dicha gráfica, se detecta un punto de "Fluencia", a las 395 toneladas de carga.

Considerando que dicho valor, corresponde a la carga última de la pila incluyendo la fricción lateral, puede establecerse que la capacidad última por -- punta, Q_u , será igual a:

$$Q_u = 395 - 140 \text{ ton}$$

$$Q_u = 255 \text{ ton}$$

Si el área de la punta de la pila es $0.7854 (0.8)^2$, tenemos que la capacidad de carga última para el estrato arcilloso duro será:

$$q_u = 255 \text{ ton} \div 0.502 \text{ m}^2 = 508 \text{ ton/m}^2$$

Si se considera que el factor de seguridad, para condiciones de carga normales sea de 2, la capacidad de carga admisible será:

$$q_a (f_s=2) = 254 \text{ ton/m}^2$$

Y si para condiciones de carga eventuales consideramos un factor de seguridad de 1.5 tendremos:

$$q_a (fs=1.5) = 338 \text{ ton/m}^2$$

De esta manera, para una pila de cimentación que tenga 2.5m de diámetro -- (4.91m² de área en la punta), y con un empotramiento igual al de la pila de prueba en el estrato de apoyo, soportará:

En condiciones de carga normales, con factor de seguridad igual a 2

$$Q_a = 254 \text{ ton/m}^2 \times 4.91 \text{ m}^2 = 1247 \text{ ton.}$$

En condiciones de carga eventuales, con factor de seguridad igual a 1.5

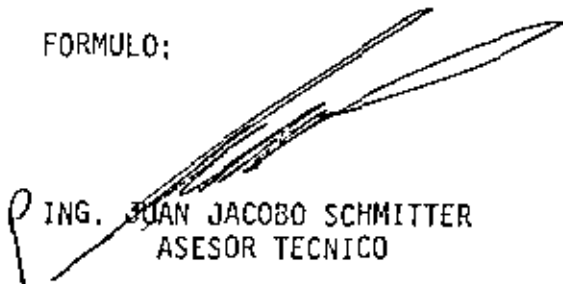
$$Q_a = 338 \text{ ton/m}^2 \times 4.91 \text{ m}^2 = 1659 \text{ ton.}$$

VII.- CONCLUSIONES

- a) La prueba de carga, se efectuó en un estrato de arcilla dura, que parece corresponder con el estrato seleccionado para cimentar los apoyos 5, 6 y 7.
- b) El sistema de reacción usado, soportó prácticamente sin deformaciones apreciables la carga máxima de 520 ton. aplicada a la pila. Las pilas de reacción permanecieron prácticamente en su sitio.
- c) El sistema de medición de carga en la punta, es susceptible de mejorarse para ensayos futuros, dado que aparentemente la contribución de la denominada "carga de punta", no solo abarca la base de la pila sino un cierto tramo de la pila en sí, en su porción inferior. Se sugiere colocar sensores de carga a diferentes elevaciones.


d) La capacidad de carga última, inferida de la prueba es del orden de 500 ton/m².

FORMULO:



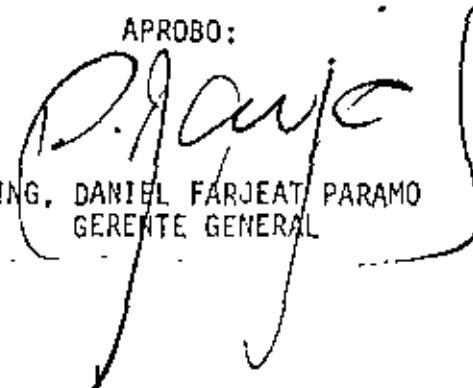
ING. JUAN JACOBO SCHMITTER
ASESOR TECNICO

REVISO:



ING. MANUEL LOPEZ PORTILLO V.
JEFE DE SUPERINTENDENTES

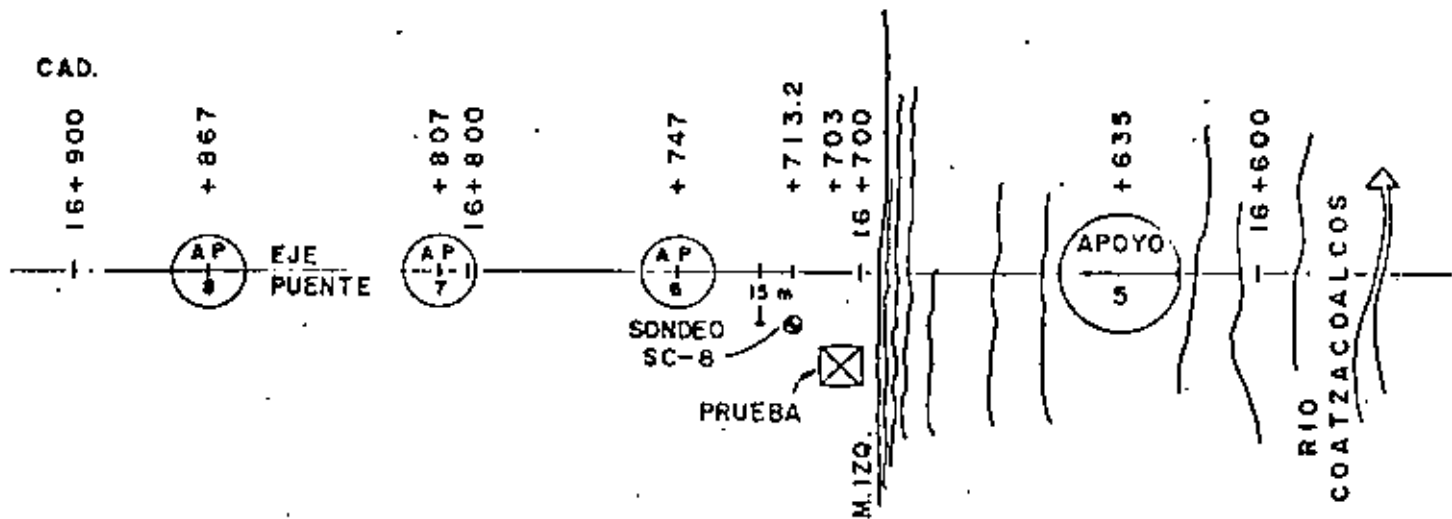
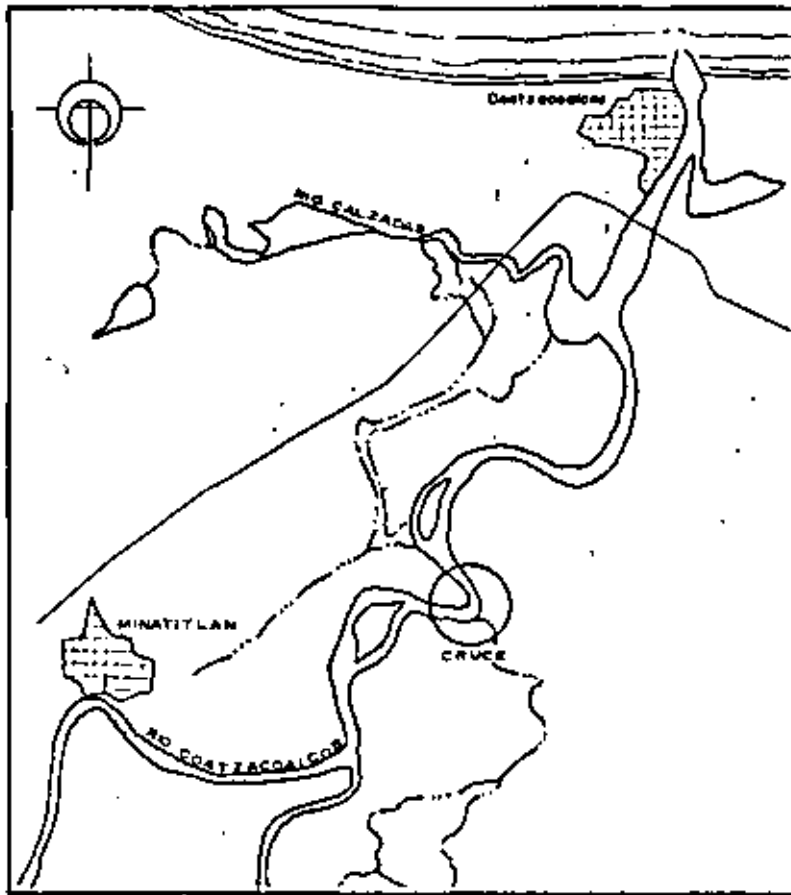
APROBO:



ING. DANIEL FARJEAT PARAMO
GERENTE GENERAL

R E F E R E N C I A S

- 1.- DEPARTMENT OF TRANSPORTATION U.S.A.- The Texas Quick-Load Method for Foundation Load Testing, December 1976.
- 2.- E. JUAREZ BADILLO.- Mecánica de suelos TOMO II, 1978.
- 3.- GEOTEC.- Primera Etapa del Estudio del Subsuelo para la Cimentación del Puente Coatzacoalcos II, Febrero 1979.
- 4.- JOURNAL OF THE SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION.- Pile Load Capacity: Estimates and Test Results. July, 1979.
- 5.- JOSEPH E. BOWLES.- Foundation Analysis and Design, 1978



