

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

1981

Directorio de Profesores

1. M. EN I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA
Profesor de Mecánica de Suelos
Departamento de Geotecnia, Div. de Ing. Civil
Facultad de Ingeniería, UNAM
548 96 69
2. ING. RAUL GRANADOS GRANADOS
Cía. Colinas de Buen
V. Miguel Alemán 190
México 12, D. F.
538 05 44, 45 y 46
3. DR. GABRIEL MORENO PECERO (Coordinador)
Jefe de la Oficina de Mecánica de Suelos
Departamento de Geotecnia
SAHOP
Xola y Av. Universidad 1er. piso
México 12, D. F.
530 46 77
4. M. EN I. RICARDO SANCHEZ BRINGAS
Gerente Técnico
Cimentaciones Auger de México S. A.
Tezozomoc No. 96
Col. San Miguel Amantla
México 16, D. F.
561 19 27
5. ING. JUAN JACOBO SCHMITTER MARTIN DEL CAMPO
Asesor Técnico
ICA
Minería 145 Edif. C ent. 2 1er piso
México 18, D. F.
516 04 60 ext. 393
6. ING. GUILLERMO SPRINGALL CARAM
Director Técnico
Geotec, S. A.
Londres 44
Col. del Carmen México 21, D. F.
544 20 85
7. ING. LUIS BERNARDO RODRIGUEZ GONZALEZ
Jefe del Depto. de Mecánica de Suelos
Ingeniería de Sistemas de Transporte Metropolitano
Legaría 252
México 17, D. F.
399 69 22 ext. 233

8. ING. CELSO BARRERA CHAVEZ
Jefe del Depto. de Física Aplicada
ENEP Acatlán UNAM
Sta. Cruz Acatlán Edo. de México
373 23 99 ext. 197

9. ING. MANUEL JARA LOPEZ
Jefe de Oficina
SAHOP
Xola y Av. Universidad
519 74 66

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

1981

| FECHA | HORA | TEMA | PROFESOR |
|----------------------------------|---------------|--|---|
| Julio 20 | 18:00 - 21:00 | Introducción | M en I Gabriel Moreno Pecero |
| Julio 21 Julio 22 | 18:00 - 21:00 | Estudios Previos | Ing Manuel Jara López |
| Julio 23 | 18:00 - 21:00 | Clasificación de Cimentaciones, | Ing Juan J Schmitter Martín del Campo |
| Julio 24 Julio 27 | 18:00 - 21:00 | Capacidad de Carga. | Ing Celso Barrera |
| Julio 28 Julio 29 | 18:00 - 21:00 | Análisis de Deformaciones | M en I Agustín Demeneghi Colina Ing José Springall Caram |
| Julio 30 Julio 31 Agosto 3 | 18:00 - 21:00 | Diseño de Cimentaciones | Ing Raúl Granados Granados |
| Agosto 4 Agosto 5 Agosto 6 | 18:00 - 21:00 | Procedimientos de Construcción Conclusiones | Ing Luis Bernardo Rodríguez M en I Ricardo Sánchez Bringas |
| Agosto 7 | 18:00 - 21:00 | Mesa Redonda | Profesores |
| | 21:00 | Clausura | |

1000

1000

1000

1000



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

INTRODUCCION

Por el M en I Gabriel Moreno Pecero

JULIO, 1981

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 detallaran. 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 esta

tema tan importante, se tratará de actualizarlo, comentando los resultados obtenidos últimamente. Será el ingeniero 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 esos esfuerzos 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 diseña 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 manejo, puede lograr la cimentación óptima, o sea la que reúna 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 Granada.

-PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

Hecho ya el Diseño Estructural de la cimentación, se

proceda 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 está 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 Bringsa.

-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 da 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 quiere 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.

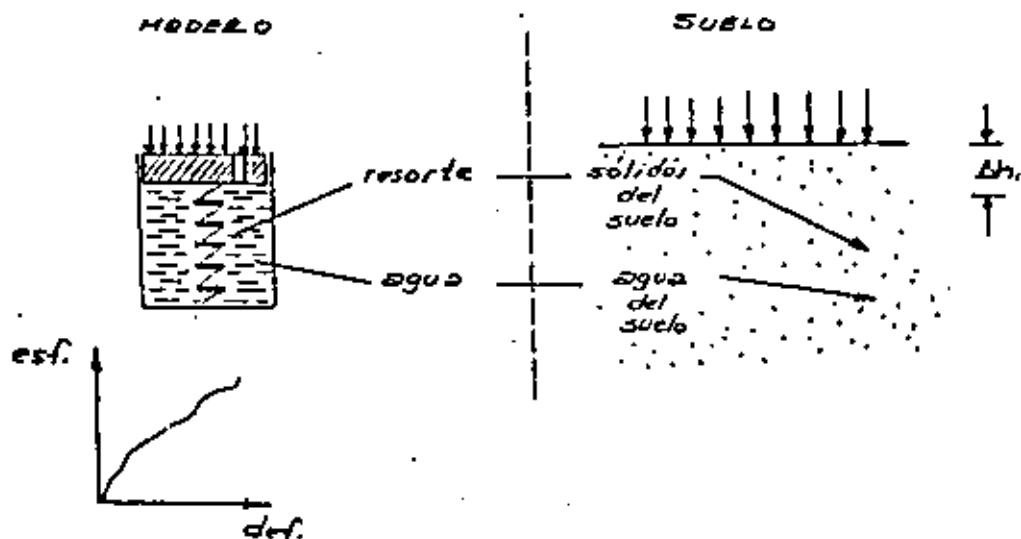
Dado que en el curso se comentará sobre deformación volumétrica del suelo, y su resistencia, conviene con relación a esos conceptos hacer algunos comentarios, teniendo en cuenta obviamente las limitaciones que toda teoría tiene, y en este caso el hecho de que sólo se trata de homogenizar conocimientos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

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

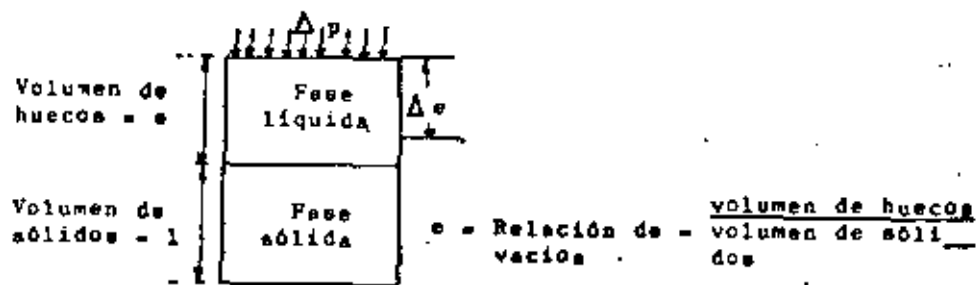
pero esta ecuación también se cumple para $t = 0$ y $t = t_f$, de manera que ella es la que rige el comportamiento de los suelos saturados por ello se le puede llamar ECUACION FUNDAMENTAL DE LOS SUELOS SATURADOS.

Es interesante observar que cuando ya se ha generado todo el hundimiento $\Delta p = \Delta \bar{p}$ y $u = 0$, o 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 porciento 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:



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

$$\frac{\text{Disminución de volumen de suelo real por hundimiento}}{\text{Volumen original del suelo real}} = \frac{\text{Disminución de volumen del modo lo. Volumen original del modo lo.}}{\text{Volumen original del modo lo.}}$$

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

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 m_v , y
 a $\frac{m_v}{1+e_0}$ 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 sufren 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 basta hacerlo nulo, para saber

cómo lograrlo necesita conocer cuales 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 cuales 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:

$$t = \frac{T \cdot H^2 \cdot \Delta p}{K \cdot (1 - v_0) \cdot \Delta \bar{p}} \gamma_0$$

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 (σ) 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 ($\tan \phi$) donde ϕ es la llama ángulo de fricción interna. La presión a la que se llega es:

$$s = \Delta \bar{p} \tan \phi$$

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

ANALISIS DE DEFORMACIONES

Ing. José Springall Caram
M. en I. Agustín Demeneghi Colina

JULIO, 1981

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 cumplirse, aún cuando son independientes uno de otro. Así, por ejemplo, una cimentación desplantada 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 apropiado 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 "emersion", 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 Macosismo de Jalisco, 1959; fallas de 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 obedecen a asentamientos excesivos e intolerables para las estructuras, mientras que las fallas por resistencia al corte de los suelos con menos frecuencia pues usualmente se aplican 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, por ejemplo, el fenómeno de licuación,
- 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 y 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.

Con frecuencia el mal comportamiento de una estructura es debido a dos o más causas.

En pocos casos es posible determinar la magnitud de la deformación, al menos con buena aproximación, como el debido a peso propio. En la gran mayoría no es posible cuantificar el orden de magnitud y el ingeniero aplica medidas para evitarlos, jugando un papel determinante la información del subsuelo, el comportamiento de estructuras en condiciones semejantes, el criterio y la experiencia, para predecir su probabilidad de ocurrencia y daños que pudiera ocasionar. Una de las medidas aplicadas es el uso de cimentaciones de tipo profundo, las que reducen el número de causas probables, aunque no las eliminan del todo.

Además de las citadas, existen otras causas no predecibles, que sólo se resuelven cuando se presentan, aplicando medidas para evitarlas o para disminuir sus efectos.

3. COMPRESIBILIDAD DE LOS SUELOS

Todo el suelo al someterlo a un incremento de carga se comprime y deforma. La deformación puede ocurrir 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 hundándose.

Cuando un terreno es demasiado blando, las deformaciones serán as-

cedentes, 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 bolson 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 aquella.

$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_e = \Delta H_p \quad (3)$$

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:

$$\Delta H_t + \Delta H_p + \Delta H_g \quad (4)$$

En arcillas duras y en rocas, excepto en 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 determinados 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, que son las características que rigen fundamentalmente su comportamiento; por esta razón, una evaluación racional debe 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 (horde) | 0.85 |

* Sowers G.P., 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 de determinar los valores apropiados de E y μ .

Comunmente se emplea $\mu = 0.5$, aunque su rango de variación va de 0.3 a 0.5 para la mayoría de los suelos y rocas. Puede notarse en la expresión que la deformación elástica tiene diferencias de un 20 % para estos valores extremos.

La determinación del valor de E se basa en pruebas de placa, pero es tá sujeto a variaciones fuertes, a saber: incremento con la profundidad o presión de confinamiento, compresión del suelo bajo la carga y por la presión de confinamiento del propio cimiento.

Por tanto, la solución teórica es de valor limitado, y en la práctica el asentamiento en suelos arenosos se estima a partir de relaciones empíricas.

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 uniforme y suponiendo que w representa el valor medio de la presión de contacto, dicho asentamiento será:

$$\Delta H_c = \frac{0.8 w B (1 - \mu^2)}{E} \quad (6)$$

El asentamiento de una zapata cuadrada de ancho B, sujeta a una carga P transmitida por la columna, si $\mu = 0.5$, será:

$$\Delta H_c = \frac{0.6 w B}{E} = \frac{0.6 P.w}{E} \quad (7)$$

Esta expresión demuestra lo siguiente: (a), que para una determinada

carga P, si w se reduce a la mitad, el asentamiento se reduce sólo un 30 %; (b), que para una presión w constante, el asentamiento aumenta con la raíz cuadrada de P y para dos veces P el asentamiento se incrementa un 40 %.

Las ecuaciones (5) a (7) se aplican para el cálculo aproximado de asentamientos, si E es el valor correspondiente a una profundidad B/2.

En las hojas B4 a B6 se incluyen tres cartas de influencia para el cálculo de desplazamientos verticales en la superficie y a cualquier profundidad de cimentaciones elásticas. Las cartas son aplicables a cualquier forma de área uniformemente cargada y se utilizan en forma similar a la Carta de Newmark.

Para una cimentación rígida debe corregirse el asentamiento bajo el centro del área cargada, calculado como si se tratara de una cimentación flexible, afectado de los siguientes factores que dependen de la profundidad de desplante:

| 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 peso al terreno. Interesa conocerlas para planear los procedimientos o etapas

de excavación, en forma tal que los asentamientos producidos por compactación del terreno expandido, sean tolerables para la estructura que vaya a construirse.

Como ya se mencionó, el asentamiento de estructuras desplazadas en suelos arenosos se estima a partir de criterios empíricos o semi-empíricos, o bien, se limita a un valor tal de la presión de contacto que produzca asentamientos tolerables. A continuación se presentan dos casos: uno para zapatas y otro para losas de cimentación.

Caso I. Zapatas desplazadas 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 desplazadas en arena seca 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 ap_a

* Figura tomada de Terzaghi-Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, J. Wiley, 1967, p. 491, y transformada a unidades del Sistema métrico.

riencia, estabilidad y resistencia a la excavación. Se utiliza una presión de contacto en grava, igual a la de una arena de la misma compactidad, el valor proporcionado por la gráfica de la Fig. 1 es conservador.

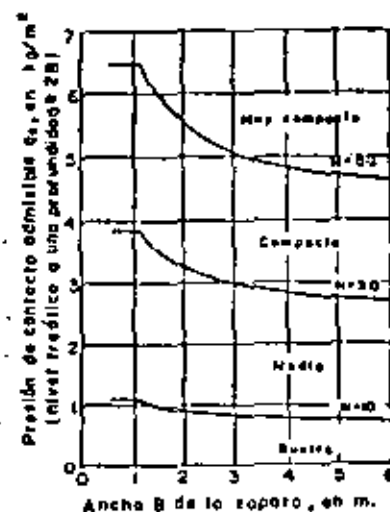


FIG. 1. Presión de contacto admisible de zapatas en arena, a partir de la prueba de penetración estándar.

Si la arena bajo el cimiento está saturada 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 saturada de mayor compactación, 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 sólo un tercio. La sumersión de la arc

na, 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 dañar so asentamientos diferenciales entre columnas de 2 cm y un asentamiento máximo de 5 cm.

Tabla . Valores propuestos de la capacidad de carga admisible para losas en arena.

| compactad relativa de la arena | suelta | media | compacta | muy compacta |
|--------------------------------|----------------------|-------|----------|--------------|
| N | | 10-30 | 30-50 | 50 |
| q_u | 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.

N , número de golpes en 30 cm de la prueba de penetración estándar
 q_u , valor propuesto de la capacidad de carga admisible, en ton/m^2 .

El valor de N de la tabla se obtiene de la siguiente forma: se realizan varios sandores de penetración estándar de longitud igual al ancho B de la cimentación, medidos a partir del desplante, determinando para cada uno el valor promedio de N , de los cuales se elige el menor que será el que se utilice. El número de sandores dependerá de las dimensiones del edificio y de la heterogeneidad del subsuelo.

El Anexo C es un artículo de Eric E. Jordan 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 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 enjramiento 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 y del estado de consolidación de la arcilla. El asentamiento corregido (ΔH_c) es el siguiente:

$$\Delta H_c = C \Delta H \quad (9)$$

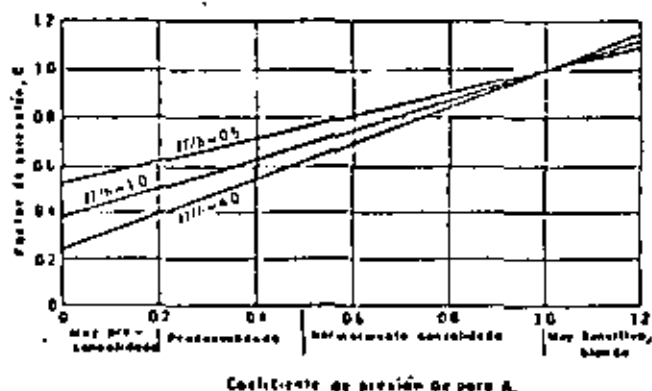


Fig. 2 Factores de corrección de asentamientos

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 asentamientos 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:

- Elección del tipo de cimentación.
- Cálculo de capacidad de carga admisible por resistencia al corte.
- Cálculo del diagrama de presiones efectivas.
- Cálculo del incremento de presión por la sobrecarga impuesta, utilizando la Carta de Newmark, las gráficas de Fadum u otro procedimiento.
- Suma de los diagramas obtenidos en (c) y (d).
- 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 4.3, en suelos muy blandos, arcilla orgánica y turba, los asentamientos por consolidación secundaria son importantes.