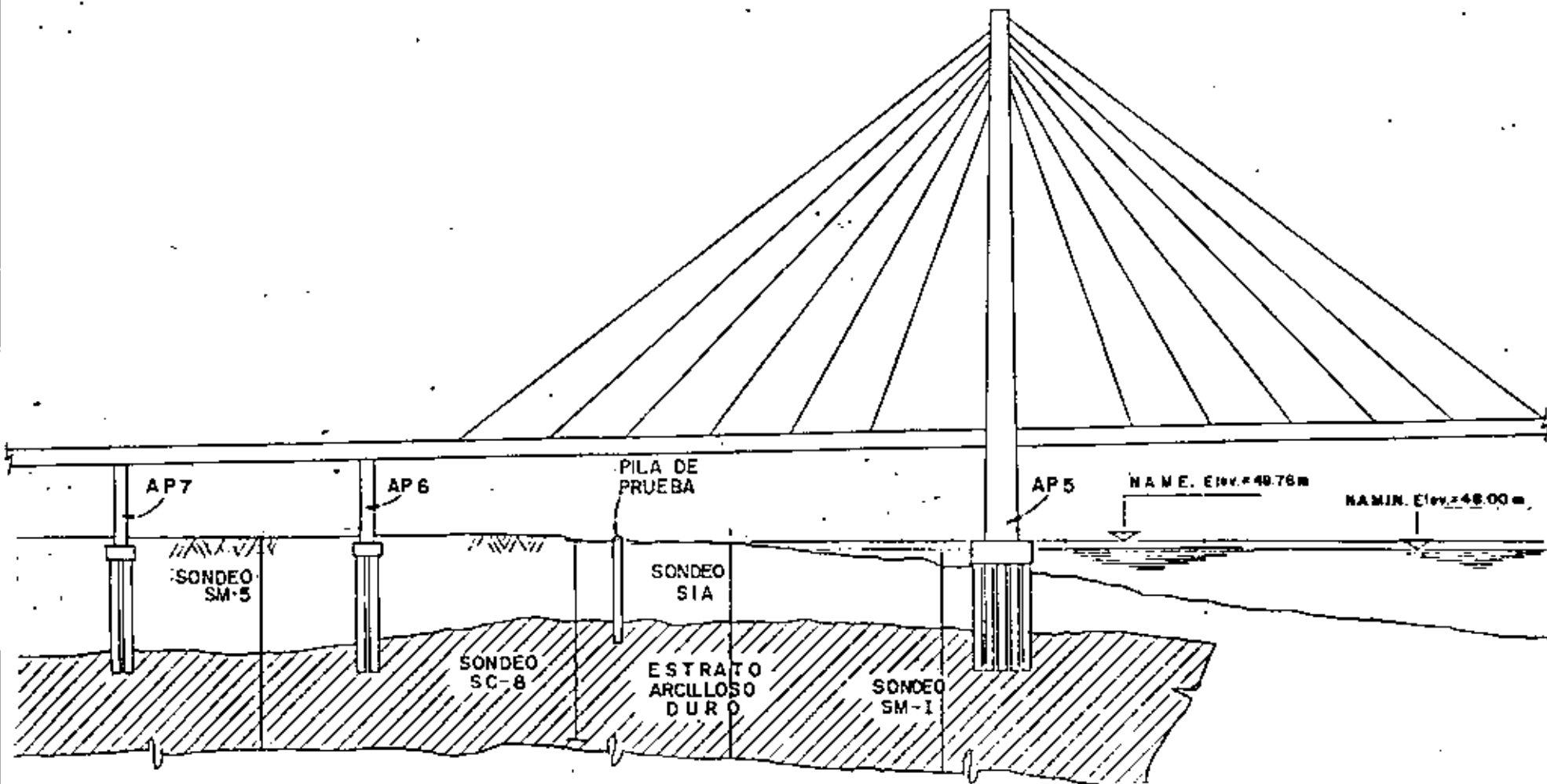
	PUENTE COATZACOALCOS II	
	PRUEBA DE CARGA EN PILA DE MARGEN IZQ.	
	LOCALIZACION	
FECHA: Del 800414 al 800424		FIG No. 1

12
16+800

16+700

16+600

16+500



ESC. 1:1500



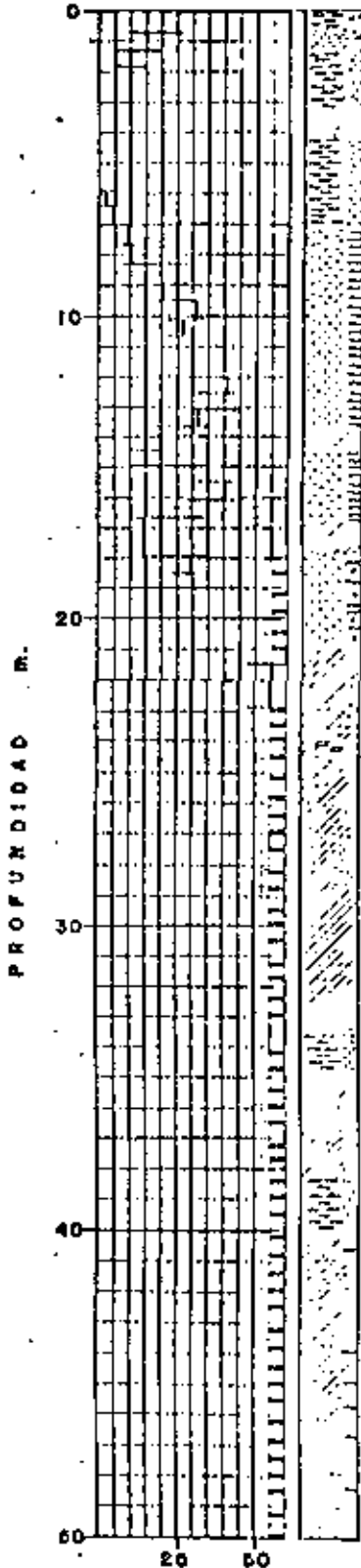
PUENTE COATZACOALCOS II

PRUEBA DE CARGA EN PILA DE MARGEN IZQ.

LOCALIZACION ESTRATO ARCILLOSO DURO

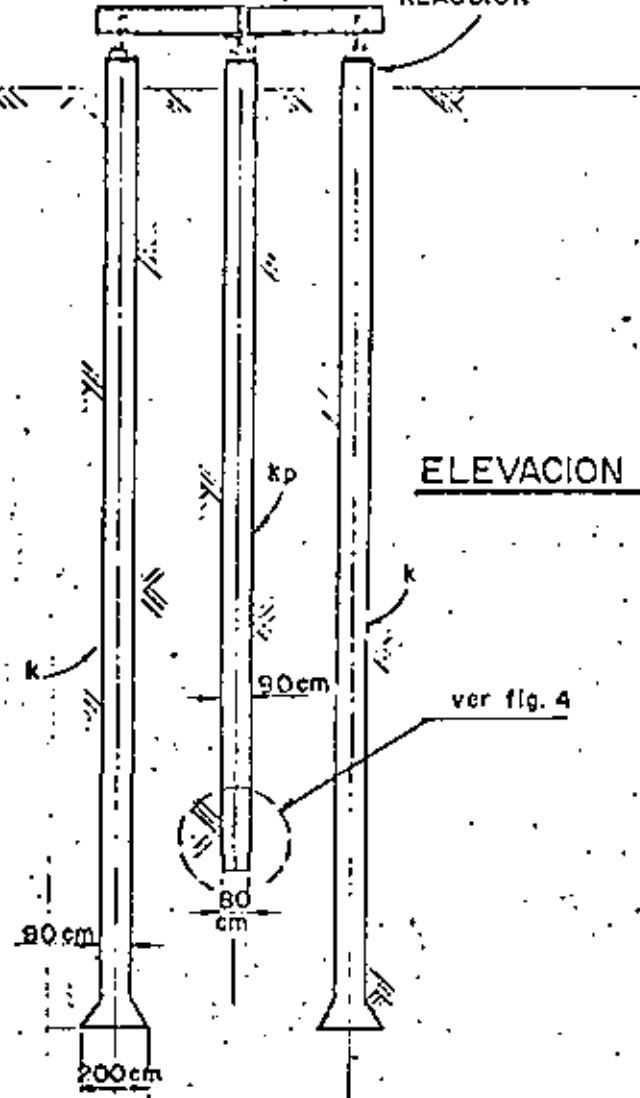
FECHA: Del 30/04/14 al 30/04/24 | FIG. No 2

SONDEO SC-8
RESISTENCIA A LA
PENETRACION
ESTANDAR
(N)

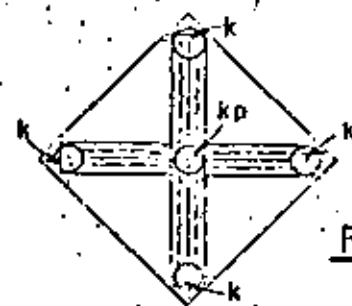


N.F.

SISTEMA DE REACCION



kp = pila de prueba
k = pilos de reaccion



Más de 50 golpes

- Arcilla
- Limo
- Arena
- Mat. orgánico

PUENTE COATZACOALCOS II

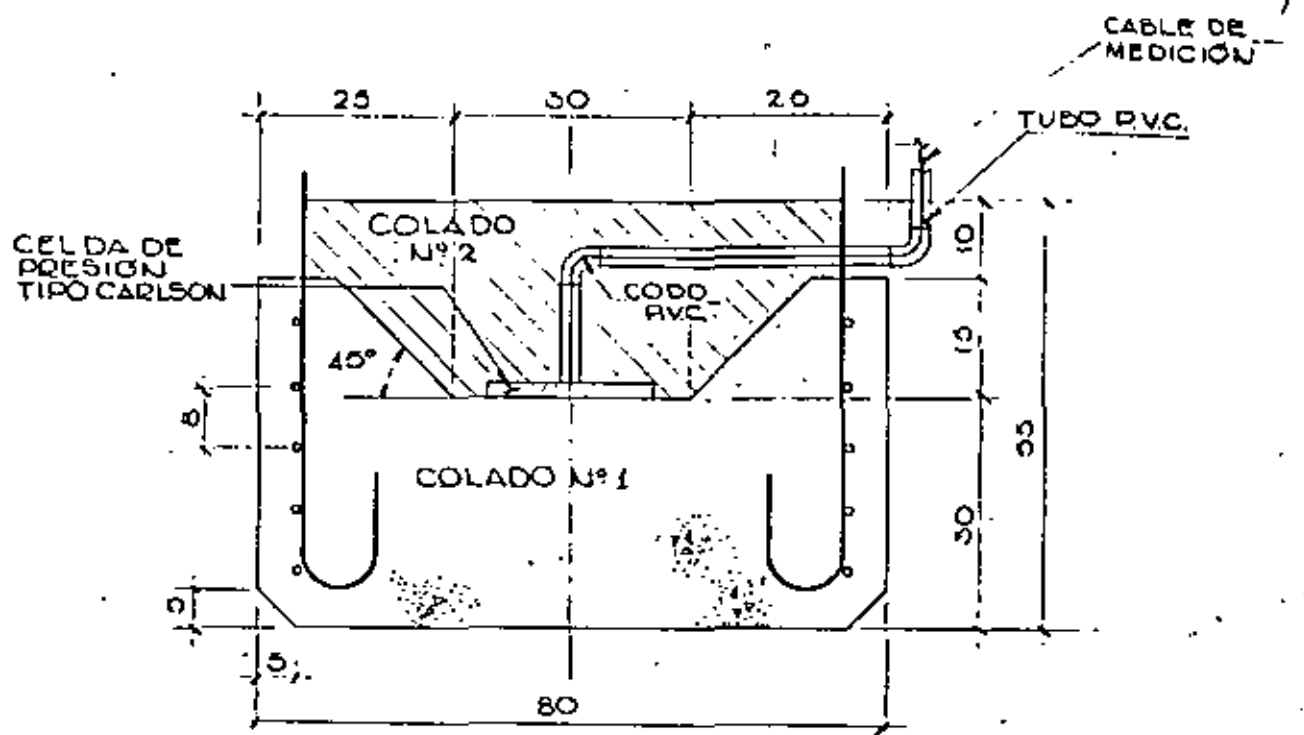
PRUEBA DE CARGA EN PILA DE MARGEN IZQ.