No existe una solución precisa para cuantificar los asentamientos debidos a este fenómeno, pero una clásica que proporciona orden de magnitud aceptable, 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 alojarlas, 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 el terreno expandido. Su orden de magnitud permitirá establecer las etapas de excavación y los procedimientos que las limitan 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 incrementos en la relación de vacíos y contenido de agua, devidos 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 de 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.

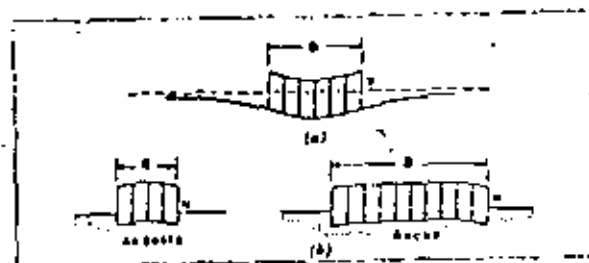


Fig. 3. Distribución de asentamientos bajo una carga uniforme (cimiento idealmente flexible): (a), en material idealmente elástico, como arcilla saturada; (b), en material elástico cuya rigidez aumenta con la presión de confinamiento, como arena y grava (Sowers, 1962).

Si el cimiento es rígido, la distribución de presiones será de las formas indicadas en la Fig. 4, según el tipo de suelo.

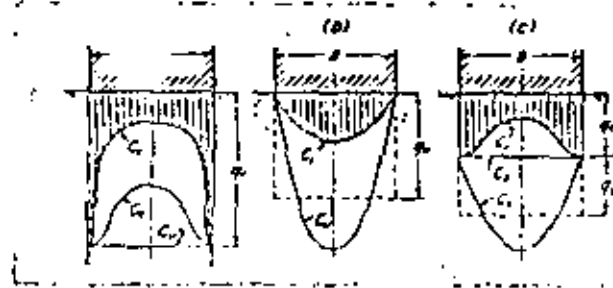


Fig. 4. Distribución de presiones de contacto en la base lisa de un cimiento rígido: (a) en material elástico ideal; (b) en suelo granular (arena); (c) en un suelo intermedio. Las curvas C_u indican la distribución de presiones cuando la zapata es llevada a la falla. (Terzaghi-Peck, 1967).

Es común que en el diseño de un cimiento se considere que la presión de contacto es uniforme. En el caso de cimientos rígidos desplazados 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, desplazados 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

A continuación se presenta una fotocopia del artículo incluido en el libro Mecánica de Suelos, de Lambé y Whitman, Edit. Limusa-Wiley, 1972, que resume 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 inmediata: 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 techos 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, compresoras, etc. pueden desajustarse, y las unidades de seguimiento como el nivel pueden perder 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. 14.2. La Fig. 14.2a muestra un asentamiento uniforme. Un edificio sobre una placa estructural muy rígida sufre un asentamiento uniforme. La Fig. 14.2b representa un caso de suelo homogéneo en el que toda la estructura tiene la misma deformación angular. La Fig. 14.2c 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;

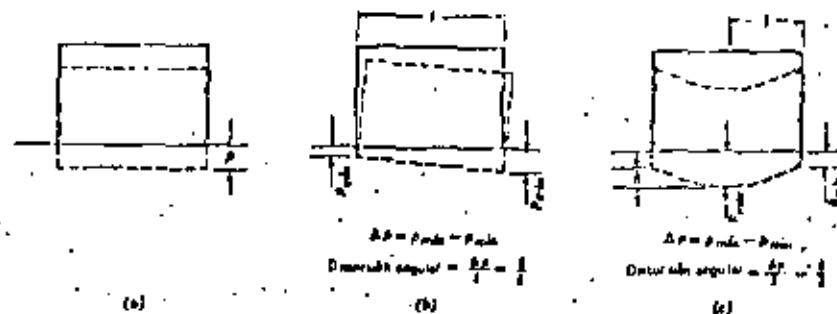


Fig. 14.2. Tipos de asentamiento. (a) Asentamiento uniforme. (b) Asentamiento angular. (c) Asentamiento diferencial.

Tabla 14.3 Asestamientos admisibles

| Tipo de asentamiento | Factores limitativos | Asestamiento máximo |
|-------------------------------|---|---------------------------------|
| Asestamiento total | Difusión | 6-12 plg. |
| | Acceso | 12-24 plg. |
| Inclinación o giro | Probabilidad de asentamiento no uniforme | 1-2 plg. |
| | Estructuras con muros de mampostería | 2-4 plg. |
| | Estructuras reticulares | 3-12 plg. |
| | Chimeneas, silos, pilas | Depende de la altura y el ancho |
| | Estabilidad frente al vuelco | 0.0047 |
| Asestamiento diferencial | Inclinación de chimeneas, torres | 0.017 |
| | Ruedadura de rines, etc. | 0.017 |
| | Almacenamiento de mercancías | 0.017 |
| | Funcionamiento de máquinas - telares de algodón | 0.0037 |
| | Funcionamiento de máquinas - turbogeneradores | 0.00027 |
| | Caminos de grúa | 0.0037 |
| | Disipaje de soleras | 0.01-0.027 |
| | Muros de ladrillo continuos y elevados | 0.0025-0.0017 |
| | Factores de una planta, fijación de muros de ladrillo | 0.001-0.0027 |
| | Fijación de revocados (yeso) | 0.017 |
| | Pantallas de concreto armado | 0.0025-0.0047 |
| | Pantallas de concreto armado | 0.0037 |
| Pantallas metálicas continuas | 0.0027 | |
| Pantallas metálicas sencillas | 0.0037 | |

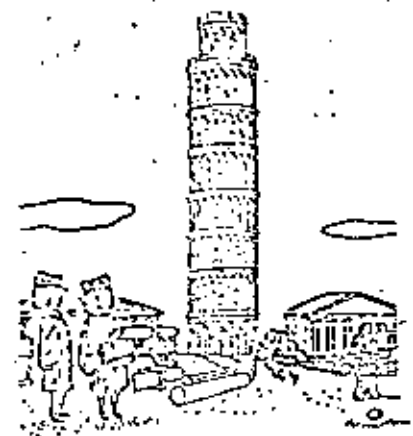


Fig. 14.3. Torre inclinada de Pisa. a) Tendido de la Construcción para un caso de suelo homogéneo.

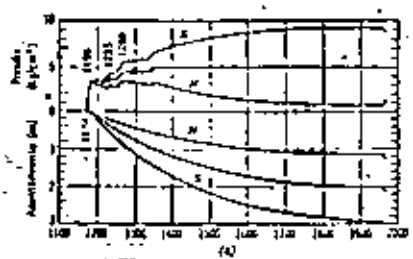


Fig. 14.3. Torre inclinada de Pisa. a) Tendido de la Construcción para un caso de suelo homogéneo. ASCE 1964. c) y el Según Terrazas.

Según Terzaghi, 1967.
Nota: La distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferenciales o entre dos puntos adyacentes con asentamientos diferenciales los valores más elevados son para asentamientos homogéneos y estructuras más débiles. Los valores inferiores corresponden a asentamientos largos y estructuras débiles.

a) 57 presiones diferentes sobre el terreno o a) condiciones del terreno heterogéneas.

Como se muestra en la Fig. 14.4 a) se indica el asentamiento máximo y punto el mínimo. El asentamiento diferencial (Δs) entre dos puntos es la diferencia entre el asentamiento máximo y el mínimo. El asentamiento diferencial también se caracteriza por la *distorsión angular* $\Delta \theta$ 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 construcción debería considerar el asentamiento admisible especificado por el proyecto de la estructura. Pero, sin embargo este argumento 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 subsiguientes del asentamiento admisible, describiéndolo específicamente. En la última parte de esta sección se hacen indicaciones para estimar en cada caso el asentamiento admisible.

Asestamiento total

En general, la magnitud del asentamiento total en construcciones es un factor crítico, uno 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 otros casos en los que los asentamientos totales grandes pueden dar lugar a graves problemas; por ejemplo, un depósito sobre arena blanda, próximo a la costa, puede ascitar, quedando por debajo del nivel del agua.

Vuelco e inclinación

Un caso clásico es la Torre Inclinada de Pisa (Fig. 14.3). 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 está estudiando métodos para impedir el progreso de los asentamientos (Terrazas, 1962).

Asestamiento no uniforme

La distorsión angular admisible en edificios ha sido estudiada por análisis técnicos, mediante pruebas con grandes modelos de pórticos estructurales y observaciones in

situ. La Fig. 14.5 da un resumen de los resultados de estos estudios. Un caso extremo lo constituyen los taludes de repamiento de presión, en los que un asentamiento diferencial de sólo 0.17 m (1.50 cm) puede producir el colapso de un talud.

Un depósito metálico para el almacenamiento de fluidos constituye una estructura potencialmente inestable. 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 los cimentaciones de depósitos metálicos varían de 7.5 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. 14.4 constituyen buenas indicaciones para trabajos rutinarios, las obras importantes deben estudiarse cuidadosamente.

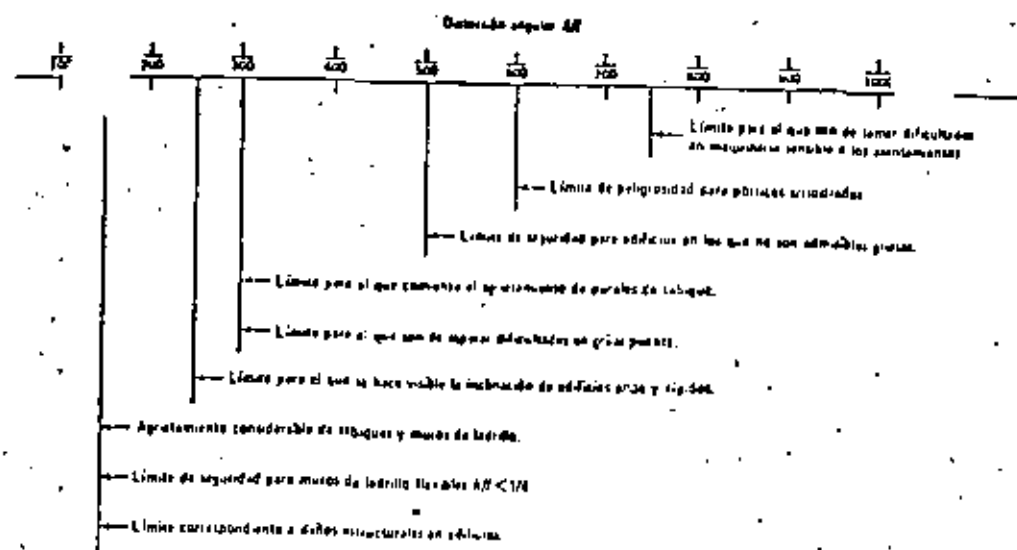


Fig. 14-8. Desplazamientos angulares máximos (Según Bjerrum, 1953a).

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 otras 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 distribución 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. En 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 máximo.

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 típicamente 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 máximo = 1/500 = 0.002.

La Tabla 14-1 habría dado 0.001. 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.

Y puede producirse un asentamiento diferencial máximo mayor que el asentamiento total máximo cuando una parte de la estructura se levanta y otra asienta. Este caso no es raro en depósitos cimentados en arena.

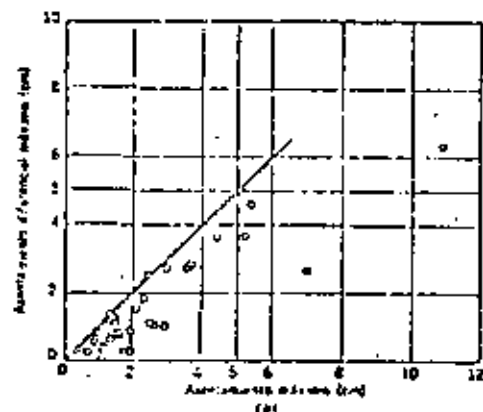
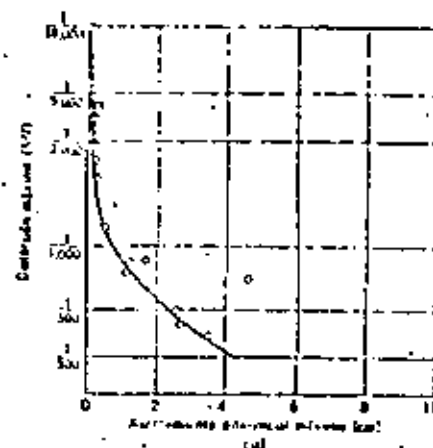


Fig. 14-9. Asentamiento de estructura cimentada sobre arena (Según Bjerrum, 1953a y 1963a).

8. ASIENTO POR VIBRACION

8.1 Suelos no susceptibles a licuación

Las estructuras desplantadas en suelos granulares, en particular en arena de baja compactad, 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 significativa.

La vibración puede ser causada por el funcionamiento de maquinaria, tráfico, hincas de pilotes, explosiones y sismo.

No existe un método apropiado para evaluar el asentamiento de estructuras bajo la influencia de sollicitaciones debidas a vibración. Sin embargo, el problema puede acotarse calculando el asentamiento máximo que se 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:

$$\Delta H_{\text{máx}} = \frac{e_{\text{nat}} - e_{\text{mfn}}}{1 + e_{\text{nat}}} H \quad (12)$$

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} ante 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 fenómeno 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 Jáltipan (Marsal, 1961), el 26 de agosto de 1959, donde las cimentaciones 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 cuantificarse 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 hojas 34 y 35 se muestran dos gráficos propuestas, con la misma finalidad, por Vijayvergiya y Ghazzaly.

Criterio de W.G. Holtz

| Datos de pruebas de identificación | | | Expansión probable. Cambio volumétrico en % (deca a saturado) | Grado de expansión |
|------------------------------------|-----------------------|-----------------------|---|--------------------|
| Contenido de agua (%) | Índice de plasticidad | Límite de contracción | | |
| > 28 | > 35 | < 11 | > 30 | muy alto |
| 20 - 28 | 25 - 41 | 7 - 12 | 20 - 30 | alto |
| 13 - 23 | 15 - 28 | 10 - 16 | 10 - 20 | medio |
| < 15 | < 18 | > 15 | < 10 | bajo |

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 construidas.

Cuando se tiene la evidencia o se sospecha la presencia de estos suelos, deberán obtenerse muestras indolidas que permitan determinar en laboratorio las características de deformación y su presión de expansión. La prueba más comúnmente utilizada para medir dichos parámetros, es la denominada de saturación bajo carga, la cual consiste en ensayar en un consolidómetro juegos de 0 a 4 probetas. Cada espécimen se confina lateralmente con un anillo rígido y se somete a una presión total dada, midiéndose 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.