PERFIL DE SUELOS



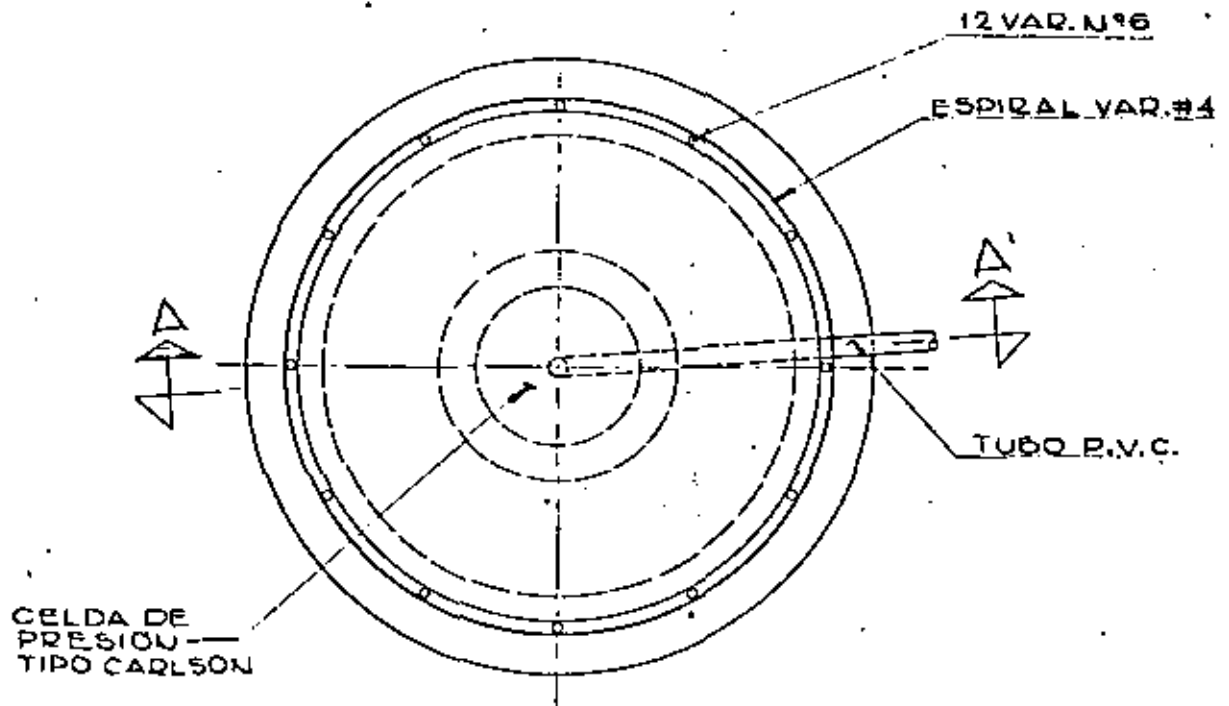
FECHA: Del 800414 al 800424

FIG. No. 3



CORTE A-A'

PUNTA DE LA PILA DE PRUEBA



PLANTA

ACOTACION CM

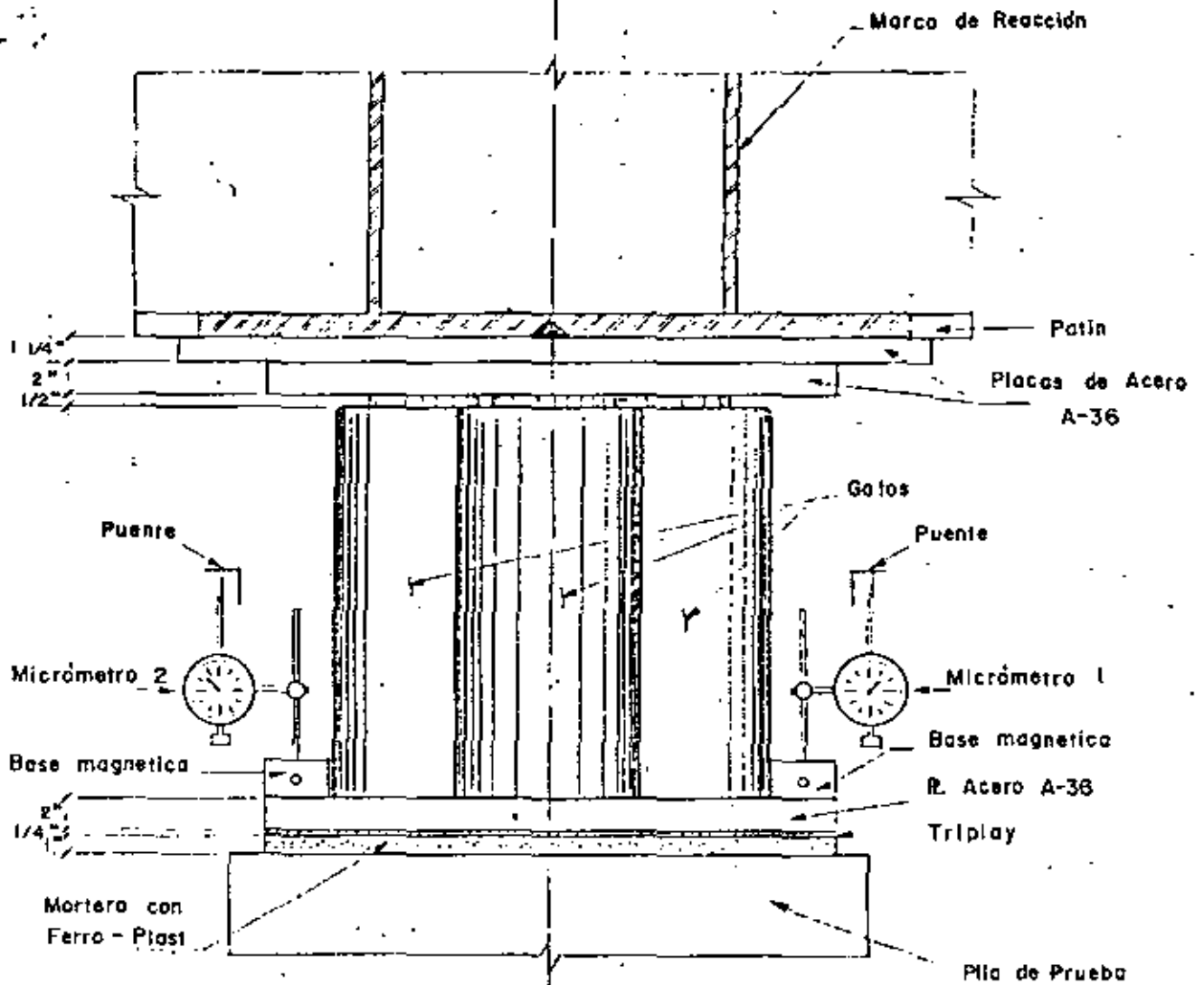
Solum


PUENTE COATZACOALCOS II

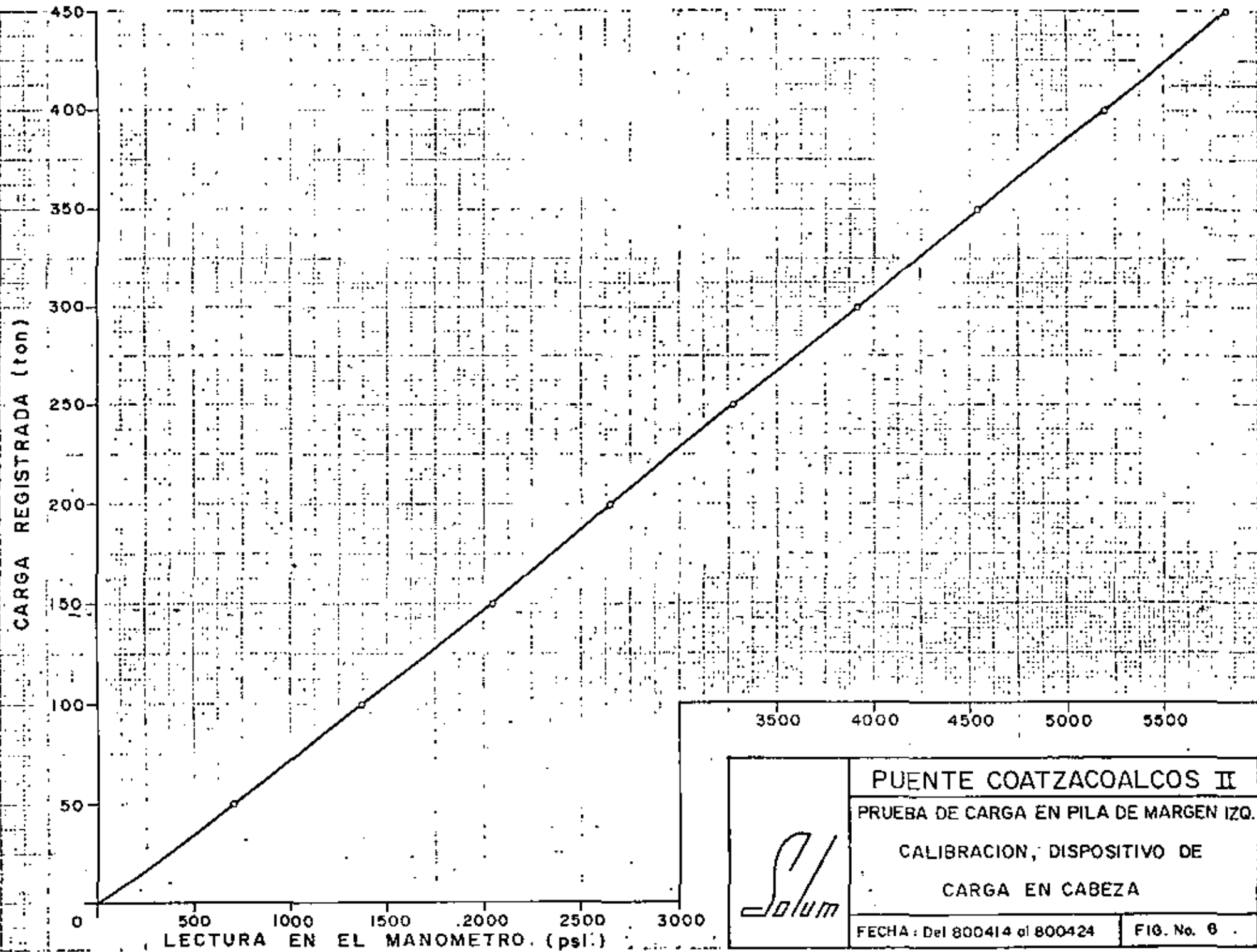
PRUEBA DE CARGA EN PILA DE MARGEN IZQ.
LOCALIZACION CELDA DE PRESION
TIPO CARLSON