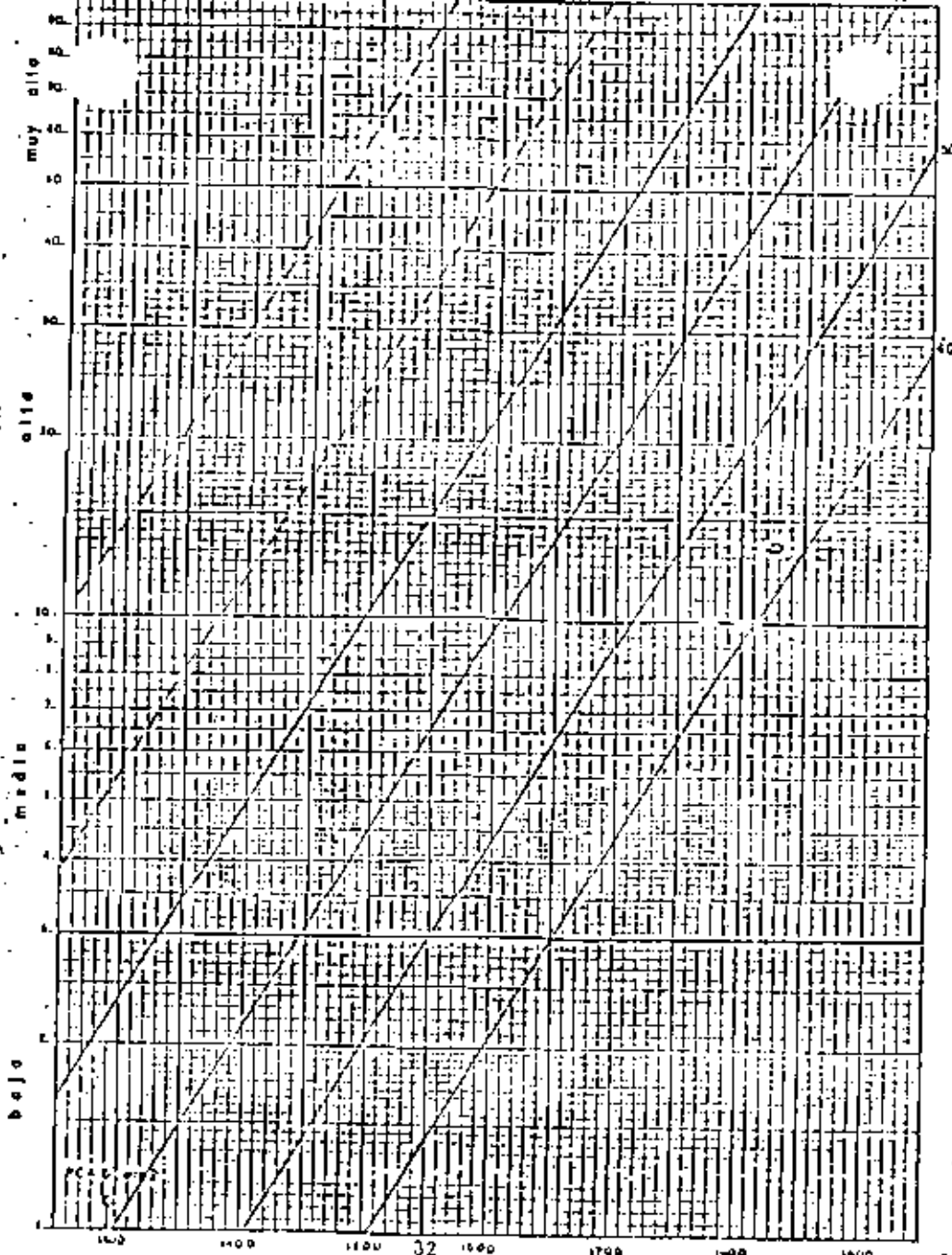
En las hojas 34 a 37 se muestran los resultados de este tipo de ensayos, realizado en un suelo típico del Bajío. Se agregan en dichas hojas algunos datos de propiedades índice, que permiten identificarlos de acuerdo a los criterios arriba mencionados.

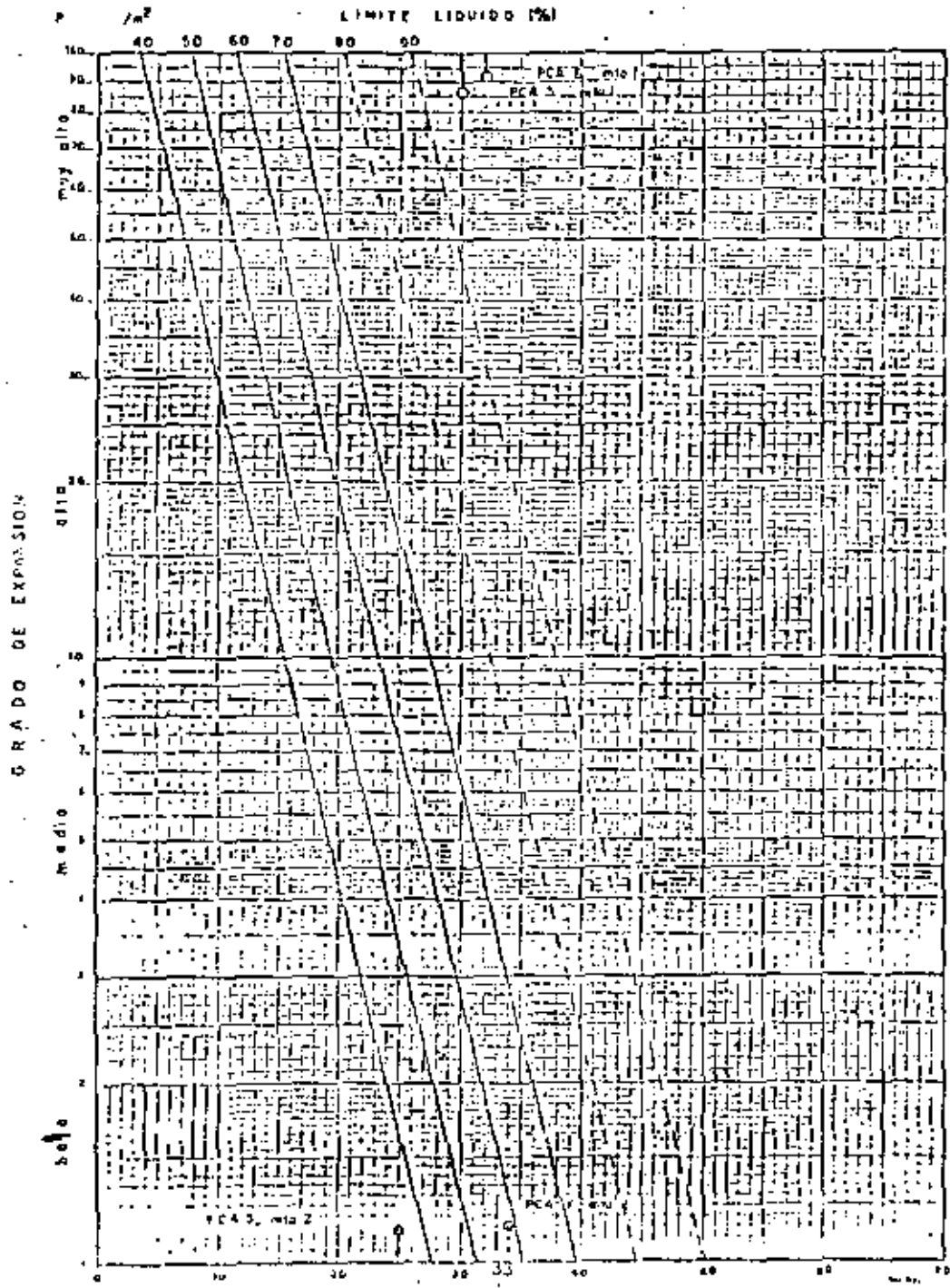
La construcción de estructuras en suelos expansivos requiere de diseños especiales, basados en una interpretación racional de los resultados de laboratorio y de las observaciones de campo, incluyendo el estudio del comportamiento de estructuras existentes, vecinas al área en estudio. Las soluciones más 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 pilotas

Los pisos de planta baja suelen ser los más afectados y en ocasiones, cuando es económico, se sustituyen por losas

GRADO DE EXPANSION



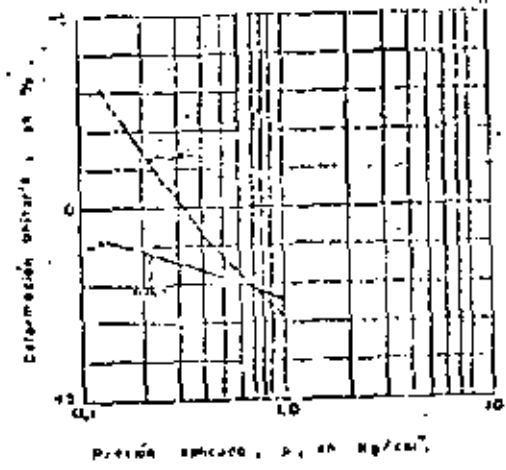


POZO PCA-5 -
 Muestra No. 1
 Elevación = 0.40 m
 NAF = 18.0 m

| PROBETA | PRE-SOL. (g/cm ³) | ESTADO NATURAL | | | | SATURADO BAJO CARGA | | | | DEF. | |
|---------|-------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|----------------------|---------------------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | | W ₁ (%) | S ₁ (%) | C ₁ (%) | U _{net} (%) | W ₂ (%) | S ₂ (%) | G ₂ (%) | U _{net} (%) | U _{net} (%) | U _{net} (%) |
| 1 | 0.175 | 23.1 | 0.88 | 79.8 | 0.8 | 27.9 | 0.92 | 100 | -3.9 | -3.1 | |
| 2 | 0.25 | 30.9 | 0.90 | 5.1 | 1.3 | 35.2 | 0.91 | 100 | -2.0 | -0.7 | |
| 3 | 0.50 | 31.2 | 0.91 | 86.0 | 1.1 | 25.5 | 0.97 | 100 | -0.5 | 1.3 | |
| 4 | 1.00 | 28.6 | 0.90 | 79.2 | 2.5 | 23.2 | 0.94 | 100 | 10.4 | 2.8 | |

(+) Compresión (-) Expansión

Otros datos:
 LL = 113
 IP = 26
 LC = 10
 γ_d = 1.25 ton/m³



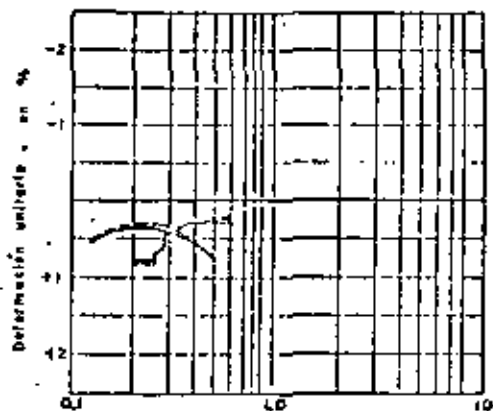
ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

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 ₁ | s ₁ | G ₁ | e _{nat} | w ₂ | s ₂ | G ₂ | e _{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
 Y_d = 1.29 ton/m³



Presión aplicada, p, en kg/cm²

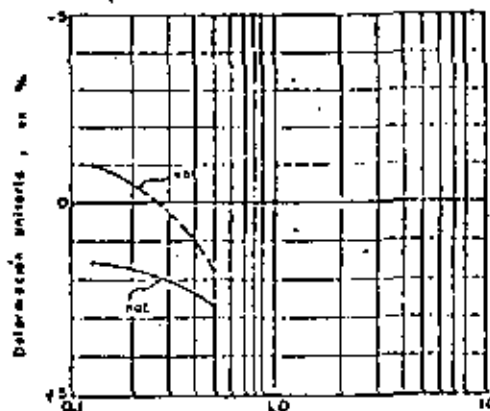
ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

POZO PCA 6
 Muestra No. 1
 Elevación. - 0.35 m
 NAP = 18.0 m

| PROBETA | PRE-SION. kg/cm ² | ESTADO NATURAL | | | | SATURADO BAJO CARGA | | | | DEF. FINAL |
|---------|---------------------------------|----------------|----------------|----------------|------------------|---------------------|----------------|----------------|------------------|------------|
| | | w ₁ | s ₁ | G ₁ | e _{nat} | w ₂ | s ₂ | G ₂ | 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:

(+) Compresión, (-) Expansión
 LL = 106
 IP = 77
 LC = 11
 Y_d = 1.23 ton/m³



Presión aplicada, p, en kg/cm²

ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

POZO PCA 6
 Muestra No. 2
 Elevación = 0.35 m
 NAF = 10.0 m

| PROBETA | PRE- SION. Kg/cm^2 | ESTADO NATURAL | | | | SATURADO BAJO CARGA | | | | DIF. FINAL % |
|---------|----------------------------|----------------|-------|-------|-----------|---------------------|-------|-------|-----------|--------------------|
| | | w_f | e_f | G_f | U_{nat} | w_f | e_f | G_f | U_{sat} | |
| | | % | % | % | % | % | % | % | % | |
| 1 | 0.175 | 33.81 | 1.25 | 71.7 | -0.87 | 35.1 | 1.23 | 85.0 | -0.19 | +0.68 |
| 2 | 0.25 | 33.80 | 1.21 | 74.7 | +0.76 | 38.9 | 1.20 | 85.4 | -0.11 | +0.65 |
| 3 | 0.50 | 31.44 | 1.16 | 71.8 | +3.5 | 34.4 | 1.08 | 90.5 | 0 | +3.5 |

- Otros datos

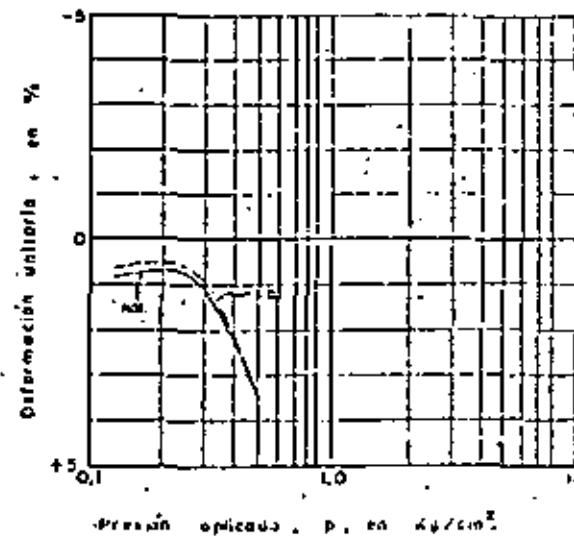
LL = 58

IP = 18

LC = 29

$\gamma_d = 1.15 \text{ ton/m}^3$

(+) Compresión ; (-) Expansión



ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA



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

DISENO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

CLASIFICACION DE CIMENTACIONES

Ing Juan Jacobo Schmitter
Martín del Campo

Julio, 1981

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 | |

1. 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 prácticamente 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, sin embargo 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 puede 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 contratrabes.

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 valorar su capa-

nga, pero son "Profundas" desde el punto de vista de proconstructivo.

Existen combinaciones de cimentación para una misma estructura de cajón flotante parcialmente compensado y pilotes de-

sigue describiremos en detalle las cimentaciones profundas, las del tipo cajón flotante.

CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Con el Criterio de A. LITTLE (1), las cimentaciones profundas que pueden construirse:

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

anterior, el inciso 3 corresponde a las cimentaciones Piloteadas y el resto a las no piloteadas.

Excavaciones Abiertas.

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.

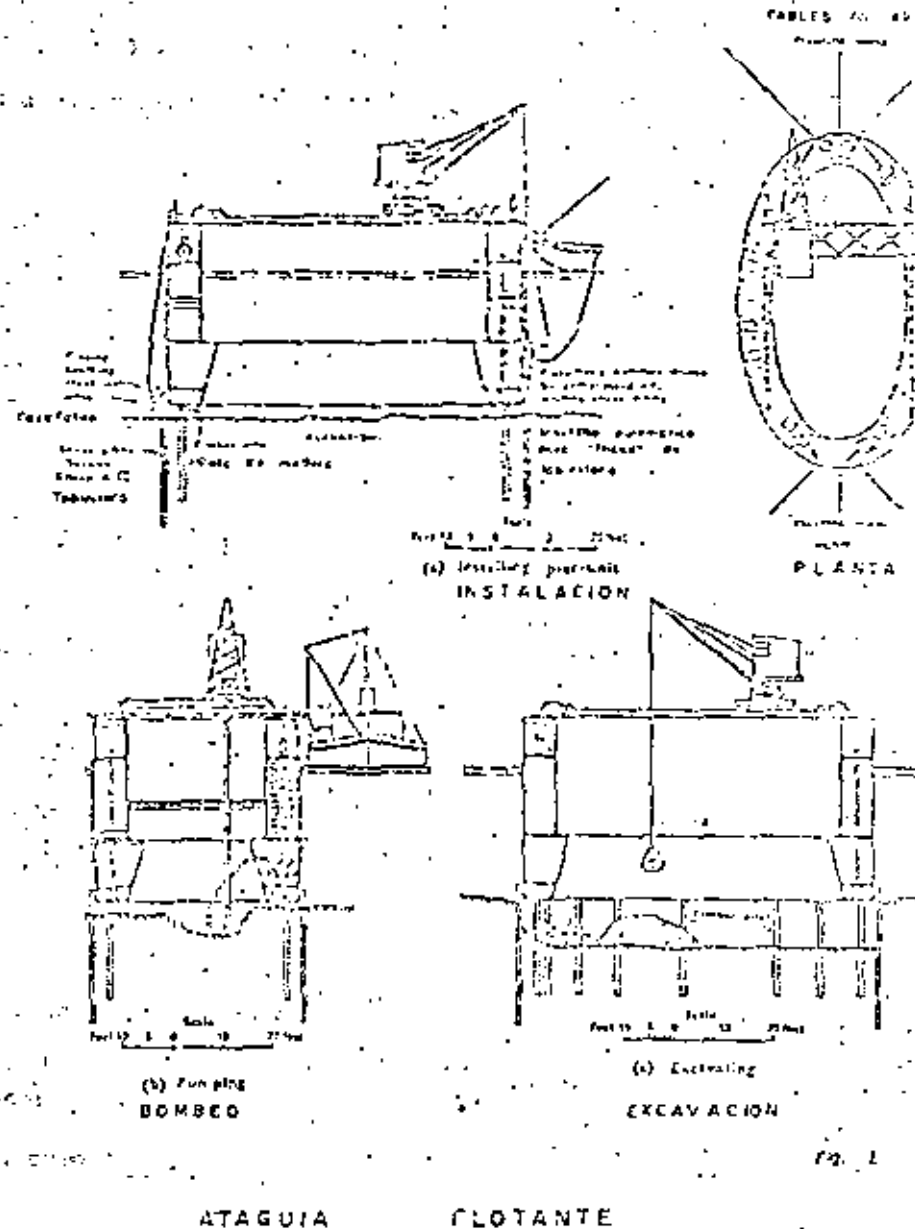
2. Dentro de Ataguías.