FECHA: Del 800414 al 800424

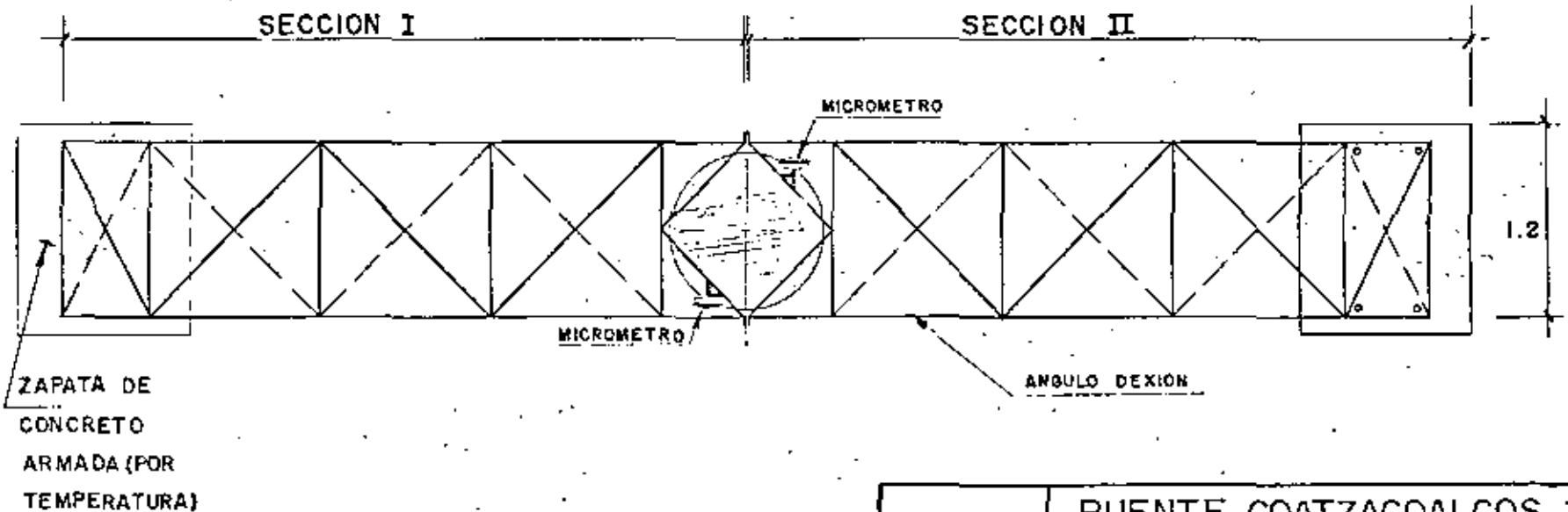
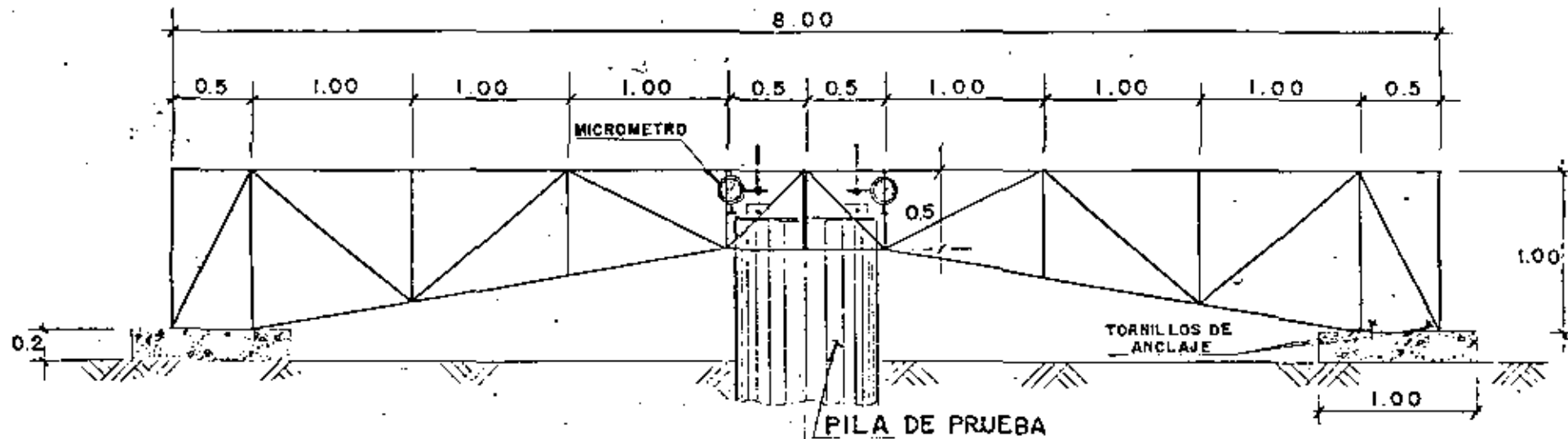
FIG. N. 4



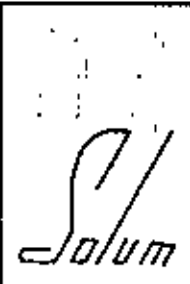
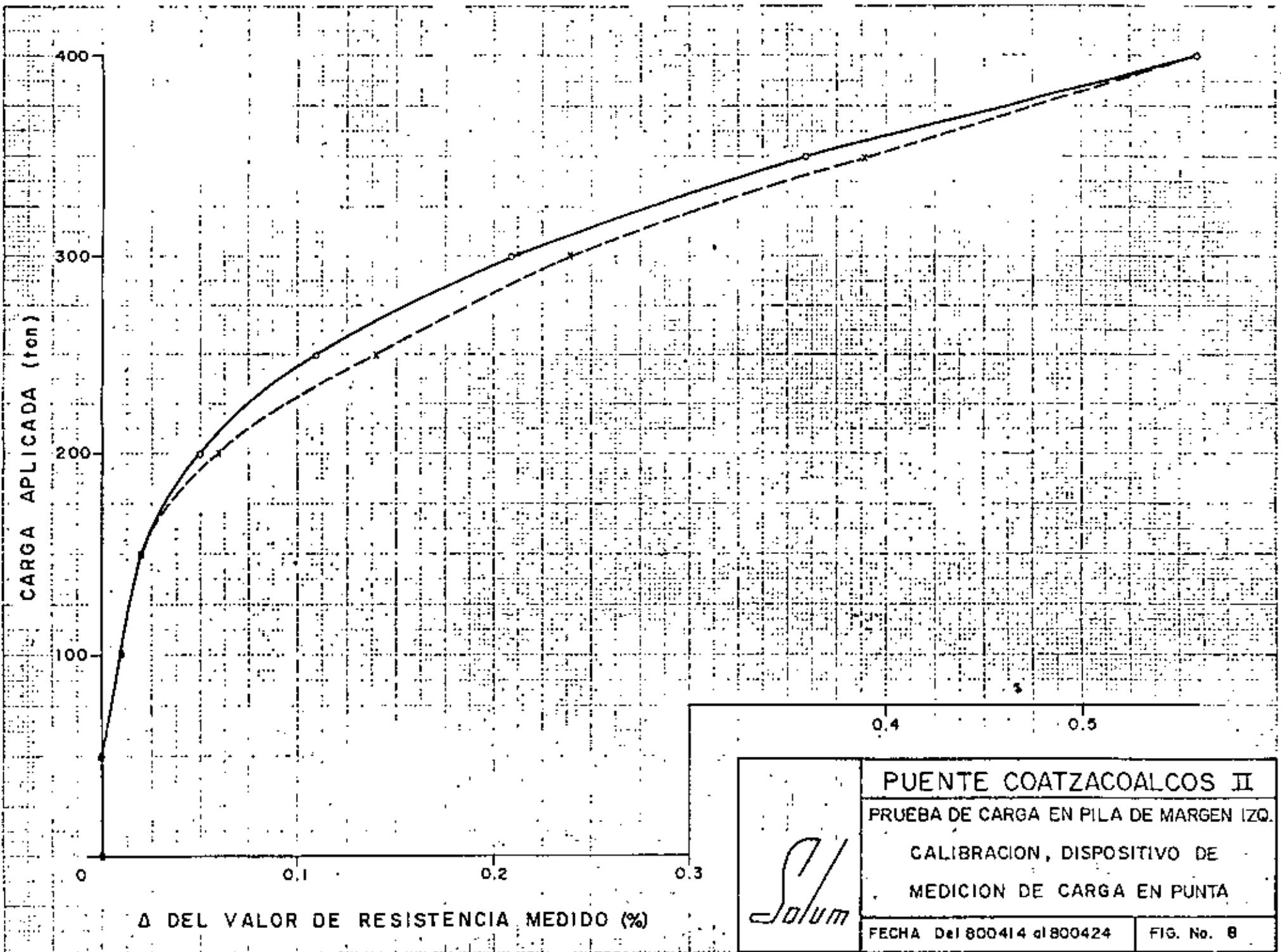
	PUENTE COATZACOALCOS II	
	PRUEBA DE CARGA EN PILA DE MARGEN IZQ.	
	ARREGLO PARA LOS DISPOSITIVOS DE CARGA Y MEDICION	
FECHA : Del 800414 al 800424		FIG. No. 5



	PUENTE COATZACOALCOS II	
	PRUEBA DE CARGA EN PILA DE MARGEN IZQ.	
	CALIBRACION, DISPOSITIVO DE CARGA EN CABEZA	
	FECHA: Del 800414 al 800424	FIG. No. 8

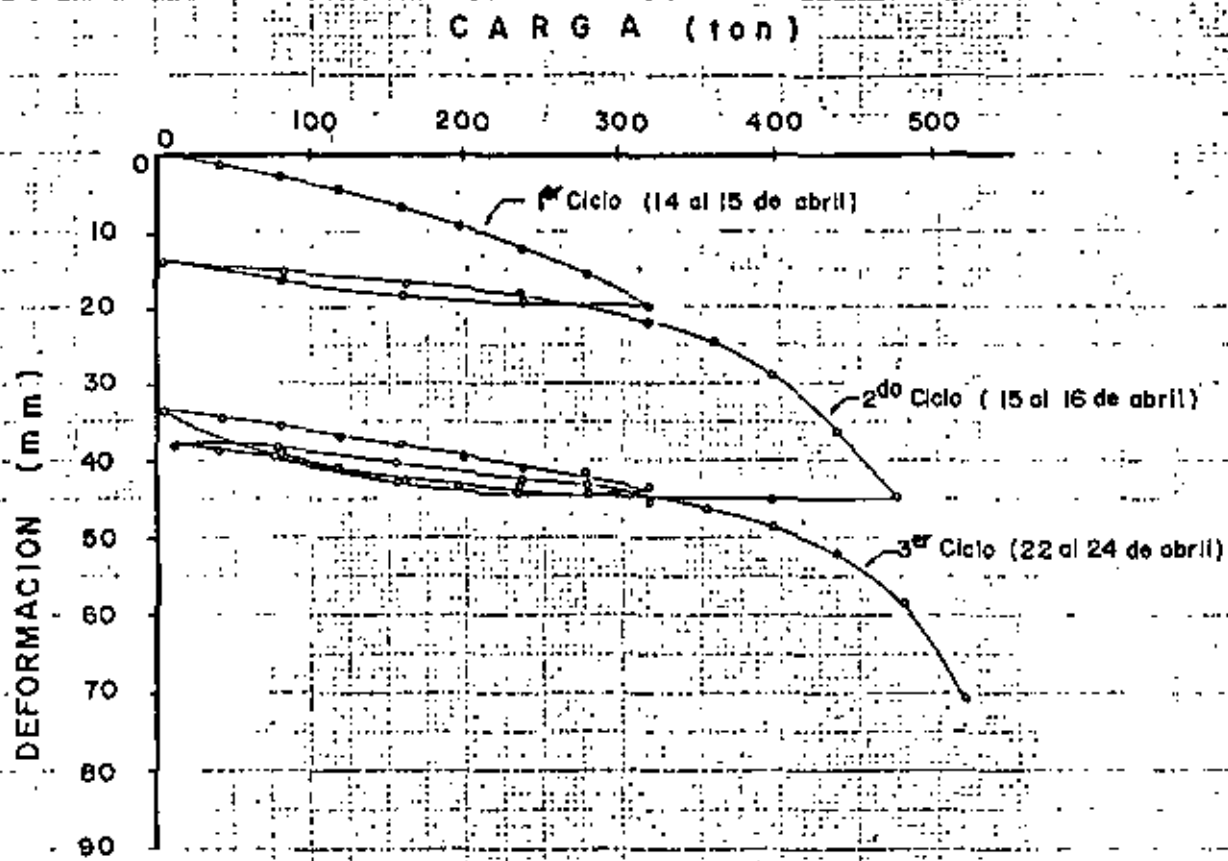


	PUENTE COATZACOALCOS II	
	PRUEBA DE CARGA EN PILA DE MARGEN IZQ.	
	ESTRUCTURA PARA SOPORTE DE MICROMETROS	
FECHA : Del 800414 al 800424		FIG. No 7