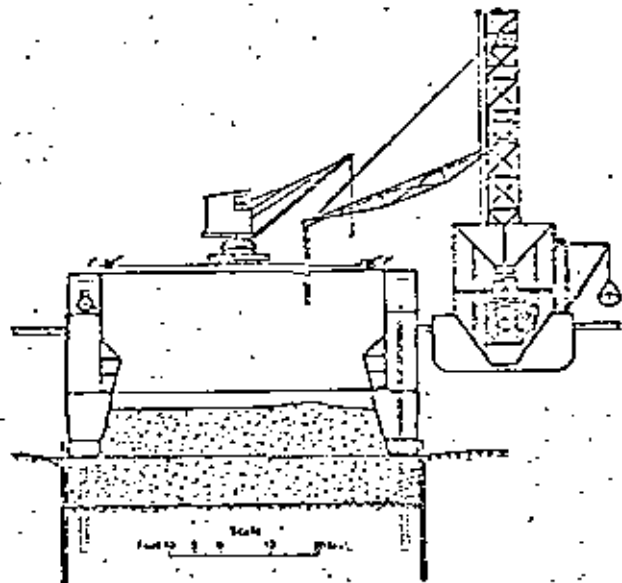
Quando no existe amplitud suficiente para tender taludes, se emplean Ataguías las cuales son estructuras temporales fabricadas ya sea con madera, concreto, acero, ó inclusive tierra. Se instalan alrededor del área por excavar con la finalidad específica de excluir el suelo y/o el agua de la excavación.

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)

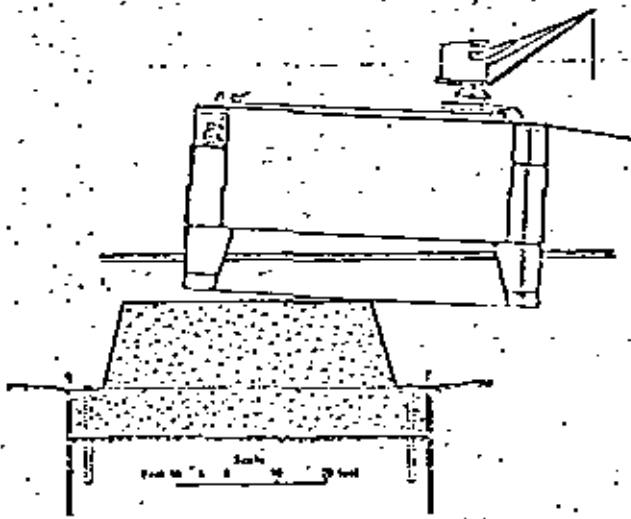
En cimentaciones urbanas las ataguías más conocidas son las tablas-tacas, de madera, de concreto y de acero.

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-





(d) Concrete COLADO.



(e) Pierpont, concrete all completed foundation.

RETIRO DE LA ATAGUIA

FIG. 219. Storstrom Bridge, Denmark: floating cofferdam ("pier unit") constructing pier foundations. (Mason and Pein, 1937)

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 COMPENSACION TOTAL.

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

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 consideramos 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 de 1.5 ton/m³ y el nivel freático aparece a 2 m de profundidad

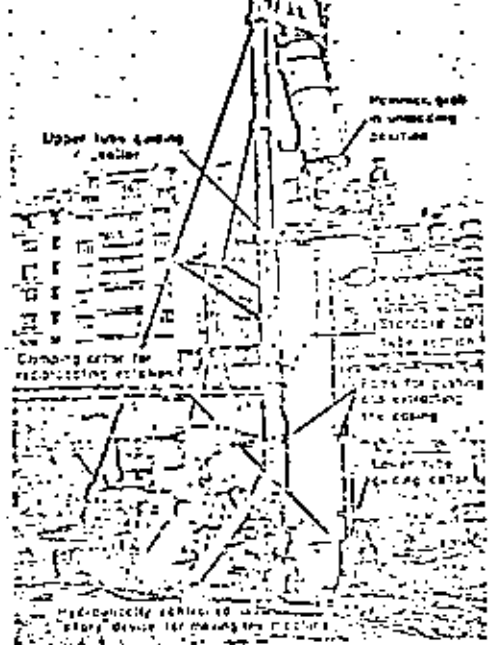


Fig. 8-10 Benoto caisson excavating machine. Photograph courtesy of Benoto, Inc.

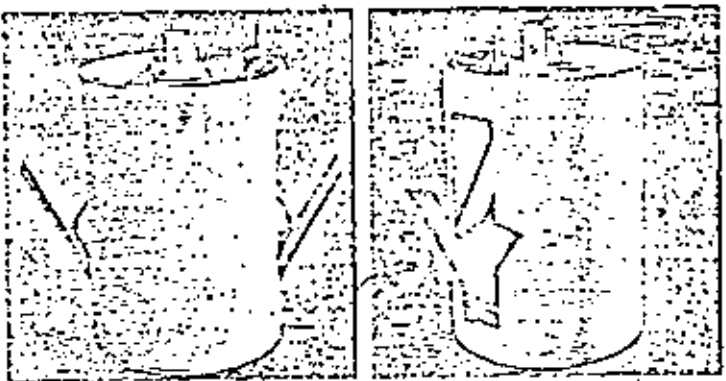


Fig. 8-9 Bellows bucket. Photographs courtesy of Caldwell, Inc.

Perforadores de gran diámetro y dispositivos para excavar los "compañeros" de las pilas

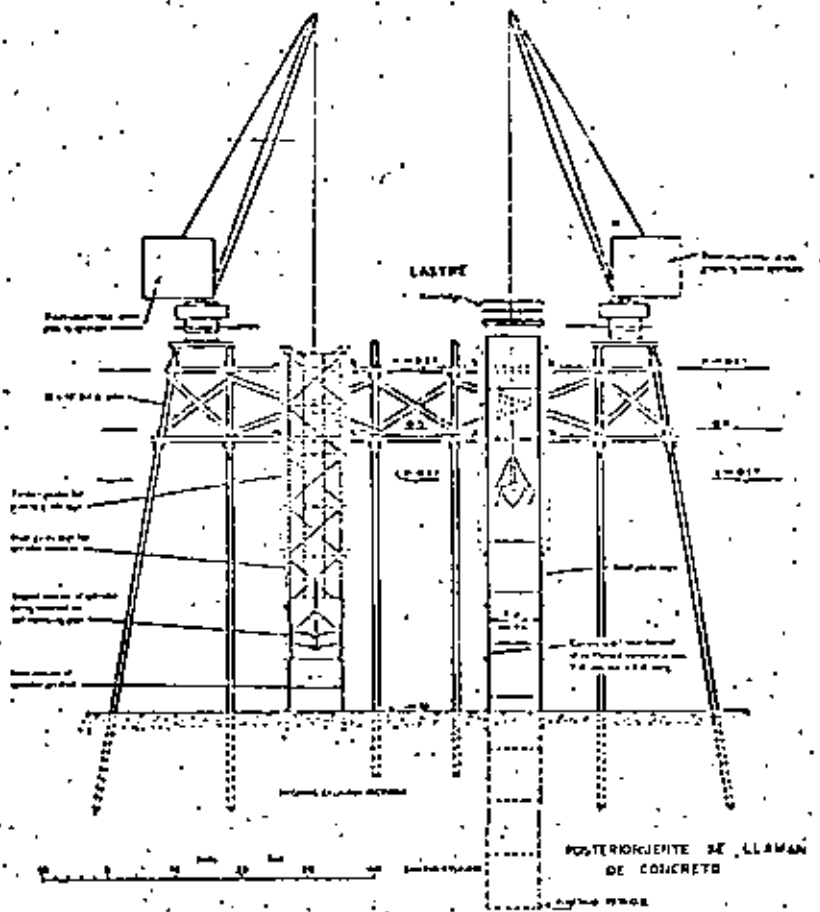


FIG. 226. Pitching and sinking 7 ft 6 in. diameter cylinders at No. 4 jolly, Thameshaven. (Malcom and Lewis, 1957)

TABLE 30
Analysis of Time to Sink 5 ft Cylinder Foundations

| | Man Hours | \$ |
|----------------------------|-----------|-----|
| Set and move jacking frame | 43 | 60 |
| Set pipe section | 16 | 63 |
| Jacking | 120 | 140 |
| Excavation | 126 | 126 |
| Excavation below pipe | 32 | 32 |
| | 337 | 421 |

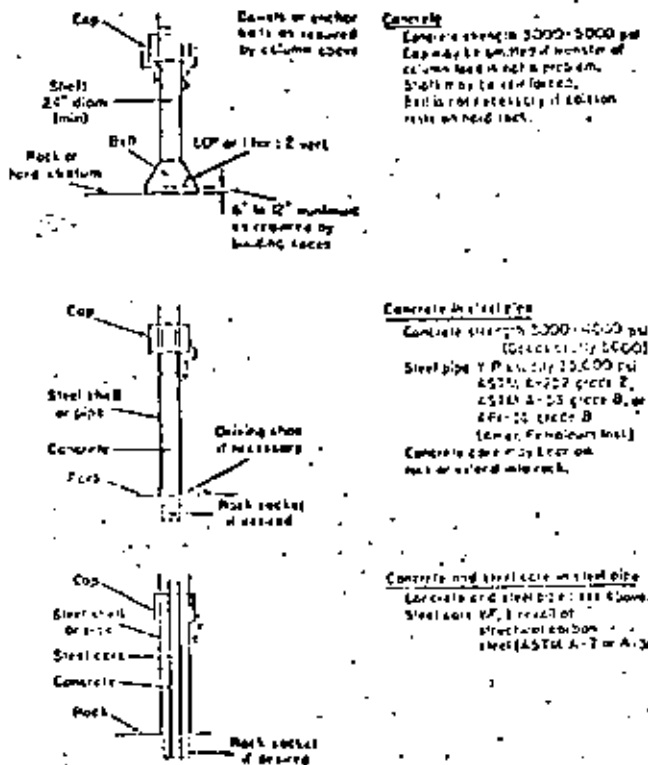
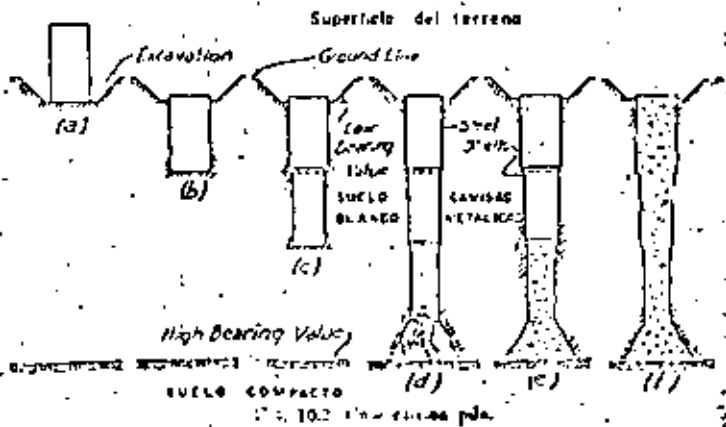


Fig. 9-1 Common types of drilled caissons.

PILAS PREEXCAVADAS



Calwold, Watson, Williams, etc., que abaratan el proceso, y permiten la construcción de pilas bajo el nivel freático en combinación con lodo Bentonítico para estabilizar paredes. Algunos sistemas permiten excavar mecánicamente la campana de la pila (Figura 5).

5. Cilindros.

Su diámetro es mayor que las pilas pero menor de 3 m (10 ft) pueden ser de concreto, ó acero y en alguna época se hicieron de hierro fundido.

Generalmente son huecos durante su colocación y posteriormente es posible llenarlos si las necesidades estructurales del proyecto así lo requieren.

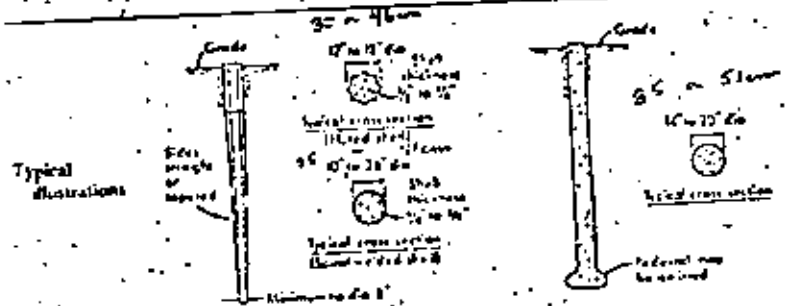
En la Figura 6, se presenta un ejemplo de este tipo de cimentación.

6. Cajones Profundos.

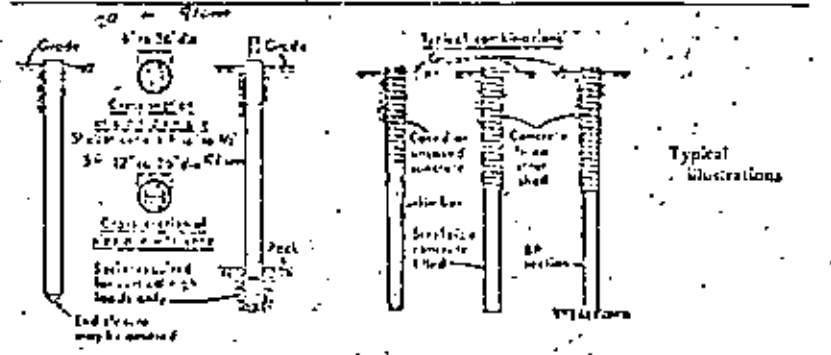
Cuando la profundidad del agua es demasiado grande para emplear ataguas y la descargas estructurales a la cimentación son demasiado altas para emplear pilotes o pilas, ó cilindros se emplean los cajones profundos. En general se construyen total o parcialmente fuera de su posición final y son arrastrados posteriormente (generalmente flotando en agua) hasta ser colocados en la vertical de su posición y a continuación hundidos paulatinamente en varias etapas hasta su apoyo final.

Table 9-1 (Continued)

| Pile type | Cast-in-place concrete piles (shells drawn without number) | Cast-in-place concrete piles (shells withdrawn) |
|------------------------------------|--|---|
| Maximum length | 120 ft 46 m | 120 ft 37 m |
| Optimum length | 30-50 ft 9 - 24 m | 25-35 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 | 25% of 28-day strength of concrete with a maximum of 400 psi at minimum cross section |
| Maximum load for usual conditions | 100 tons | 150 tons |
| Optimum load range | 35-70 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 Initial economy |
| Advantages | Can be redriven Shell not easily damaged | |
| Remarks | Best suited for friction piles of medium length | Allowable load on pile at bearing stratum is controlled by bearing capacity of stratum immediately below pile |



| Concrete-filled steel pipe piles | Composite piles | Pile type |
|---|---|--|
| Practically unlimited 40-120 ft 12 - 37 m ASTM A36 for core ASTM A232 for pipe ACI Code 318 for concrete | 160 ft 55 m 40-120 ft 12 - 37 m ACI Code 318 for concrete ASTM A36 for structural section ASTM A232 for steel pipe ASTM D25 for timber | Maximum length Optimum length Applicable material specifications |
| 9,000 psi for pipe shell 25% of 28-day strength of concrete with a maximum of 1,000 psi for steel cores | 25% of 28-day strength of concrete with 1,000 psi maximum for steel sections | Recommended maximum stresses |
| 12,000 psi on steel cores | 9,000 psi for structural and pipe sections | |
| 200 tons without cores 2,000 tons for large sections with steel cores | Same as timber piles for wood composite 700 tons | Maximum load for usual conditions |
| 40-120 tons without cores 100-1,200 tons with cores High initial cost Displacement for closed-end pipe | 30-80 tons | Optimum load range Disadvantages |
| Best control during installation No displacement for open-end installation Open-end pipe less against obstructions High load capacities Easy to splice Provides high bending resistance where unsupported length is loaded laterally | Difficult to attain good joint between two materials Considerable length can be provided at comparatively low cost | Advantages |
| | The weakest of any material used shall govern allowable stresses and capacity | |



* Reprinted and updated from Design Manual, Department of the Navy, Bureau of Yards and Docks, 1961.

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

Table 9-1 Typical pile characteristics and uses*

| Pile type | Timber | Steel |
|------------------------------------|--|---|
| Maximum length | 110 ft 34 m | Practically unlimited |
| Optimum length | 30-60 ft 9-18 m | 40-100 ft 12-30 m |
| Applicable material specifications | ASTM-D25 for piles, PI-54 for quality of crosscut, CI-49 for creosote treatment, (Standards of American Wood Preservers Assoc.) | ASTM-A36 for structural sections, ASTM-A1 for rad sections |
| Recommended maximum stresses | Measured at midpoint of length: 177-210 psi for cedar, western 42-60 psi for Norway pine, spruce, and cypress on Code 56-84 100-1,200 psi for southern pine, oak, Douglas fir, oak, cypress, larch | 9,000-12,000 psi 673 - 845 kg/cm ² |
| Maximum load for usual conditions | 30 tons | Maximum allowable stress x cross-section |
| Optimum load range | 15-25 tons | 40-100 tons |
| Disadvantages | Difficult to splice Vulnerable to damage in hard driving Vulnerable to decay unless treated, when piles are intermittently submerged | Vulnerable to corrosion HP section may be damaged or deformed by major obstructions |
| Advantages | Comparatively low initial cost Permanently submerged piles are resistant to decay Easy to handle | Easy to splice High capacity Small displacement Able to penetrate through light obstructions |
| Remarks | Best suited for friction pile in granular material | Best suited for end bearing on rock Reduce allowable capacity for corrosive locations |

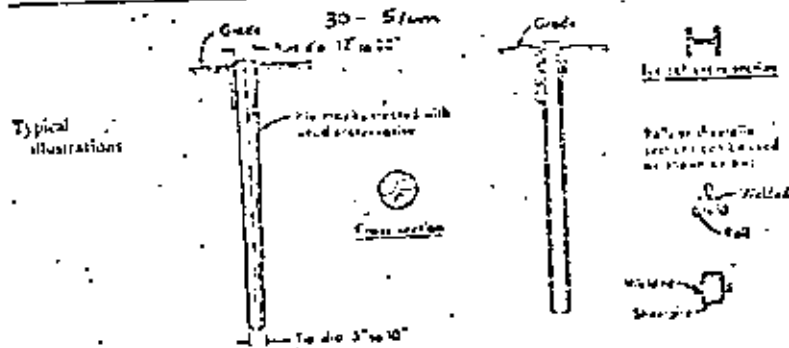


Fig. 3

| Precast concrete (including precasted) | Cast in place concrete (thin shell driven with mandrel) | Pile type |
|---|--|--|
| 100 ft for precast 30 cm 200 ft for precast 6 ft 40-50 ft for precast 12-15 cm 60-100 ft for precast 18-30 cm ASTM-A10 reinforcing steel ASTM-A108 drawn wire ACI Code 318 for concrete | 100 ft for steel sections 30 cm 40 ft for tapered sections 12 cm 40-60 ft for straight 12-18 cm 15-25 ft for tapered 4.5-10 cm ACI Code 318 for concrete | Maximum length Optimum length Applicable material specifications |
| See applicable building code | 0.25-0.35 | Recommended maximum stresses |
| 25 tons for precast 100 tons for precast | 25 tons | Maximum load for usual conditions |
| 40-60 tons | 30-60 tons | Optimum load range |
| Difficult to handle unless precasted High initial cost Considerable displacement | Difficult to splice after concreting Heaving not recommended Thin shell vulnerable during driving Considerable displacement | Disadvantages |
| Precast difficult to splice | | |
| 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 bending resistance | Best suited for end bearing friction piles in granular materials | Remarks |

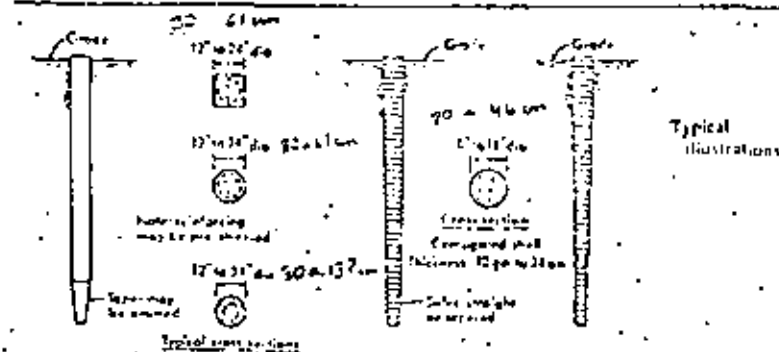


Fig. 3

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:

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

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

Ovviamente 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:

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

Sumando ambos resultados se tendrá:

$$5.33 + 4.67 = 10 \text{ ton/m}^2$$

O sea la presión total transmitida por el inmueble.

Considerese por un momento que el agua freática invade el interior del cajón, de esta manera se anularía la flotación y la compensación sería parcial llegando a 5.33 ton/m^2 .

El faltante de 4.67 ton/m^2 se traduciría en presión neta al subsuelo, - que a su vez engendraría asentamientos.

3. Con. Pilotes.

Es el tipo de cimentación profunda más utilizado en nuestro medio. Pueden ser Prefabricados ó Formados en el lugar, teniendo diámetros menores de 76 cm (30") en el primer caso y menores de 60 cm (24") en el segundo.

Atendiendo a su funcionamiento pueden ser de fricción, de punta ó mixtos. (Figura 2)

En relación al material de fabricación pueden ser de madera, concreto reforzado (ó preesforzado) en secciones circulares, octagonales, ochavados, cuadrados, triangulares ó hache, ó de acero, en secciones H ó I, los cuales son hincados, empujados, chiflonados ó alguna combinación de éstos métodos.

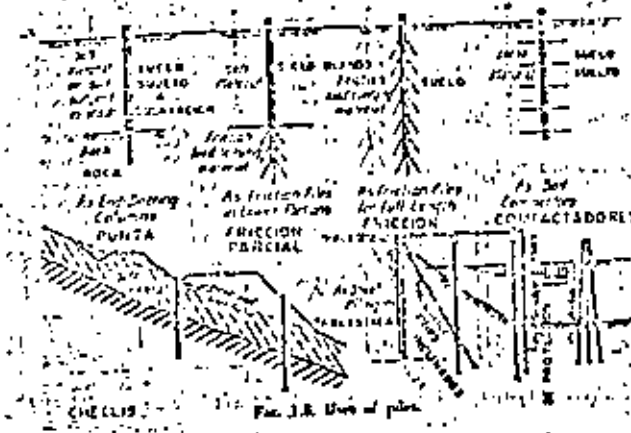


Fig. 18. Use of piles.

Quando son formados en lugar total o parcialmente, existen un gran número de posibilidades constructivas. Generalmente se preexcavan deteniendo las paredes con lodo o con adema metálico o bien se hinchan empleando una camisa delgada perdible, más alma de acero recuperable, o bien robusta recuperable.

En la Figura 3 tomada del Bowles (Ref.2) páginas 446 a 449, se indican los tipos usuales de pilotes y sus aplicaciones más específicas.

4. Con Pilas.

USOS DE PILOTES

Se forman en el lugar con secciones transversales circulares, cuyo diámetro es mayor de 60 cm (24"), en general son macizas.

Quando no hay agua freática o bien el flujo de agua en el suelo es pequeño, es el método más económico de cimentación profunda. Pueden transmitir cargas concentradas procedentes de la superestructura y mediante procedimientos constructivos sencillos pueden ampliar su base.

Desde tiempo inmemorial se han excavado pozos para extraer agua potable, adquiriéndose con ello suficiente experiencia que fácilmente puede ser aprovechada en la construcción de pilas.

Hay dos métodos clásicos para efectuar la excavación, el Chicago y el Gow (Figura 4).

También pueden emplearse perforadoras de gran diámetro tipo Benoto,

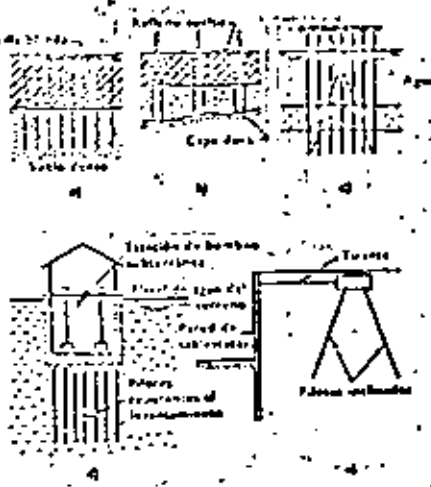


Figura 23. Tipos de construcción de pilas.

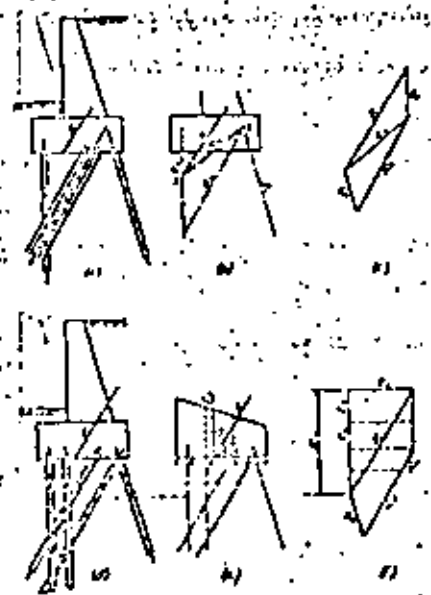


Fig. 25. Determination of pile reactions. (a), (b), and (c) Culmann's method. (d), (e), (f) Trapezoidal method.

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

Esta situación prevaliente 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.

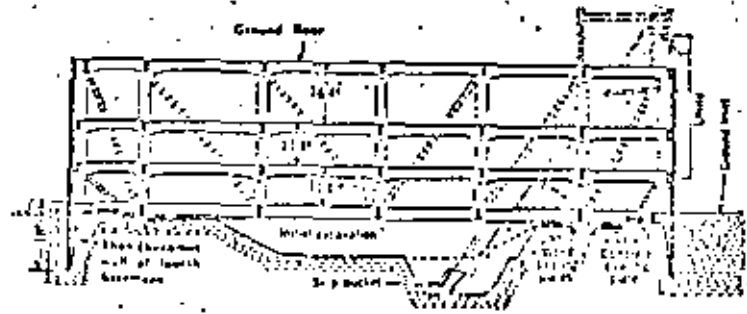
Es así como se desarrollan los Pilotes de Control, los pilotes de punta telescópica, los pilotes entrelazados, las cimentaciones parcialmente compensadas y con pilotes fricción, etc., algunas de las cuales han dado excelente resultados.

V. CIMENTACIONES PARCIALMENTE COMPENSADAS Y CON PILOTES.

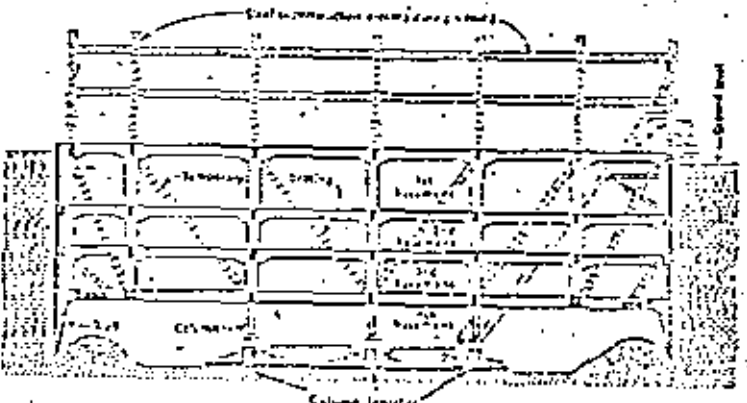
Usualmente en la Ciudad de México los edificios mayores de 5 niveles deben diseñarse con cimentos profundos a base de cajón de flotación compensado o bien con pilotes, para evitar asentamientos.

1. Compensación Parcial - Pilotes de Fricción.

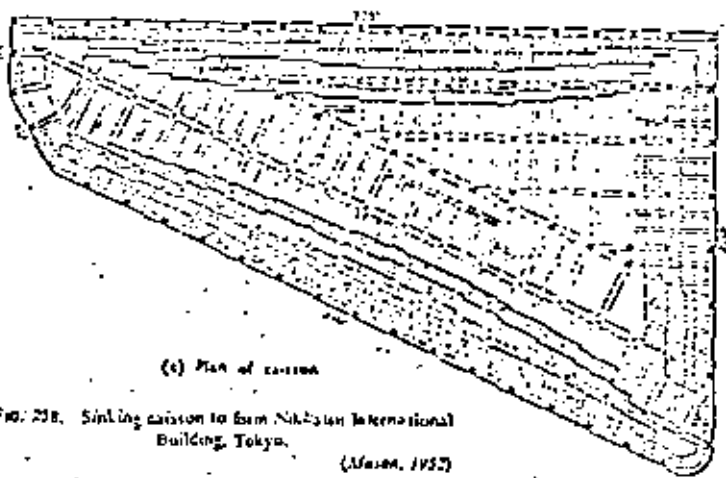
Con el advenimiento de las "Torres" en México, D. F., se puso en práctica la solución combinada de compensación parcial y pilotes de fricción, la cual tiene por objeto reducir asentamientos y evitar emergimiento del conjunto.



(a) Commencement of caisson sinking



(b) Caisson sinking practically completed; columns about to land on prepared foundations



(c) Plan of caisson

FIG. 238. Sinking caisson to form Nikkōsan International Building, Tokyo. (Mason, 1952)

CAJON PROFUNDO PARA EDIFICIOS

En base a su procedimiento constructivo pueden ser cerrados, abiertos, neumáticos o monolito según se esquematiza en la Figura 7.

Este tipo de cimentación es usual emplearlo en puentes con grandes claros y concentraciones elevadas de carga.

En Japón han empleado este proceso para edificios urbanos, Figura 8.