PUENTE COATZACOALCOS II
 PRUEBA DE CARGA EN PILA DE MARGEN IZQ.
 CALIBRACION, DISPOSITIVO DE
 MEDICION DE CARGA EN PUNTA

FECHA Del 800414 al 800424 FIG. No. 8



PUENTE COATZACOALCOS II

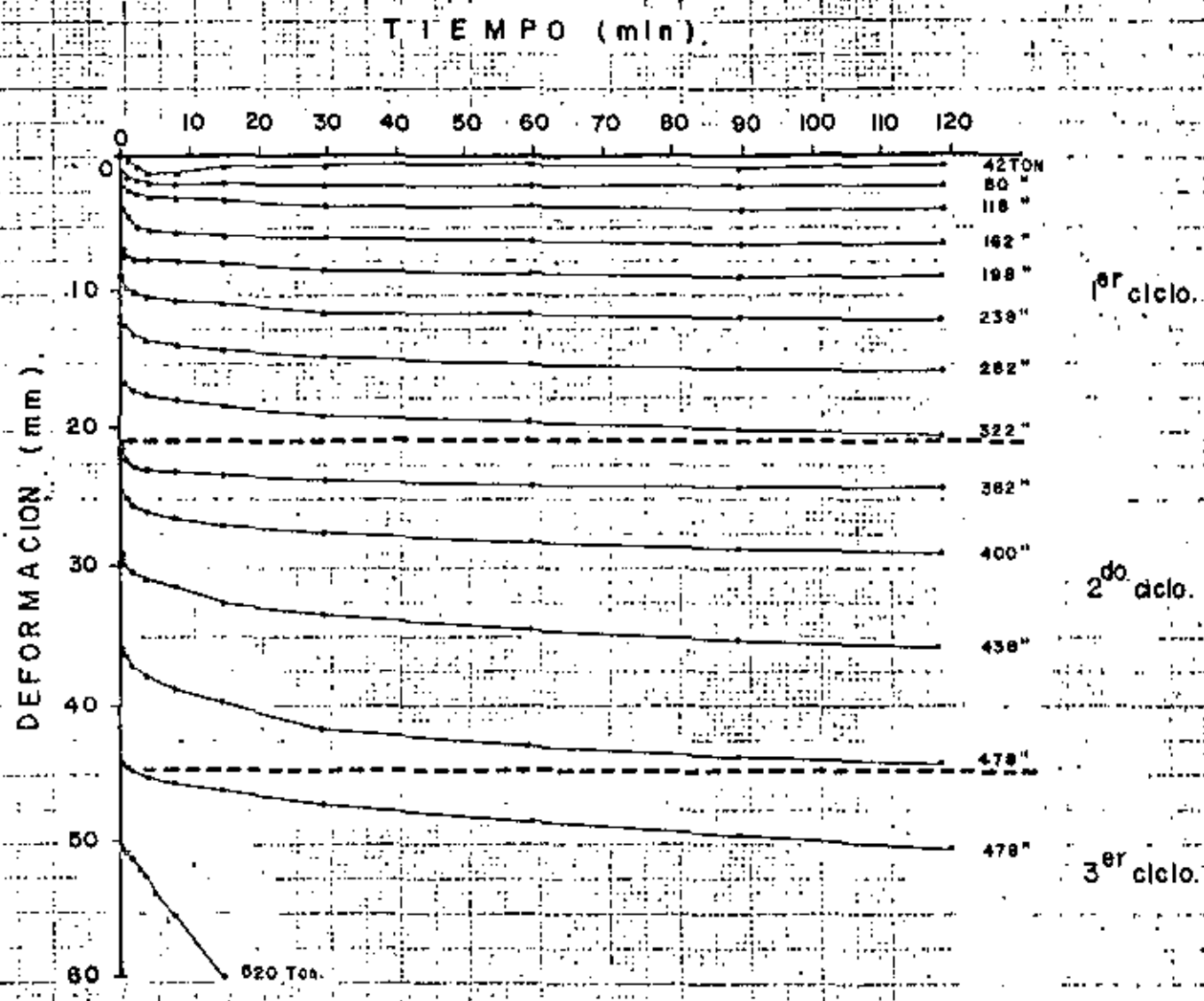
PRUEBA DE CARGA EN PILA DE MARGEN IZQ.

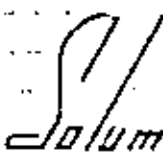
CARGA Vs. DEFORMACION

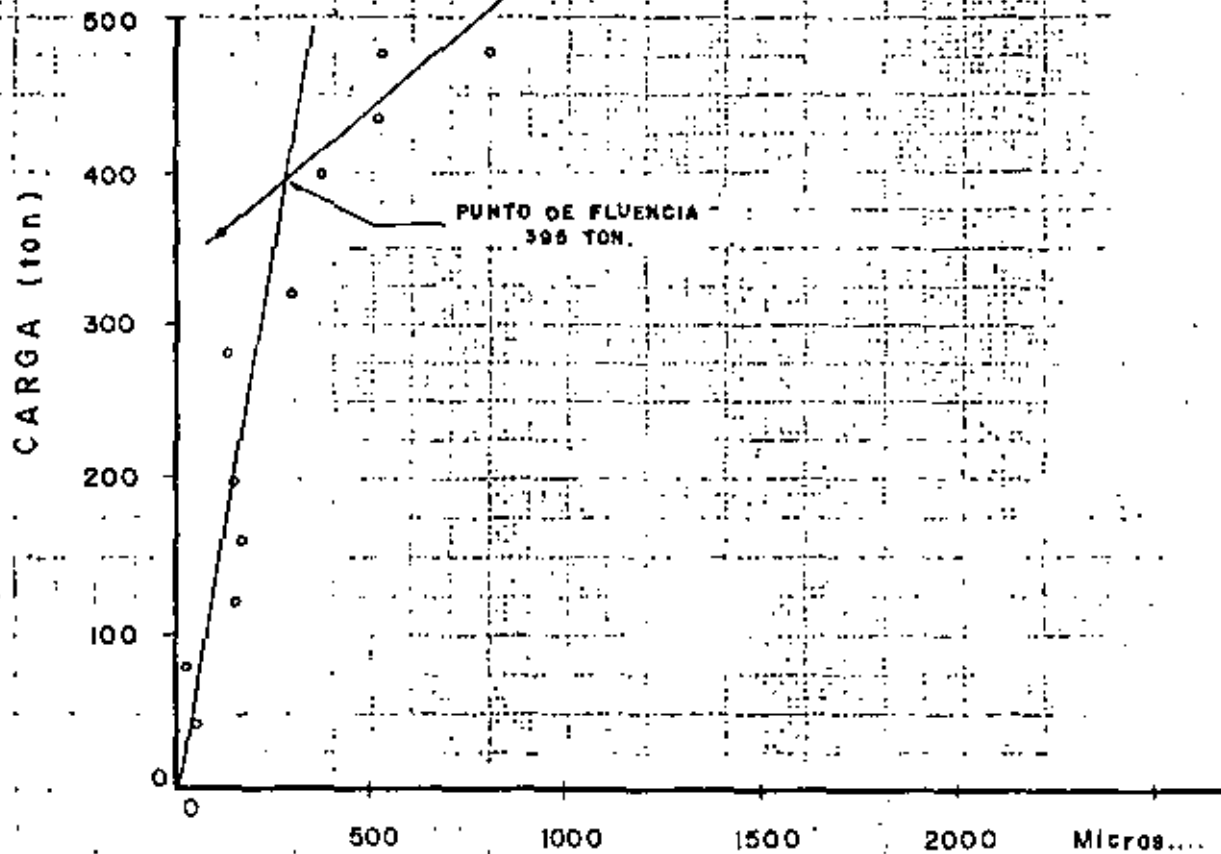
FECHA Del 800414 al 800424

FIG. No. 9

MO: 1000 / 27



	PUENTE COATZACOALCOS II	
	PRUEBA DE CARGA EN PILA DE MARGEN IZQ.	
	DEFORMACION Vs. TIEMPO	
FECHA Del 800414 al 800424		FIG. No. 10



ASENTAMIENTO EN LOS ULTIMOS 29' DEL INCREMENTO DE CARGA.



PUENTE COATZACOALCOS II

PRUEBA DE CARGA EN PILA DE MARGENIZO

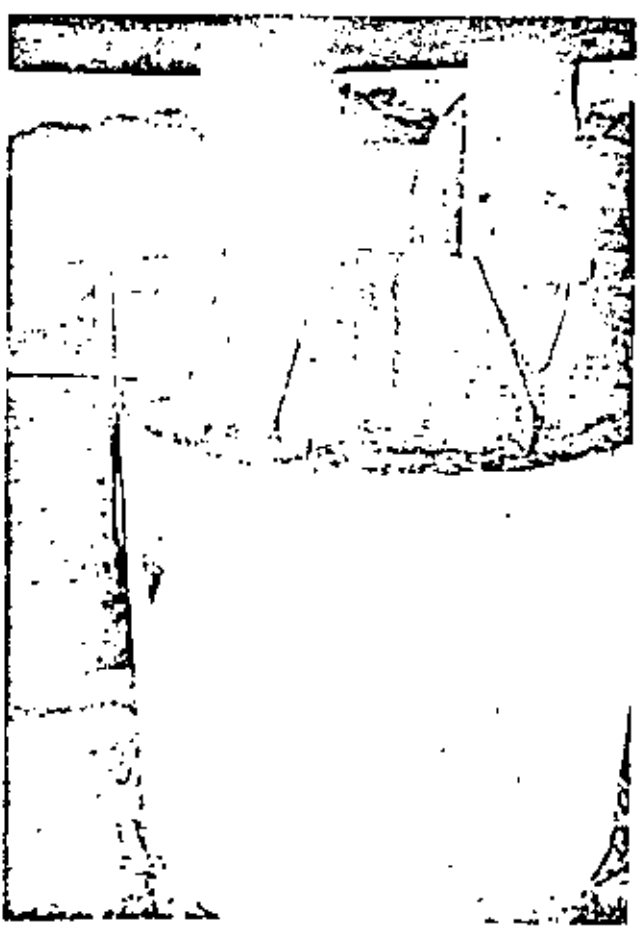
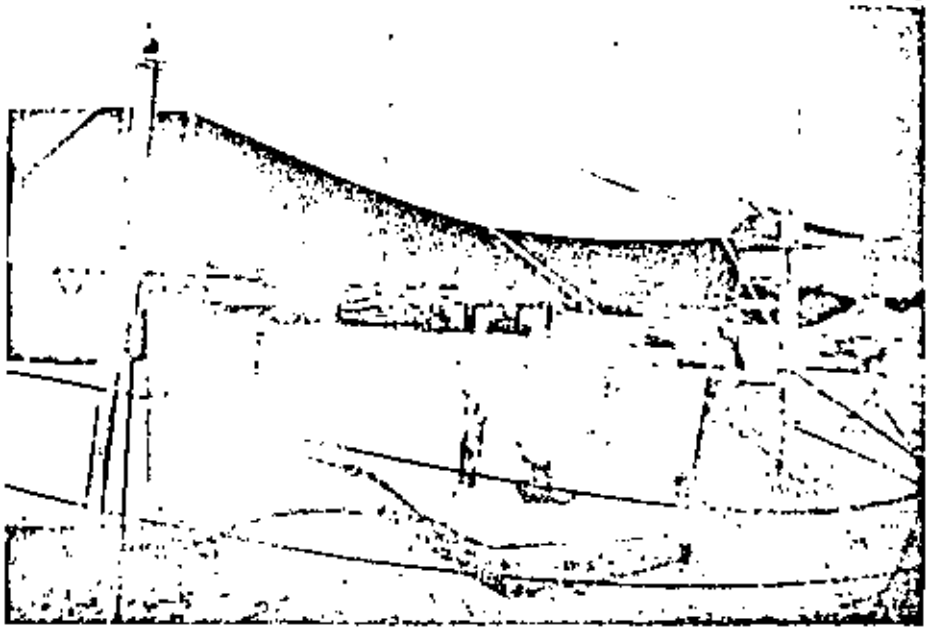
GRAFICA DEL PUNTO DE FLUENCIA

FECHA Del 800414 al 800424

FIG. No. 11

Fotografía No. 1

Marco de reacción y protección térmica del sistema de medición de deformaciones.