IV. HUNDIMIENTO GENERAL DEL VALLE DE MEXICO.

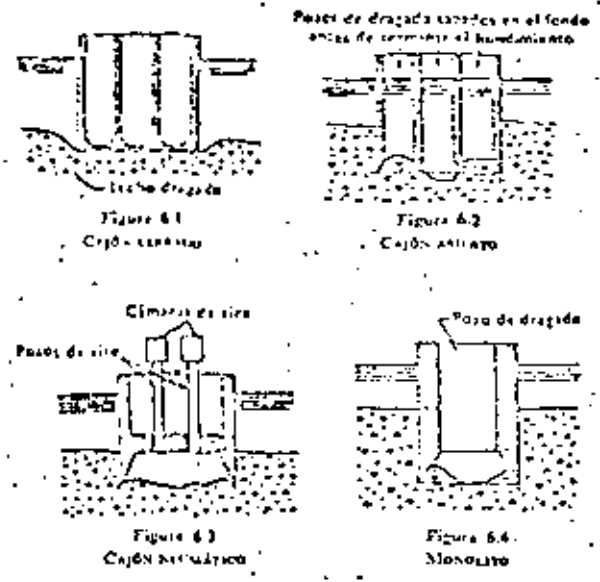
Es mundialmente conocido el hecho, de que la Ciudad de México, descansa sobre un subsuelo blando y compresible formado predominantemente por arcillas de origen volcánico con 600% de contenido natural de agua y relación de vacíos de 7 en promedio.

La extracción del agua en el subsuelo para fines de abastecimiento urbano provoca enjutamiento de los mantos compresibles y ello causa hundimientos de la superficie del terreno, que en algunos puntos han sido cercanos a 10 m.

Las arcillas blandas y compresibles del subsuelo de la ciudad han provocado que edificios pesados como el Palacio de Bellas Artes se hundan y que otros, como el Palacio de Minería, se ondulean.

Cuando se intenta soportar las estructuras mediante pilotes apoyados por punta, se empieza a observar el fenómeno inverso, debido al hundimiento general del Valle, ya que los edificios tienden a "Emerger".

10a



TIPOS DE CAJONES

Fig.

TOMLINSON

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 funciona 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 por encima, 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 presente, 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 otro modo, la responsabilidad de carga recaerá en los pilotes de punta.

ESTUDIOS PARA OBRAS DE INGENIERIA
PROCESOS ESPECIALES DE LA CONSTRUCCION



MEXICO 145
MEXICO 18, D. F.
916-04-40

BIBLIOGRAFIA

1. LITTLE A.L. 1951 Foundations, Edward Arnold (Publishers) Ltd London.
2. DOWLES J.C. 1968 Foundations analysis and design, Mc Graw Hill Inc. New York.
- CHELLIS R.O. 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.
- ZIEVART 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

ANALISIS DE DEFORMACIONES

ANEXO B

Ing. José Springall Caram
M. en I. Agustín Demeneghi Colina

Julio, 1981

ANEXO A

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELOS

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 actúa 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.

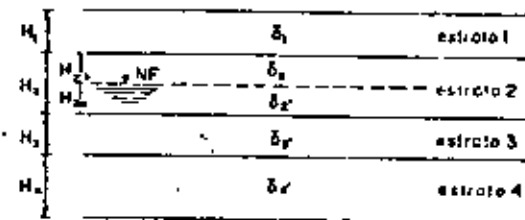


Fig. 1.A

La presión efectiva en el horizonte inferior del estrato 4 será:

$$\bar{\sigma} = \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_{2a} + \gamma'_2 H_{2b} + \gamma'_3 H_3 + \gamma'_4 H_4 \quad (2.A)$$

donde:

γ , 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 considera 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:

$$\bar{\sigma} = \sum \gamma'_i H_i \quad (3.A)$$

y si se localizara por debajo del estrato 4:

$$\bar{\sigma} = \sigma = \sum \gamma_i H_i \quad (4. A)$$

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 a 3 m de profundidad; los diagramas de presiones totales, de poro y efectivas, serán:

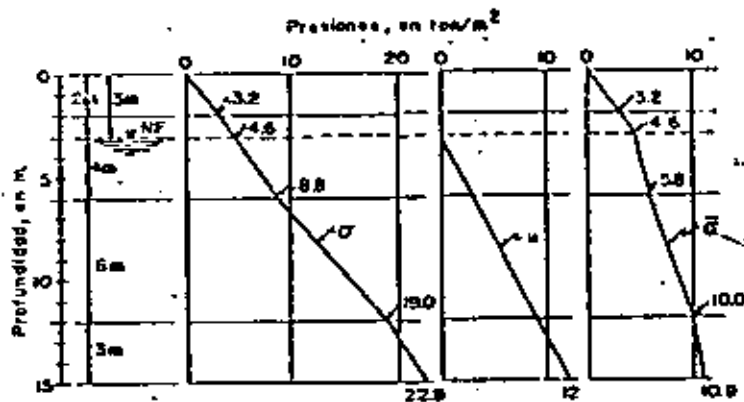


Fig. 2. A. Ejemplo de distribución de presiones

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

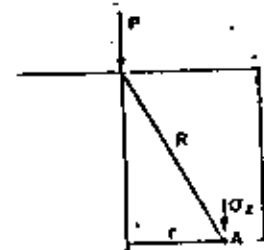
del agua del subsuelo, además de la hidrostática.

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 una 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, isótropa, 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.

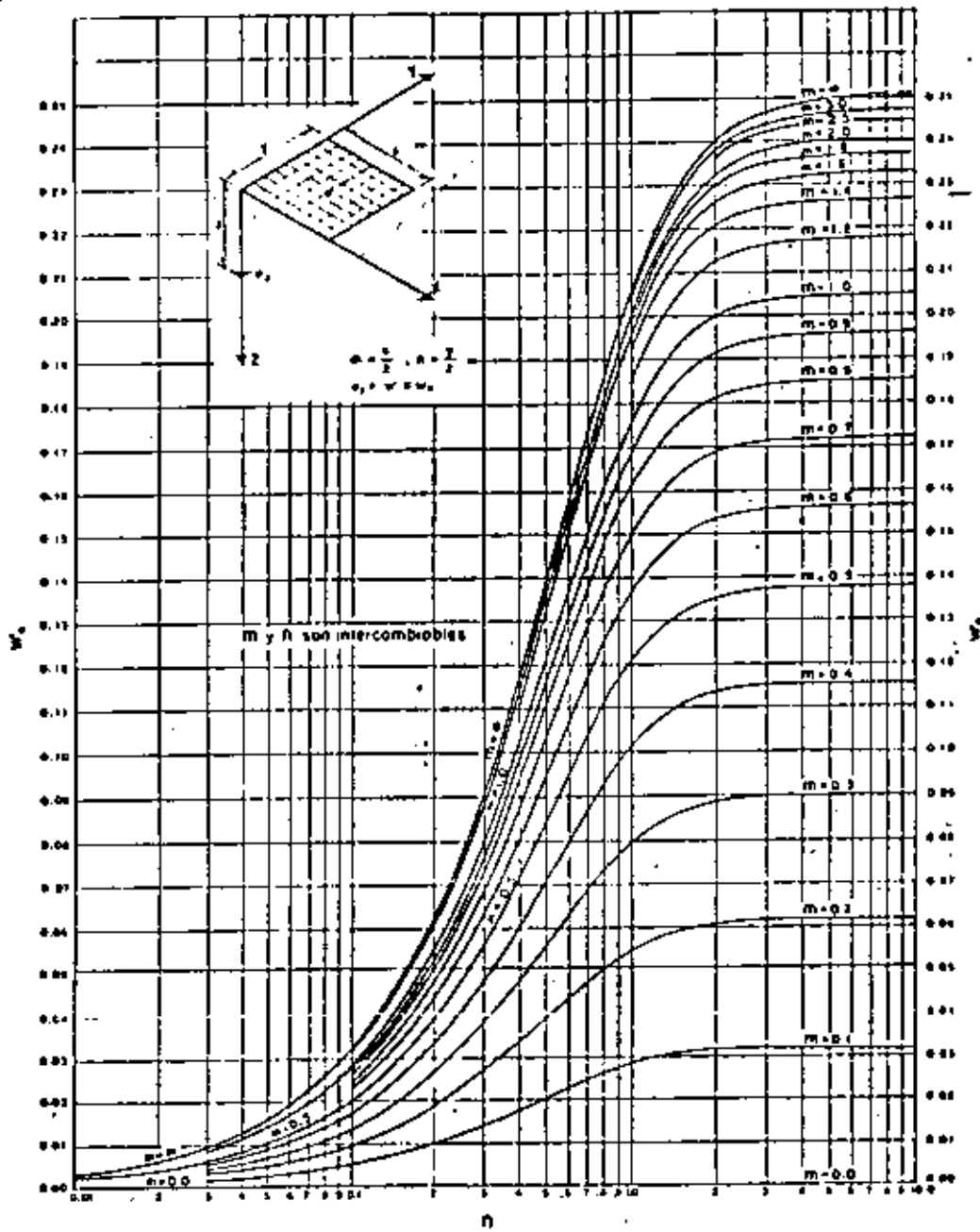


Fig. 4. A. Gráfica de Fadum

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 han resuelto 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.

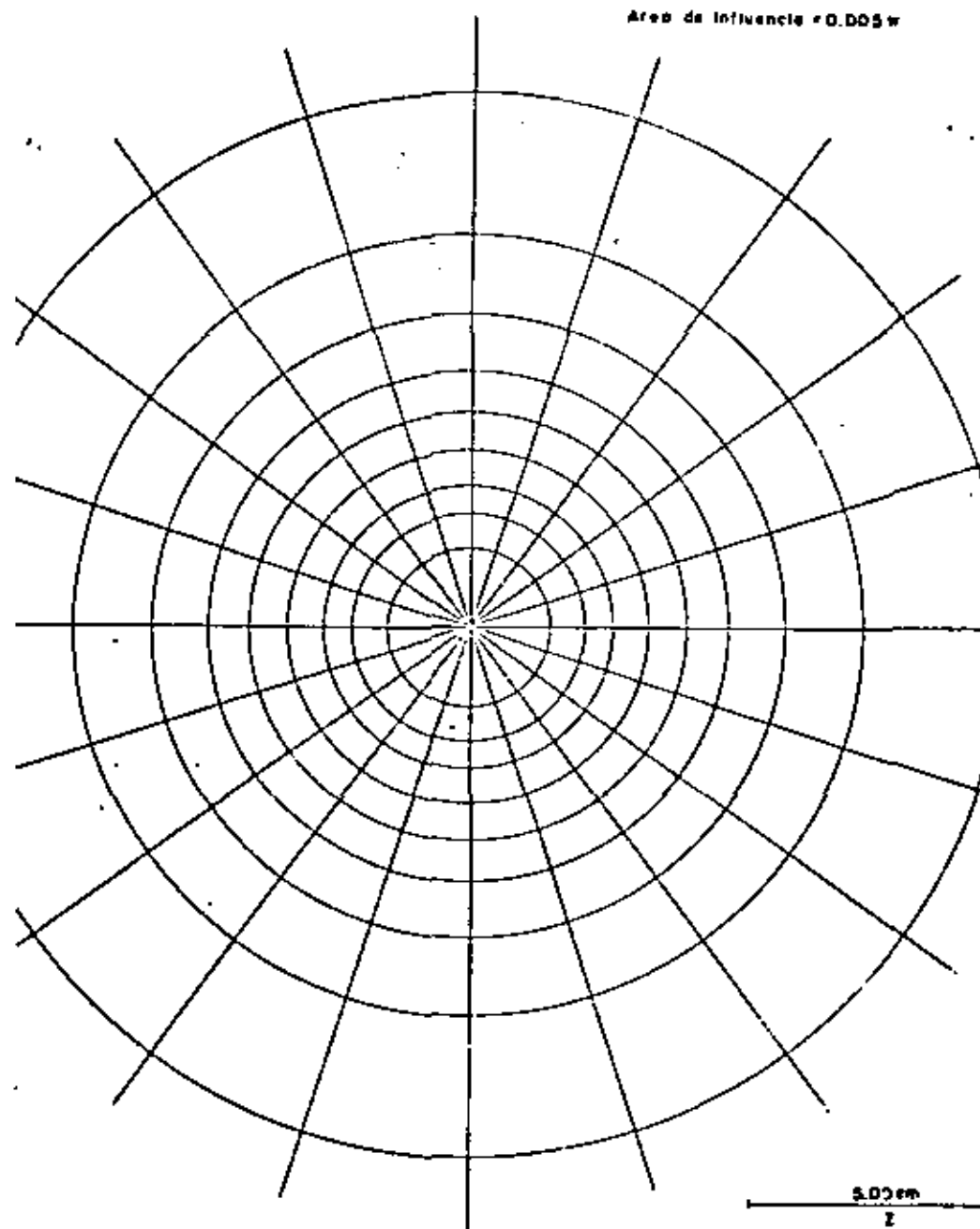
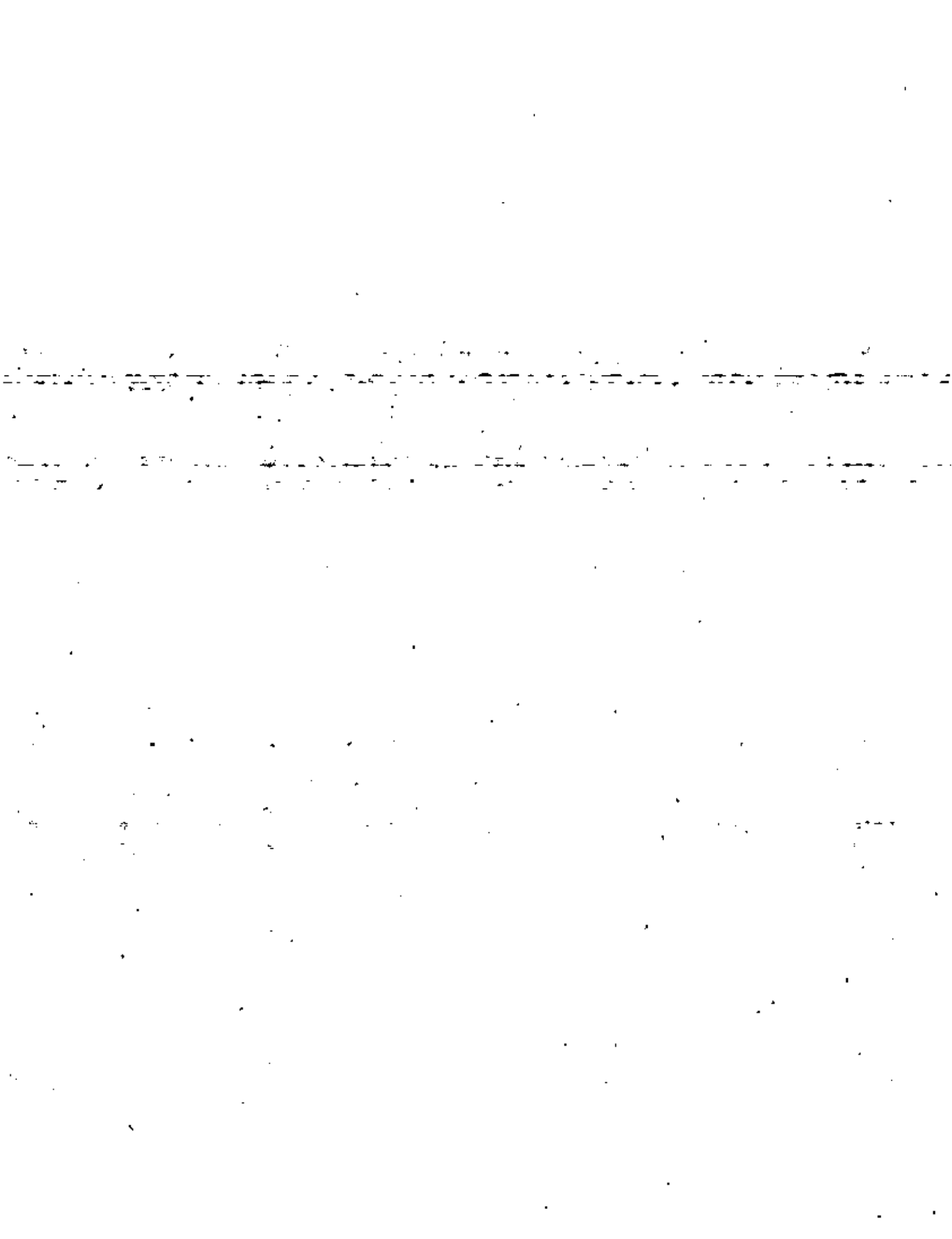


Fig. 3. A. Carta de Newmark





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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ANALISIS DE DEFORMACIONES

ANEXO A

Ing José Springall Caram
M en I Agustín Demeneghi Colina

Julio, 1981

11. 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 sueltos. 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 además 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 un mayor volumen de suelo compresible que el involucrado por la losa o cajón que les transmite las cargas (Fig. 5).

El asentamiento de un grupo de pilotes tiene dos componentes: a) la deformación elástica o acortamiento de los pilotes, y b) el hundimiento debido a la deformación de los estratos de suelos 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. 6.

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 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 determinación 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, advirtiendo que la magnitud del asentamiento obtenido debe tomarse como aproximado e interpretarlo de acuerdo a la experiencia local y al criterio del ingeniero.

1.1.1 Pilotes de punta apoyados en estratos resistentes muy potentes

Si la punta de los pilotes se encuentra apoyada en roca, suelos 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 apoyo. Esta se valga 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 envolvente de éstos, siempre que la separación entre centros de pilotes no exceda de un 20 % de su longitud. Cuando la separación es mayor, la deformación del conjunto será igual a la de un pilote individual, pues éstas actúan como columnas.

Algunas formaciones rocosas tienen espesores importantes muy degradados por intemperismo (principalmente rocas ígneas intrusivas y rocas metamórficas), cuya compresibilidad puede

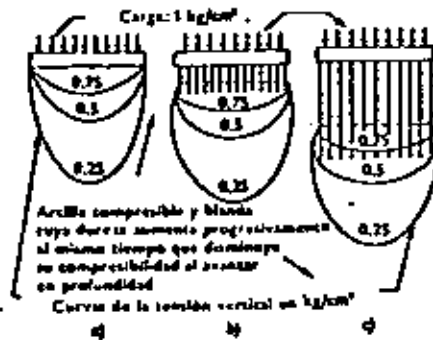


Fig. 5

COMPARACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS VERTICALES ENTRE a) UNA PLACA SUPERFICIAL, b) UNA PLACA CON PILOTES CUADROS, c) UNA PLACA CON PILOTES LARGOS

(Reproducida de la Ref. 6)

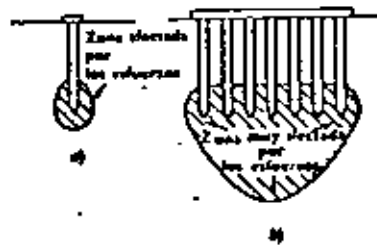


FIG. 6

COMPARACIÓN DE LAS ZONAS LIMITADAS A ESFUERZOS BAJO UN PILETE ÚNICO Y BAJO UN GRUPO DE PILOTES

a) pila única; b) grupo de pilotes.

(Reproducida de la Ref. 6)

ser importante. Estos suelos residuales frecuentemente contienen fragmentos más 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.

11.2 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 valen con la solución de Boussinesq (Fig. 7). El cálculo de la deformación se hace aplicando la teoría de consolidación de Terzaghi.

11.3 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 diferencias 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. 8) 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 recomiendan 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. 9 y 10.

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 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. 11 ilustra este problema.

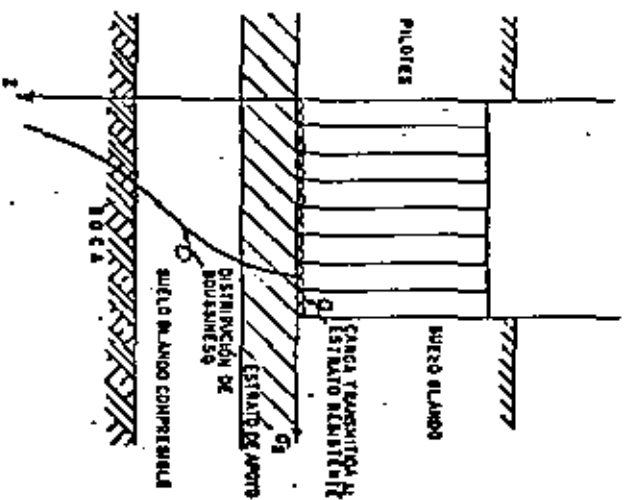


FIG. 7
Método para calcular asentamientos bajo presión de agua.
(Reproducida de la Ref. 5)



FIG. 9 (reproducida de la Ref. 6)

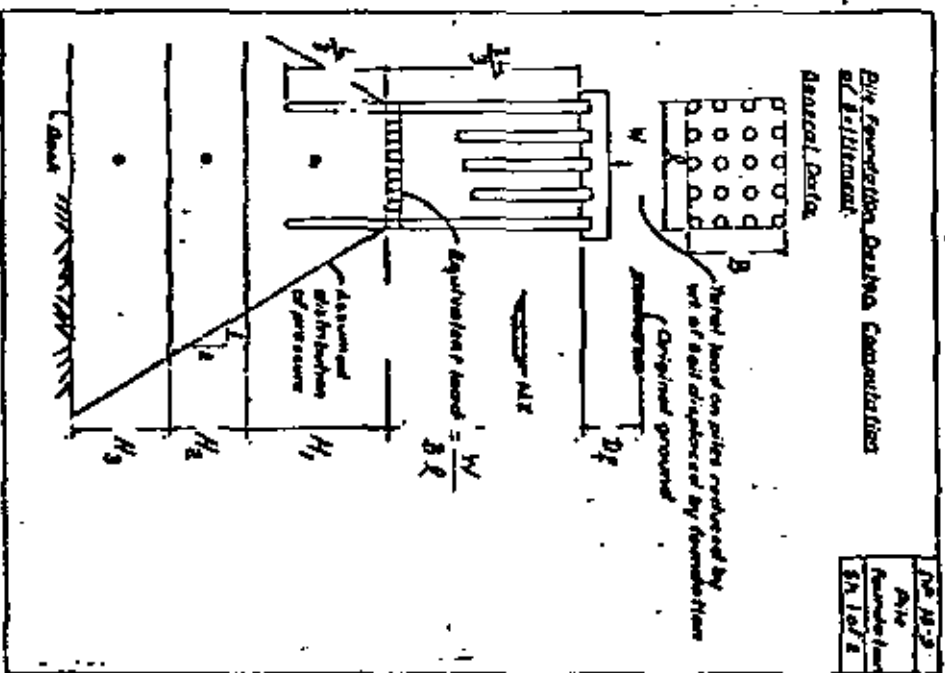


FIG. 8 Distribución de esfuerzos en una cimentación de pilotes de fricción en arcilla blanda (reproducida de la Ref. 4.)

Asentamientos en cimentaciones

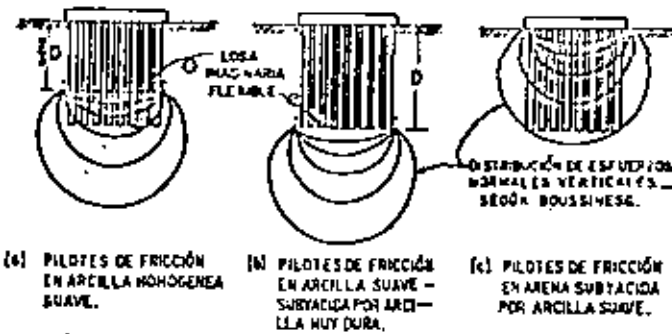


FIG. 10

Hipótesis para calcular la distribución de esfuerzos bajo grupos de pilotes de fricción (Ref. 40).

(reproducida de la Ref. 8)

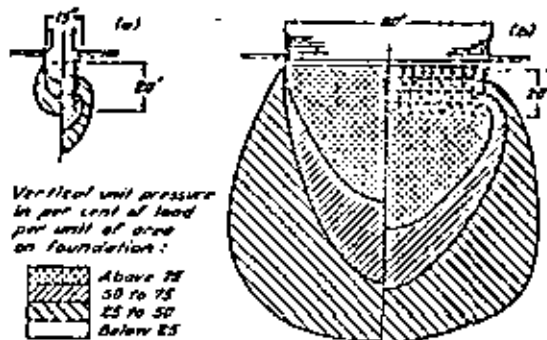


FIG. 11

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.

(Reproducida de la Ref. 2)

REFERENCIAS

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. Zonvaert L., Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold Co., 1973.
4. Peck R.B., W.E. Hanson, T.H. Thornburn, Foundation Engineering, Wiley, 1974.
5. Marsal R.J., M. Mazari, El Subsuelo de la Ciudad de México, UNAM, 1969.
6. Tomlinson M.J., Diseño y Construcción de Cimentaciones, URMO, Bilbao, 1971.
7. Sowers G.B., G.F. Sowers, Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones. LIMUSA, México, 1972.
8. Rico A., H. del Castillo, La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Volumen 2, LIMUSA, México, 1977.
9. Diversos autores, V. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS), 1970. Lo relativo a cimentaciones en Minatitlán-Coahuila-Coalcos-Pajaritos, Guadalajara, Monterrey, Ciudad de México.
10. Diversos autores, VI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, 1972. Lo relativo a cimentaciones en Acapulco, Morelia, Tampico, Península de Yucatán.
11. 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.

ANEXO C

Settlement in sand - methods of calculating and factors affecting

by ERIC E. JORDEN,* MSc, PEng

Introduction

THIS PAPER tabulates methods of calculating settlement in sand and reviews the factors affecting the magnitude of the settlement. The point is made that because the methods give different answers it is necessary to always calculate settlement using several methods. The range of values obtained should be reported as well as the average value.

Some of these methods have been presented recently and others have been in use for many years. All have been developed by conscientious workers striving to provide as exacting a solution as possible. These workers have been aware of the great reliance placed on penetration testing in granular material on the one hand and our imperfect understanding of the relationships between penetration resistance and engineering properties on the other.

The Standard Penetration Test and the static Dutch cone test on which these methods are based have been standardised, but because of our crude understanding of the relationship between penetration resistance and compressibility (the test methods are not crude as has been suggested) the various methods give different answers for the magnitude of settlement. Penetration testing is the most practical means of assessing settlement in sand and comes closer to a statistical approach to the problem than more refined and expensive methods. A lot of sand and gravel covers the earth's surface. A proper approach to the utilisation of the various methods is needed for calculating settlement in these deposits.

Methods of calculating settlement

The methods are tabulated in Table 1. Several authors have reviewed and discussed these methods (Simons 1975, Sutherland 1974, Schmertmann 1970, Webb 1969). Most methods tend to give a maximum value of settlement, some are more conservative and one or two give the maximum probable settlement; more often than others. Three methods permit a calculation of settlement for incremental layers. All the methods have been derived for either the SPT or static Dutch cone but all may be used interchangeably with the help of the correlations in Chart 18 tempered with engineering judgement.

However, it should be noted in using Chart 18 that Meyerhof (1976) has observed no significant change in the ratio Q_c/N as particle size changes and considers that a ratio of 3 to 5 is appropriate for both sand and gravel sizes.

The methods have been tabulated so as to permit a calculation of settlement using either the formulae or the accompanying charts. The original sources

should be studied for a better understanding of the use of the methods. This is particularly the case for the methods by Alpan (1964) and Parry (1971). Otherwise, the methods can be used without recourse to additional reference material.

The first is the original Terzaghi and Peck (1948) method and the next five represent modifications of the original. The methods vary in their treatment of the measured N value, the overburden pressure, the depth to ground water and the depth of embedment. The correction for overburden is the most significant but even this correction varies from one method to another, although Meyerhof (1976) has suggested on the basis of recent studies that the overburden correction by Peck (Chart B) may be close to the correct solution. There appears to be a less conservative approach to ground water as the various methods evolved.

The original method by Terzaghi and Peck is very conservative. It has been suggested by Sutherland (1974), on the basis of work by Bazaraa (1967), that the factor 3 in the original formula can be replaced by 2 and a more realistic prediction of the maximum probable settlement obtained. It seems possible to go further, however, and replace the 3 by one to obtain an average value. The range of "average" settlements obtained using different methods would give a good appreciation of the minimum and maximum probable settlement.

The remaining five methods reflect a different approach to the problem of calculating settlement, in that the compressibility or equivalent elastic modulus is calculated for the sand. Correlations are established between penetration test results and the sand modulus, E , or the compression index, C . The methods by D'Appolonia *et al* (1970) and Parry (1971) are obvious modifications of the classic elastic equation. These two methods are based on direct correlations with Standard Penetration Test results. The remaining three methods, by De Beer and Martens (1957), Meyerhof (1965) and Schmertmann (1970), obtain E or C from static Dutch cone test results.

Correlations between E and N (Webb, 1959) might also be utilised in applying the method by Schmertmann and possibly also in applying the method by De Beer and Martens (1957) and D'Appolonia *et al* (1970). This should be done with caution, however. It must be observed that calculated values of E using the correlations by D'Appolonia and by Webb do not agree well particularly for low values of N . There appears to be considerable interest in the approach by Schmertmann. The method should be applied where possible and the results carefully analysed and reported.

Only the methods by De Beer and Martens (1957), Meyerhof (1965) and

Schmertmann (1970) calculate settlement for incremental layers. It seems expedient, however, when a relatively incompressible stratum is near the surface, to take a proportion of the settlement calculated by each of the other methods depending on the thickness of the sand layer. The proportion might be the depth to the incompressible stratum divided by 15 B . The settlement so obtained could be compared to that obtained by the more appropriate methods.

A conservative estimate of maximum settlement may also be made from a more recent expression by Meyerhof (1974) as follows.

$$s = \frac{pB}{2q_c}$$

where p is net foundation pressure, q_c is the average static cone resistance within a depth approximately equal to the footing width B , and all symbols are in consistent units.

A similar expression has been derived for standard penetration test results as follows.

$s = p\sqrt{B}/2N$ where B is in inches, p is in lbf/in^2 , and N is the average within a depth B in silty sand twice the right-hand side is used.

Simons (1975) highlighted the variation in predicted settlement in a deposit of sand. In this case the water table was near the ground surface. The sand was generally medium dense for the upper 11m and dense below this depth. It was shown for a 10m square base embedded one metre that predicted settlement using 10 different methods varied from 5 to 36mm. The nature of the actual values predicted by each method, i.e., whether high or low, is not significant because these would change as soil conditions and footing geometry changes. It is only important to realise the considerable range in predicted settlement for a single structure.

A revealing comparison was made by Simons *et al* (1974). Eight methods were used to predict the settlements of 6 structures for which settlements have been observed. The results are summarised in Table II.

The authors observed that the methods by Alpan and Schmertmann gave the best agreement with observed settlement on average but that the ranges of calculated to observed settlements were very wide.

More interesting, perhaps, is the similarity of the nature of the predictions by the three methods, Terzaghi and Peck, modified by Meyerhof (1965); Peck and Bazaraa (1969) and Parry (1971). For these three methods the averages fall within the narrow range of 0.63 to 0.72 and the range for each method falls within the range of 0.1 to 1.4. The upper and lower limits to the ranges exhibit a very narrow range within themselves going from 0.1 to 0.3 and 1.1 to 1.4. C-1

*Institute Testing Ltd., Halifax, Nova Scotia, Canada. Formerly with W. B. Adams & Partners, Ipswich, UK.