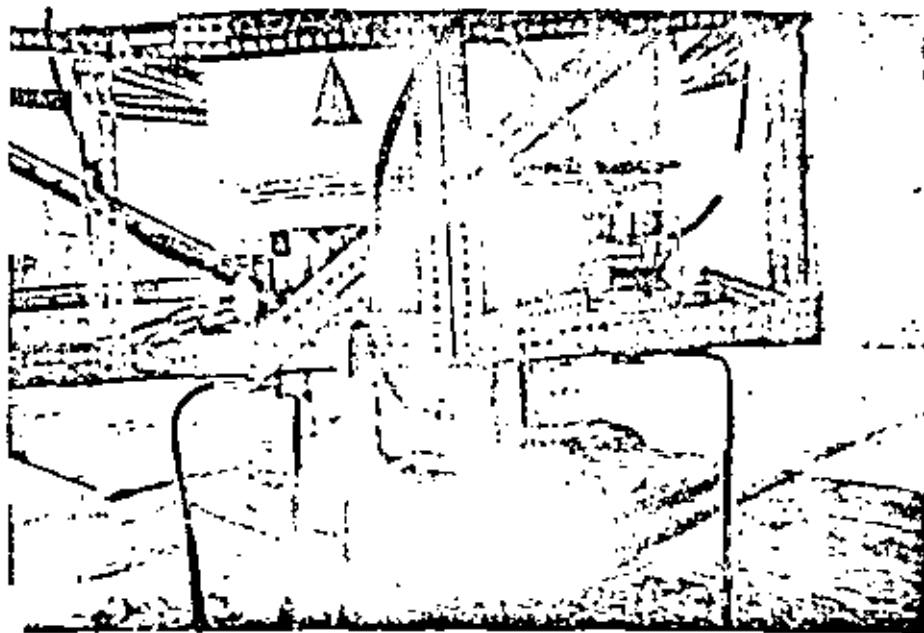
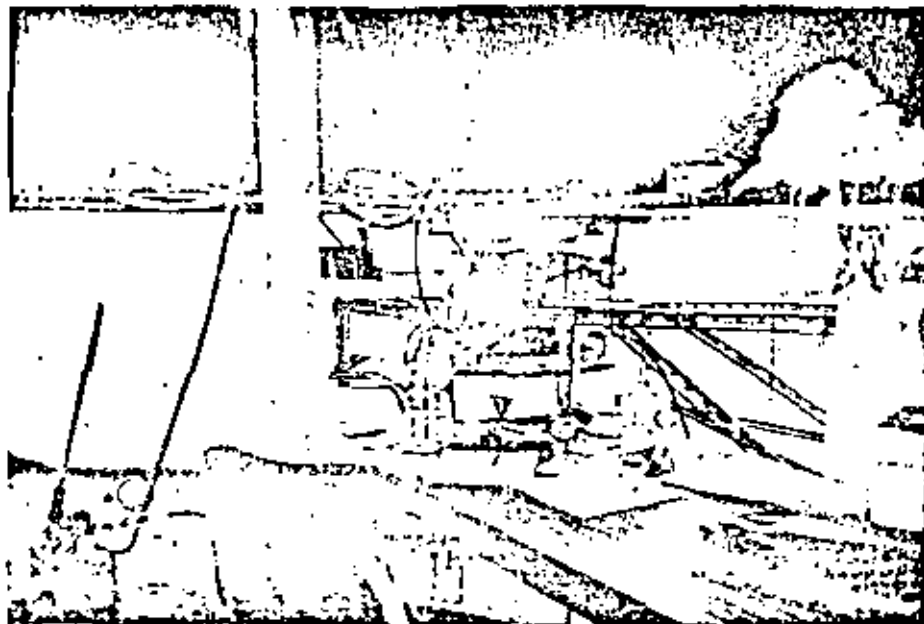


Fotografía No. 2

Articulación de liga entre marco y pila

Fotografía No.3

Sistema de carga en la cabeza y sistema de medición de deformaciones.



Fotografía No. 4

Detalle del sistema de carga en la cabeza y de los micrómetros.

PUENTE CONTZACOALCOS II

Tramo principal apoyos 1 a 7

Procedimientos de Construcción

Apoyos 1, 2 y 3 (margen derecha)

Las características mecánicas del subsuelo permitieron que estos apoyos se cimentaran por superficie mediante zapatas de concreto alojadas en el fondo de excavaciones realizadas exprofeso, mediante (Almeja y grúa Link-Belt LS-108 de 40 Ton.), sin problemas de estabilidad en las paredes por tratarse de suelos arenos arcillosos compactos;

Las características geométricas de estas cimentaciones fueron:

APOYO	DESPLANTE MEDIO	DIMENSIONES ZAPATA	VOLUMEN EXCAVADO	VOLUMEN DE CONCRETO	TONELAJE - ACERO DE REFUERZO
1	4 m	5 x 15 m	923 m ³	240 m ³	37 ton
2	6 m	5 x 6 m	1920 m ³	143 m ³	6 ton
3	13 m	10 x 13 m	2450 m ³	500 m ³	18 ton

Solo en el caso del apoyo 3, se requirió manejo del agua freática lo cual se logró con bombas sumergibles (VH-PUMP) actuando desde cárcamos convencionales situados al pie de los taludes.

APOYO 4 (margen derecha)

Constituye el apoyo principal de la margen derecha, y dadas las características mecánicas del subsuelo, su cimentación del tipo profundo fue necesario desplantarla a 19.5m

Para recibir las solicitaciones estructurales del puente y transmitir las convenientemente al subsuelo, se construyeron 18 pilotes circulares de 2.5m de diámetro, ligados en su cabeza por una zapata de 5m de espesor.

Restricciones impuestas por el diseño, condicionaron que la zapata de liga se ubicase totalmente bajo la superficie del terreno, por lo cual se requirió efectuar una excavación circular de 30m de diámetro, a 7.5m de profundidad además con tablestaca metálica.

Los pilotes circulares de concreto colado bajo lodo bentonítico, se excavaron con ayuda de una perforadora (SOILMEC 273/S) montada sobre una draga (LINK-BELT LS-118 de 60 Ton)'

Al terminar cada perforación se coló con trompa concreto, auxiliándose de bombas (WHITEMAN P-80), alimentadas de plantas de concreto (ORU 350) de 30m³/hora.

Al terminar de colar los 18 pilotes, se hincó la tablestaca (metálica FL-12) a 12m de profundidad con ayuda de (VIBROHINCADOR - ICE 812) perfilando la futura excavación de 30m de diámetro dentro de la cual se aloja las cabezas de los pilotes y su zapata de liga.

Dado que el fondo de la excavación quedaría alojado por abajo -- del nivel freático se instalaron 6 pozos de bombeo en cuyo interior se colocaron bombas eléctricas sumergibles (BAMSA de 2.5 - lps), capaces de mantener en seco el proceso.

Para reforzar las paredes tablestacadas de la excavación se emplearon anillos metálicos de perfil IPR (de 18" de Peralte) conectados con traveses de concreto coladas in situ a las paredes. Se emplearon 5 de estos anillos distribuidos en los 7.5 m excavados de acuerdo con el diagrama de empujes.

El troquelamiento interno así constituido a base de anillos permitió el máximo de libertad de acceso a las maniobras de armado, cimbrado y colado de la zapata de liga.

En resumen se realizaron los siguientes volúmenes de obra

urf. Pilotes	Concreto bajo lodo.	Acero en pilotes	Hincado de tablestaca	Excavación	Anillos ademe	Concreto zap.	Ton acero zap.
1720 m ³	1323 m ³	153 ton	173 ton	4948 m ³	44 ton	2416 m ³	360 ton

APOYO 5 (margen izquierda)

Es el principal de la margen izquierda, donde se encuentra la zona pantanosa del río y en la cual fué necesario alcanzar 38.5m. de profundidad para sustentar la cimentación profunda del apoyo,

La cimentación se integró así por 18 pilotes de 2.5m de diámetro colados en el lugar bajo lodo bentonítico, y acampanados en su base para alcanzar 3.0m de diámetro,

Su cabeza también se ligó con una zapata de 5m de espesor.

Dado que este apoyo 5 quedó posicionado dentro de las aguas del río a 40m de la margen, fué necesario formar una isleta circular de trabajo de 30m de diámetro mediante un barril de tablestaca, adecuada para trabajar en tensión relleno de suelo arenoso.

El hincado de la tablestaca de 12 a 15m de largo, formando un círculo de 30m se hizo con ayuda de un martillo vibratorio (ICE 812) manejado desde una draga (LINK-BELT LS-108) descansado sobre un chalán de 12 por 34 m, movido por el remolcador SUNDISK

Al terminar el hincado, se limpió de azolves el fondo del cuenco así formado, con ayuda de una almeja accionada por draga (LINK-BELT LS-108), y se relleno el interior del barril con suelo arenoso de banco. La comunicación entre la margen y la isleta se habilitó mediante un terraplén de acceso.

Al quedar lista la isleta se empezaron los trabajos de perforación

.... /

y colado de pilotes empleando el mismo equipo que para el apoyo 4, adicionando únicamente un ademe metálico recuperable de 2.6m de diámetro - hincado por vibración en todo el tramo del rellevo arenoso utilizado -- para formar la isleta.

Terminando el colado de los pilotes se inició la excavación del interior de la tablestaca, empleando como troqueles anillos de IPR (18"3/4), coronados con traveses de concreto colados en el lugar pero rigidizando con ayuda de armaduras en forma de estrella de David, el interior del hueco dado que el anillo estructural no era suficiente para recibir los impactos de las embarcaciones y chalanes necesarios para las maniobras.

El sistema de bombeo también a base de pozos y bombas sumergibles se -- instaló antes de la excavación, siendo complementado con bombeo de achi que interno, dada la mayor afluencia de filtraciones.

El armado, cimbrado y colado de la zapata de liga se efectuó en forma similar a la de la margen derecha, alcanzándose los volúmenes:

Ferf. Pilotes	Concreto bajo lodo.	Acero en pilotes	Tablestaca	Excavación	Troqueles	Concreto zap.	Acero zap.
2822 m ³	3090 m ³	209 ton	195 m ²	4794 m ³	65 ton	2416 m ³	360ton

El gran volumen de concreto requerido para la zapata de liga de los apoyos 4 y 5, aunado a la complejidad del armado hizo necesario realizar cuatro etapas en el proceso de su colado.

APOYOS 6 y 7 (margen izquierda)

Ubicados francamente en el pantano, su cimentación profunda fue resuelta a base de pilotes circulares de 2.5m de diámetro apoyados a 38.5m de profundidad.

Las cabezas de los pilotes (5 en el apoyo 7 y 4 en el 6) fueron ligadas por una zapata de 3m de espesor y de 10 x 13 m.

Los pilotes se construyeron con el mismo equipo empleando en los apoyos 4 y 5, y para el armado, cimbrado y colado de la zapata, se empleó

una atagüfa formada por vigueta I de 6", madera de retaque y un sistema para abatimiento del nivel freático, formado por puntas eyectoras (10 pozos), instaladas en ademes de 4"

Los volúmenes de estos apoyos son:

Apoyo	Desplante m.	Perf. Pilotes m ³	Concreto en pilotes m ³	Acero en pilotes	Excavación m ³	Concre- to zap. m ³	Acero zap. m.
6	38	745	496	55 ton	460	390	55
7	38	931	666	45 ton	540	390	45



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ANEXO DEL TEMA :
INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

ING. AGUSTIN DEMENEGHI

JULIO 1983

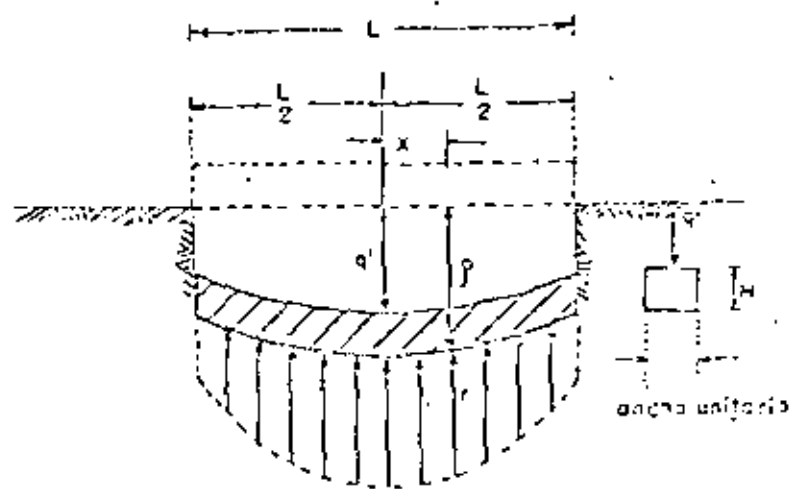


Fig. 2.3 Distribución de la reacción del subsuelo sobre la base de una viga elástica la cual está soportada por una carga lineal q' por unidad de ancho.

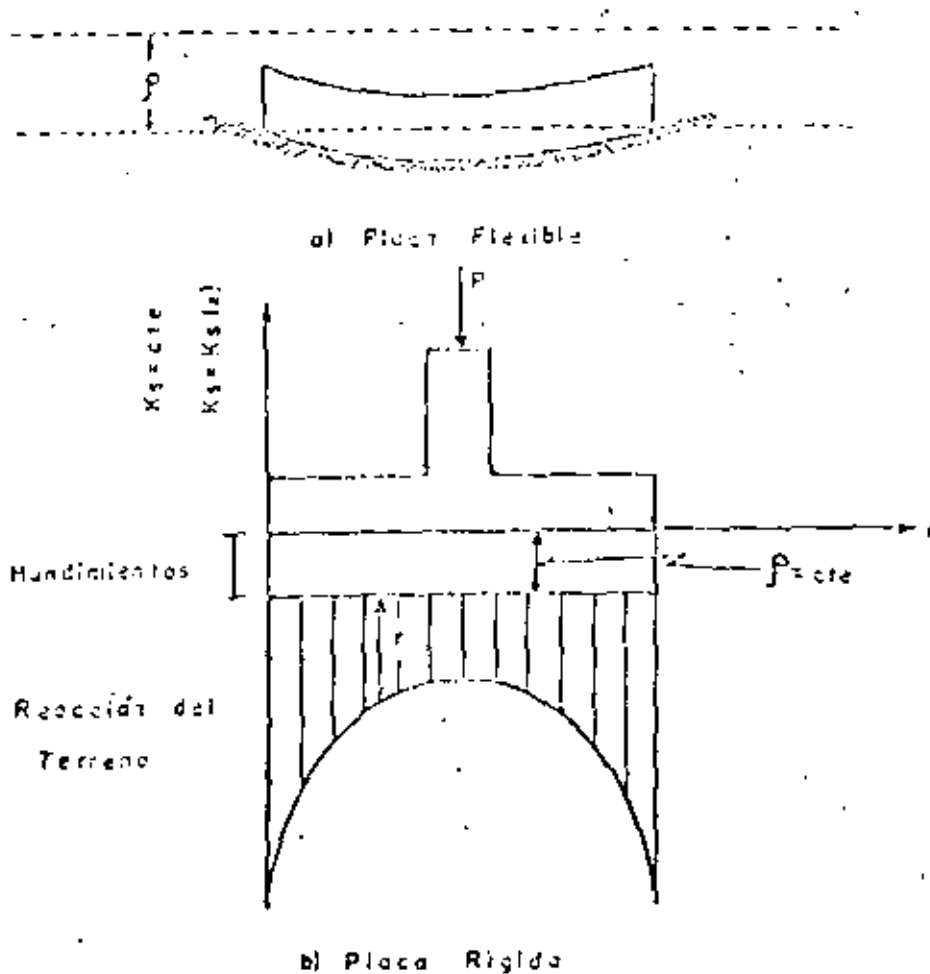


Fig. 2.2 Determinación del módulo de reacción del subsuelo K_s

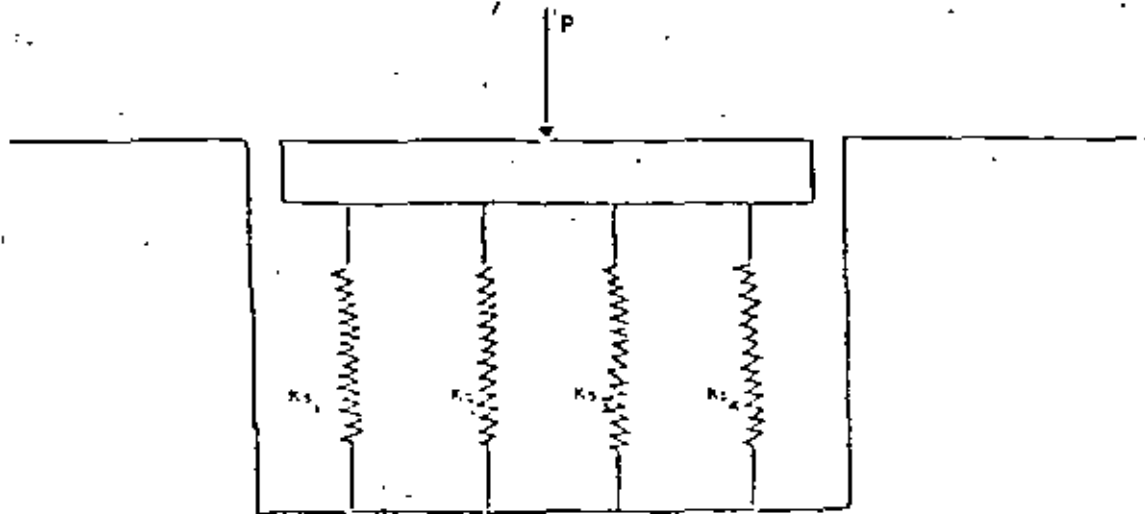


Fig. 2.1 Cimentación sobre resortes

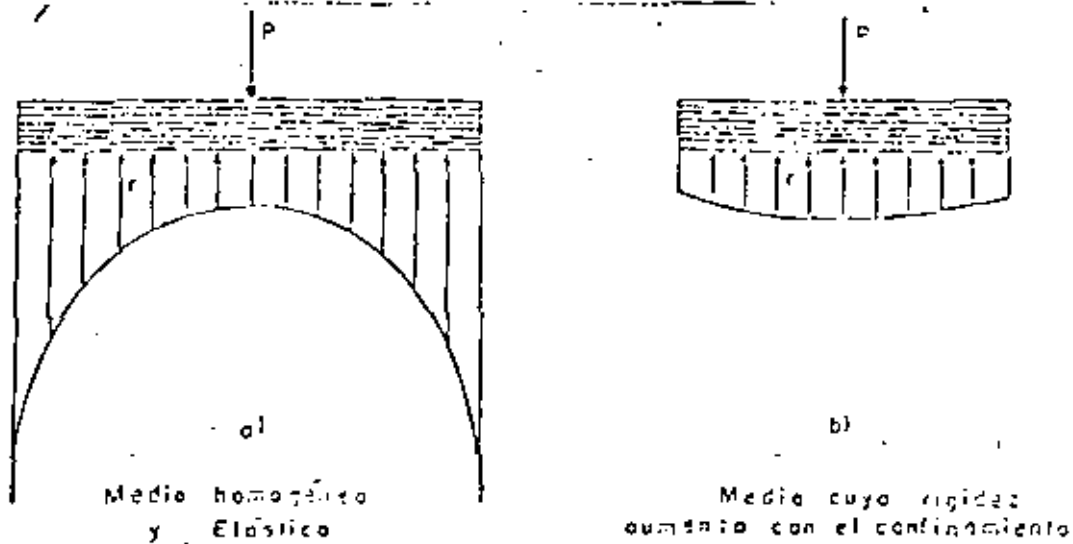


Fig. 4.2 Distribuciones de presiones bajo una placa infinitamente rígida

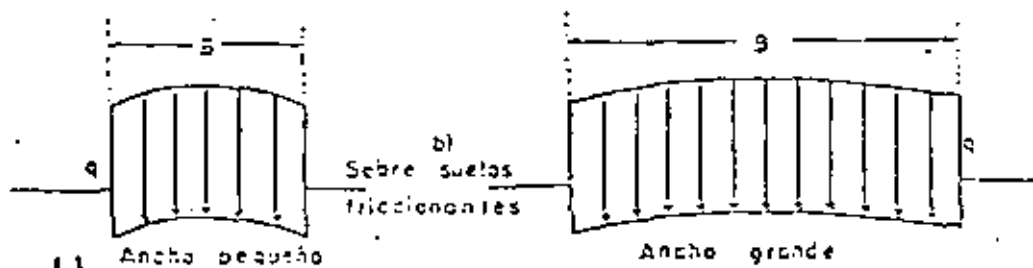
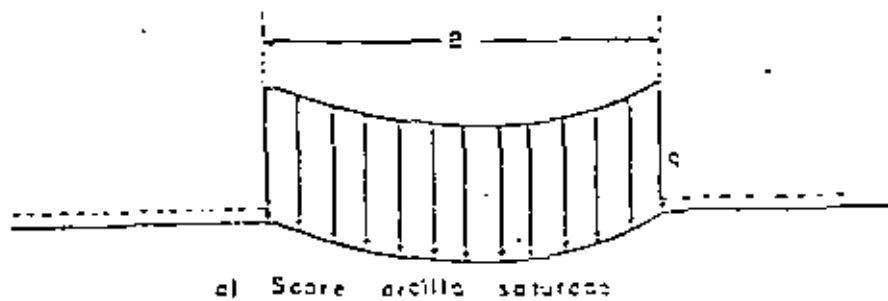


Fig. 4.3 Perfil del asentamiento bajo un área uniformemente cargada sobre la superficie de un medio seminfinito.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. ARMANDO AGUILAR NIETO Inglaterra 137 Dep' "A" 201 Parques San Andres Deleg. Coyoacán C.P. 04400 México, D. F.	DIRECCION GENERAL DE INSTITUTOS TECNOLOGICOS Conjunto Pino Suárez 1er. Piso México, D. F. Tel: 5 42 86 54
2. ARTURO AGUILAR SOLORIO Chartres No. 165 Villa Verdun Deleg. Alvaro Obregón C.P. 01810 México, D. F. 5 93 95 11	IPESA CONSULTORES, S. C. San Lorenzo 153-60. Piso Col. del Valle Deleg. Benito Juárez C.P. 03100 México, D. F. 5 75 40 79
3. MAXIMILIANO ANGUIANO JORGE Edif. 85-A-301 Unidad Cuiclahuac Deleg. Azcapotzalco C.P. 02500 México, D. F. 5 56 48 60	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO Domicilio Conocido Dos Rios Edo. de México
4. CELSO BARRERA CHAVEZ Ave. Emiliano Zapata 157-303 Col. Portales Deleg. Benito Juárez C.P. 03300 México, D. F.	ENEP-ACATLAN, UNAM Sta. Cruz Acatlan Naucalpan México, D. F. 3 73 23 99 Ext. 197
5. MIGUEL ARTURO BAROUSSE MORENO Selva No. 53-202 Insurgentes-Cuicuilco Deleg. Coyoacán C.P. 4530 México, D. F.	SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES Xola y Universidad México, D. F. 5 90 89 86
6. ELEAZAR OSCAR BARRIOS VEGA Juan Lucas Lassaga No. 97-11 Col. Obrera Deleg. Cuauhtémoc C.P. 06800 México, D. F. Tel: 7 61 55 45	SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES Centro "SCOP" Xola y Av. Universidad Col. Narvarte Deleg. Benito Juárez C.P. 03020 México, D. F. 5 38 90 85

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
7. GERMAN OMAR CABRERA BECK Sierra Gorda No. 6 Lomas de Chapultepec Deleg. Miguel Hidalgo C.P. 11000 México, D. F. 5 20 73 98	PILOTES DE CONTROL, S. A. Uruapan 3 - 5o. Piso Col. Roma Deleg. Cuauhtémoc C.P. 06700 México, D. F. 5 25 23 21
8. ALEJANDRO CARDENAS CASTAÑEDA Calz. Guadalupe 120-601 Ex-Hda. Coapa Tlalpan C.P. 141300 México, D. F. 6 77 28 46	EDIFICACIONES A. CARDENAS C. Calz. Guadalupe 120-6-01 Ex-Hda. Coapa Tlalpan C.P. 14300 México, D. F. 6 77 28 46
9. FRANCISCO DE JESUS CHACON GARCIA Universidad 520-2 Col. Narvarte Deleg. B. Juárez C.P. 3020 México, D. F. 5 94 75 30	CHACON Y ASOCIADOS Escoreal 30-5 Col. Cedros Deleg. Coyoacán C.P. 4800 México, D. F. 5 94 75 30
10. J. ALFONSO DAVILA GUTIERREZ Managua No. 36 Fracc. El Mirador Deleg. Naucalpan Edo. de México	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Calle Dn. Manuelito s/n México, D. F. 5 95 60 75
11. ELIUD ESPINOSA RODRIGUEZ Tecuanitzi No. 16 Col. 4 Señoríos Tlaxcala, Tlax.	UNIVERSIDAD AUTONOMA DE PUEBLA 4 Sur No. 104 Centro Puebla, Pue. 41 50 15 Ext. 32
12. GREGORIO FIGUEROA FERNANDEZ Calle Pedra No. 18 Sec. Ensueños Edo. de México Cuautitlan- Izcalli Edo. de México C.P. 54740	I.S.T.M.E., S.A. Calz. Legarfa No. 52 Col. Pensil Deleg. Miguel Hidalgo C.P. 11430 México, D. F. 3 99 69 22 Ext. 190

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
13. MARGARITA LEONOR FIGUEROA SANCHEZ México, D. F.	DIRECCION GENERAL DE INTERCAMBIO ACADEMICO Ciudad Universitaria México, D. F.
14. GUILLERMO JIMENEZ BALTAZAR Cultivos No. 261 Valle del Sur Deleg. Iztapalapa México, D. F. 6 70 56 50	INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO Ave. Eje Central Lazaro Cárdenas No. 152 Deleg. Gustavo A. Madero C.P. 07730 México, D. F. 5 67 66 00 Ext. 2657
15. MARTIN GALICIA PEREZ Amado Nervo No. 204 Col. Carolina Cuernavaca, Mor. 3 33 62	NISSAN MEXICANA, S. A. de C. V. Km. 4.5 Carrt. Federal Cuernavaca-CUAUTLA Jiutepec 5 35 50
16. MIGUEL ANGEL LOZANO GAZGA Calle Benito Juárez No. 89 Edif. J.302 Col. Portales Deleg. Benito Juárez México, D. F. 5 32 92 29	U.N.A.M. Ciudad Universitaria México, D. F.
17. JORGE ANTONIO MARTINEZ RIVERA Arroyo de los Sauces 49 Col. Lindavista Deleg. Gustavo A. Madero C.P. 02300 México, D. F. 5 86 52 46	SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES Centro S.C.O.P. Xola y Eje Central Col. Narvarte Deleg. Benito Juárez C.P. 03020 México, D. F.
18. DAVID MASCAREÑO JIMENEZ Edif. 26-01 Unidad Hab. Lomas de Bacerra Lomas de Bacerra Deleg. Benito Juárez C.P. 01280 México, D. F. 5 98 53 74	

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
19. CUAUHTEMOC MORENO-TERRAZAS CASILDO Av. Sta. Lucia No. 957-502 Colinas del Sur Deleg. Alvaro Obregón C.P. 03840 México, D. F. 6 51 70 97	MYDO CONSTRUCTORA E INMOBILIARIA, S.A. Sagrado 101-2 Col. Mixcoac Deleg. B. Juárez C.P. 03910 México, D. F.
20. ADRIAN PADILLA ORTEGA Sol Nte. No. 6 Ecatepec Edo. de México C.P. 55000 7 87 18 39	INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO Av. Lazaro Cárdenas No. 152 Alcahuacan Deleg. Gustavo A. Madero 5 67 66 00
21. RAUL PEÑA ARENAS Felipe Angeles No. 14 Concepción Deleg. Tlahuac México, D. F. 91-5-8454309	BANCO NACIONAL DE CREDITO RURAL Parque Lira No. 65 San Miguel Chapultepec Deleg. Miguel Hidalgo México, D. F. Tel: 2 71 57 02
22. MARIO PERALTA CARRILLO Amado Neruo No. 218 Col. Carolina C.P. 62190 Cuernavaca, Morelos	NISSAN MEXICANA, S. A. de C. V. Carretera Federal Cuernavaca, Morelos C.P. 62500 Jiutepec, Morelos 731-5-00-03
23. VICTOR PEREZ FLORES Dr. Velasco No. 76 Col. Doctores Deleg. Cuauhtémoc Z.P. 7 México, D. F. 5 88 75 58	
24. MIGUEL POZAS ESTRADA Dr. Barragan 112-11 Col. Doctores Deleg. Cuauhtémoc C.P. 06720 México, D. F. 5 88 78 29	U.N.A.M. Ciudad Universitaria México, D. F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
25. ANGEL PUJALTE PIÑEIRO Piamonte No. 22 Acoxta-Miramontes Deleg. Coyoacán C.P. 14300 México, D. F. 6 84 55 47	
26. ERNESTO QUINTANA GARCIA Avenida Oriente 101 No. 3305 Tlabas de San Agustín Deleg. Gustavo A. Madero C.P. 007860 México, D. F. 5 51 32 65	
27. ALBERTO CORNELIO SANCHEZ RAMOS A. Prieto 1624-11 Col. del Valle Deleg. B. Juárez C.P. 03100 México, D. F. 5 24 41 19	CONSTRUCTORA GENERAL DEL NORTE, S.A. Cerrada de Bezarez No. 31-4to. Piso Col. Lomas de Bezarez Deleg. Cuajimalpa México, D. F. 5 70 01 13
28. HECTOR SANCINES GARCIA Irolo No. 6-304-C Col. Zacahuitzaco Deleg. Benito Juárez C.P. 03550 México, D. F. 6 74 30 13	U.N.A.M. Ciudad Universitaria México, D. F.
29. JUAN CARLOS SEVILLA RAMIREZ Av. Río Churubusco No. 1693 Paseos de Churubusco Iztapalapa México 13, D. F.	
30. VICENTE URIBE FIGUEROA S. Degollado No. 105-2 Centro Cuernavaca, Morelos 4 31 28	

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
31. ELIAS ZEFFUNE LOPEZ Genaro García Ret. 16 No. 22 Col. Jardín Balbuena Deleg. Venustiano Carranza C.P. 15900 México, D. F. 5 52 45 51	
32. FELIPE RUSTRIAN PALACIOS Comitán 15-4 Col. Hipódromo Condesa Deleg. Cuauhtémoc México, D. F. 5 64 46 10	
33. JORGE MARCOS ROJERO MARTINEZ Norte 64 No. 7917-2 Col. Díaz Mirón Deleg. Gustavo A. Madero México, D. F.	SECRETARIA DE MARINA DIRECCION DE EJECUCION DE OBRAS Edición 176-2o. Piso Col. San Rafael Deleg. Cuauhtémoc México, D. F. 5 46 35 06
34. JORGE ZAPOTE MARTINEZ México, D. F.	COLEGIO DE PROFESORES DE INGENIERIA Y MANTENIMIENTO México, D. F.
35. JESUS RUBEN VELAZQUEZ HERRERA Lago San José No. 3 Col. Ampliación Granada Deleg. Miguel Hidalgo C.P. 11520 México, D. F. 5 31 35 40	ISTME, S. A. Legaría 252 Col. Pensil C.P. 11430 México, D. F. 3 99 69 22
36. JESUS VILLANUEVA HERNANDEZ Begonia No. 115 Col. Club Jardín Toluca, Edo. de México 5 98-68	DIRECCION GENERAL DE INTERCAMBIO ACADEMICO Ciudad Universitaria México, D. F.