CHART 1

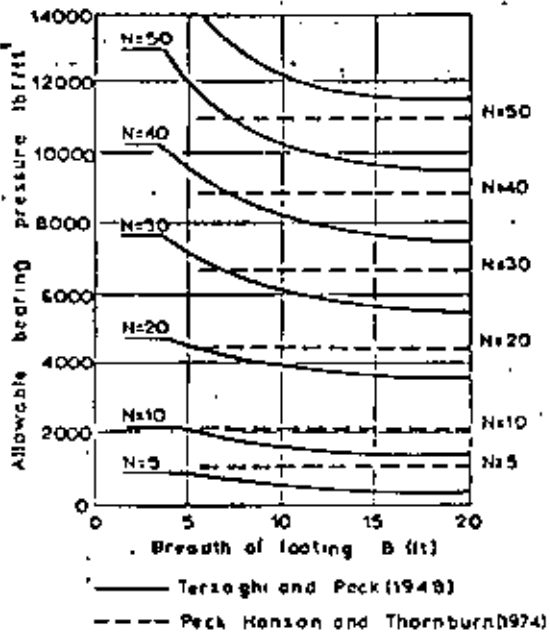


CHART 2

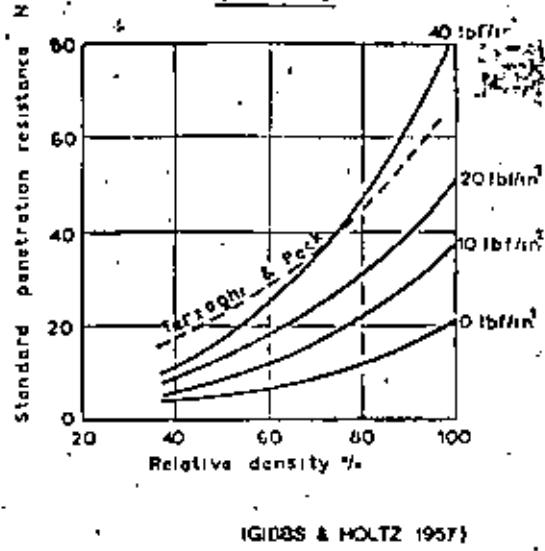
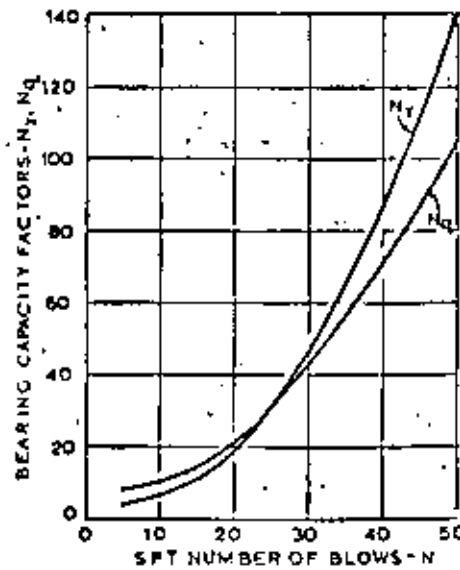
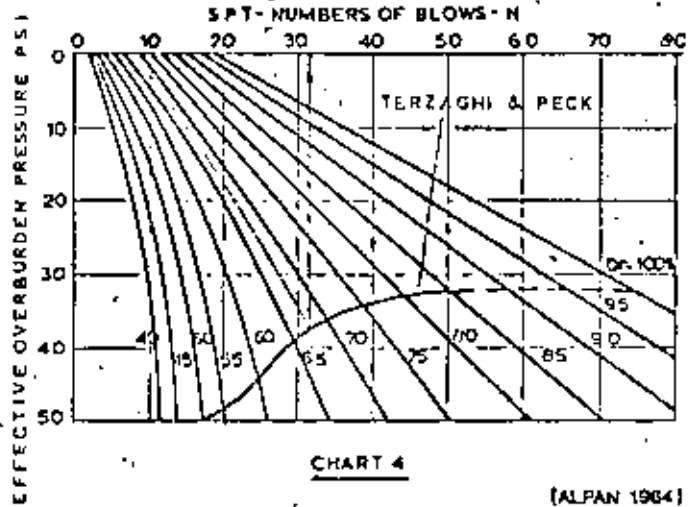
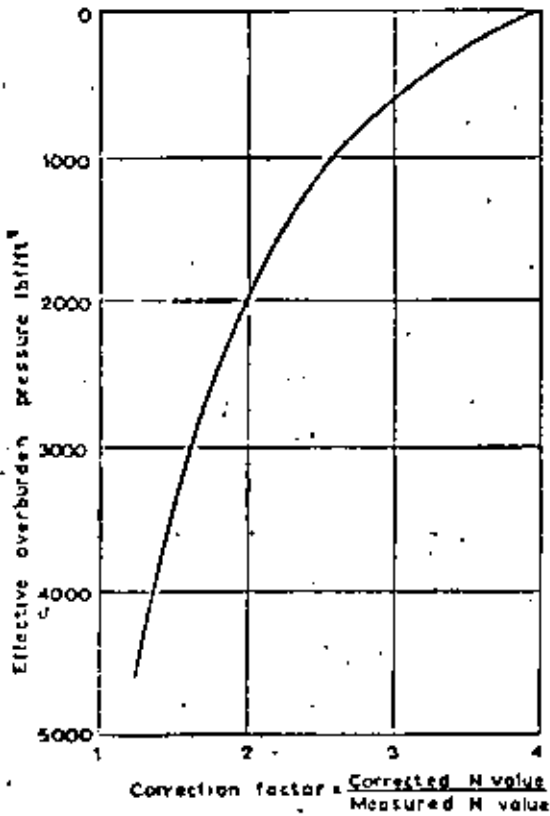


CHART 3



(TOMLINSON 1960)

(PECK ET AL 1974)

January, 1977

TABLE 1. METHODS OF CALCULATING SETTLEMENT

| | TERZAGHI & PECK (1948) | GIBBS & HOLTZ MODIFICATION (1957) | ALFAN MODIFICATION (1954) | MEYERHOF MODIFICATION (1953) | PECK & BAZARAA MODIFICATION (1959) | PECK MODIFICATION (1974) |
|------------|---|---|--|---|--|--|
| Formula | $s = C_e C_d \frac{3q_u}{N} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$ | $s = C_e C_d \frac{3q_u}{N_s} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$ | See charts | $s = C_e \frac{2c_u}{N} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$ | $s = KC_d \frac{2q_u}{N_s} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$ | See charts |
| SPT | N (as measured) for sand $N_s = 15 + 0.5(N-15)$ for very fine or silty sand below the water table. | N (as measured) for sand $N_s = 15 + 0.5(N-15)$ for very fine or silty sand below the water table. N_s is N corrected for overburden. | N (as measured) for sand at foundation level. $N_s = 15 + 0.5(N-15)$ for very fine or silty sand below the water table. N_s is N corrected for overburden. | N (as measured) for sand | N (as measured) for sand | N (as measured) for sand |
| Overburden | No correction to N. | See charts | See charts | No correction to N | $N_s = \frac{4N}{1+2p^1}$ for $p^1 < 1500$ lb/ft ² $N_s = \frac{4N}{3.25+0.5p^1}$ for $p^1 > 1500$ lb/ft ² | $C_d = 0.77 \log_{10} \frac{20}{p^1}$ or use Chart (3) parti- cularly for $p^1 < 0.25$ tsf. |
| Water | $C_e = 1.0$ for $D_w > 2B$ $C_e = 2.0$ for $D_w = 0$ | C_e (as for previous method) | Increase C_e by a factor 2.0 for small ratios of D/B. Increase by 1.5 for $D/B \approx 1.0$. | No correction | p^1 at depth 0.5B assuming no ground water level $K = \frac{p^1 \text{ at depth } 0.5B \text{ for existing ground water level}}$ | $C_e = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D+B}$ |
| Embedment | $C_d = 1.0$ for $D/B = 0$ $C_d = 0.75$ for $D/B = 1$ | C_d (as for previous method) | No correction | C_d (as for T & P method) | $C_d = 1.0 - 0.4 \left(\frac{D}{q_u} \right)^{1/2}$ | See Charts (8, 10 or 11) |
| Procedure | 1. Use Chart (1) to obtain q_u corresponding to $s = 1"$ for largest footing on lowest part of deposit with no water present. 2. Apply corrections to q_u . 3. Alternatively, use formula. 4. Settlement s increases in direct proportion to in- crease in q_u above value for $s = 1"$ s (inches), B (feet), q_u (tsf). | 1. Use Chart (2) or (3) as shown to obtain N_s to use in formula or in Chart (1). 2. Procedure as for previous method. | 1. Use Chart (4) to cor- rect N for overburden. 2. Use Chart (5) to obtain N_s and N_u . 3. Set $q_u =$ footing load $/B^2 = 1/F(0.48 \gamma N_s +$ $\gamma DN_u)$ and solve for B (feet). 4. Calculate q_u (tsf). 5. Use Chart (6) to obtain α_u and to confirm that q_u falls within linear range. 6. Use Chart (7) to obtain α_u / α_s for p unity. 7. Calculate settlement α_u for actual q_u . | 1. Use Chart (1) to obtain q_u . 2. Increase q_u by 50% to obtain value for $s = 1"$. 3. Apply correction C_d . 4. Alternatively, use formula. s (inches), B (feet), q_u (tsf). | 1. Use N_s in Chart (1) or in formula. 2. Use Chart (1) to obtain q_u . 3. Increase q_u by 50% to obtain value for $s = 1"$. 4. Divide q_u from Step 3 by C_d and K . 5. Alternatively, use formula. | 1. Use smallest average of the averages of N values in each borehole corrected by C_d (N corrected to N_s). 2. Use Charts (9, 10 & 11) with N_s to obtain q_u corresponding to $s = 1"$. 3. Correction C_e applied to q_u (corresponding to $s = 1"$ in dry soil) obtained if ground water within B of base. |
| Comments | Assumed that buildings can sustain a maximum settle- ment of $s = 1"$. No water correction for $0 < D_w < 2B$. No account taken of geo- logical history of deposit (previous loading and over- consolidation). Use factor 2 in place of 3 in formula to obtain more correct maxi- mum settlement. Use 1 in place of 3 to obtain average value. | Modification reflects that penetration resistance is a function of effective stress as well as relative density. Results in much improved settlement prediction assum- ing no change made in fac- tor 3. | Original T & P correlation between N and relative den- sity is used. Method acceptable for lower values of q_u . Original paper provides a correction for rectangular footings. F above is assumed factor of safety. | Assumes that presence of ground water is reflected in blow count. Generally as original T & P method. | Original T & P correlation between N and relative density corresponds to the 10 psi curve rather than the 40 psi curve (Assumed). Assumption was arbitrary. No apparent field checks. | Factor of safety of 2 on q_u from first part of curves. Charts apply for $D_w \leq B$ and uniform sand. No account taken of over-consolidation. Values of q_u obtained are about 50% higher than original T & P method. |

| | DE BEER & MARTINS (1957) & DE BEER (1965) | MEYERHOF (1965) | D'APPOLONIA ET AL (1970) | SCHMEITMANN (1970) | PARRY (1971) |
|-------------------------------|--|---|--|---|---|
| Formula | $s = \int_0^H \frac{2.3}{C} \log_{10} \left\{ \frac{p' + \Delta p}{p'} \right\} \Delta H$ <p>where p' = effective overburden pressure in each layer ΔH Δp = increase in stress at each layer</p> | As previous method | $s = \frac{qB}{M} U_0 U_1$ <p>where $M = \frac{E}{1-\nu^2}$ $\nu = 0.25$</p> | $s = C_1 C_2 \Delta p \int_0^H \left\{ \frac{1}{E} \right\} \Delta H$ <p>where $C_1 = 1 - 0.5 \left\{ \frac{p_e}{\Delta p} \right\}$ $C_2 = 1 - 0.2 \log \left\{ \frac{t}{0.1} \right\}$ p_e = overburden pressure at foundation level. Δp = net bearing pressure.</p> | $s = \frac{qB}{M} C_1 C_2 C_3 C_4 C_5$ <p>where $M = \frac{E}{1-\nu^2}$ $\nu = 0.25$</p> |
| Compressibility, Sand Modulus | $C = 1.5 \frac{q_u}{p'}$ or $E = 1.5 q_u \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ <p>Take q_u as measured in kg/cm² (\approx tsf)</p> | $C = 1.9 \frac{q_u}{p'}$ or $E = 1.9 q_u \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ <p>Take q_u as measured in kg/cm²</p> | $E = 190 + 7.9 N$ (tsf) Normally Consolidated Sand $E = 418 + 10.9N$ (tsf) Over consolidated (Preloaded) Sand Take N as measured. | $E = 2q_u$ (q_u as measured) for normally consolidated estuarine sediments (Webb 1959). Submerged SP and SW sands: $E' = 5(N+15)$ (tsf) $= 25(q_u + 30)$ (tsf) Submerged SP clayey sands: $E' = 3.3(N+5)$ (tsf) $= 1.67(q_u + 15)$ (tsf) Average $E' = 2(p_e + 25)$ (tsf). | $E = 50N$ (kg/cm ²) Take N = average value at depth $\frac{1}{2} B$. |
| Procedure | <ol style="list-style-type: none"> 1. Divide soil into layers (ΔH). 2. For each layer take the minimum, the maximum and the average q_u values and calculate the corresponding C values. 3. Calculate the average settlement and the range of settlement for each layer and then sum. | As previous method. | <ol style="list-style-type: none"> 1. Take average N within the depth \sqrt{BL}. 2. Obtain influence factors U_0 and U_1 from Charts 12 & 13. 3. Obtain modulus M from Chart 14 or calculate using expression above for E. 4. Calculate settlement s for assumed value of bearing pressure q. <p>s, B (feet) q, E, M (tsf)</p> | <ol style="list-style-type: none"> 1. Divide soil into layers (ΔH). 2. Obtain E for each layer. 3. Obtain 1, from Chart 15 for each layer. 4. Calculate C_1 and C_2. C_2 is a creep correction for any time, t, in years after construction. 5. Calculate settlement for each layer then sum. <p>1, (dimensionless) E, E', q_u (tsf)</p> | <ol style="list-style-type: none"> 1. Obtain correction C_1 from Chart 15 2. Obtain correction C_2 from Chart 17 3. Correction C_3 for water back excavations; reduce N in direct proportion to reduction in p' due to water level. 4. Permanent excavations below water table with a drawdown of the water level. <p>$C_4 = 1 + \frac{D_w}{D + 1.8B}$ for $(0 < D_w < D)$ 3. Permanent excavation but water level below base of excavation, i.e. $D_w > D$ $C_4 = 1 + \frac{D_w}{D_w(2B + D - D_w)}$ where $0 < (D_w - D) < 2B$</p> |
| Comments | <ol style="list-style-type: none"> 1. The method is based on the semi-empirical Terzaghi-Buisman formula as shown. This enables the settlement of incremental layers to be calculated thus taking into account the heterogeneity of the layers. Assesses maximum differential settlement. 2. Boussinesq pressure distribution. 3. Carry out at least 3 static cone tests. 4. Ratio of predicted to observed s was 1.9 in original cone studies. | <ol style="list-style-type: none"> 1. Arbitrary recommendation that C be increased as shown. 2. For 17 case studies the increase resulted in a ratio of predicted to observed s ranging from 0.8 to 2.0 with an average of 1.3. | <ol style="list-style-type: none"> 1. The influence factors U_0 and U_1 reflect footing dimensions and embedment as well as layer thickness. The factors should be used with caution. 2. Ground water level ignored on basis that it is reflected in the measured N. 3. Method does not differentiate between heavily and lightly preloaded soils (preload on original site was approximately 5 tsf). | <ol style="list-style-type: none"> 1. Case studies suggest predicted settlement is about 60% lower relative to the de Beer method 2. Laboratory work on sands (SW) by Schultze & Mentebach (1961) gave $E = 71 + 4.9N$ (kg/cm²) $= 78 + 5.4N$ (tsf) and Schultze & Mousse (1961) found that adding 4 to 9% silt to clean sands (SW) reduced E by a factor ≈ 2.5. Adding 4 to 9% clayey silt reduced E by a factor ≈ 7.5. | <ol style="list-style-type: none"> 1. Method based on limited plate bearing tests. 2. Expression for E gives much higher values than normal. 3. Method takes account of stress changes after the site investigation. 4. Method applicable to feasibility studies. Increases s by 50% for design. 5. C_1, C_2, and C_3 are dimensionless D = depth of footing embedment. D_w = depth of water table. |

TABLE 1. CALCULATED SETTLEMENTS BY LIGHT METHODS FOR SIX STRUCTURES WHERE SETTLEMENTS HAVE BEEN OBSERVED

| Method | Average | Range |
|---|---------|---------|
| de Beer and Martens | 3.22 | 1.0-4.8 |
| Schmerlmann | 1.48 | 0.2-4.0 |
| Terzaghi and Peck | 1.89 | 0.5-3.2 |
| Terzaghi and Peck modified by Meyerhof (1955) | 0.70 | 0.2-1.1 |
| Terzaghi and Peck modified by Tomlinson | 0.31 | 0.1-0.8 |
| Peck and Bazaraa (1969) | 0.63 | 0.3-1.4 |
| Alpan | 0.85 | 0.1-2.4 |
| Parry (1971) | 0.72 | 0.1-1.3 |

(After Simmons et al. 1974)

It is also interesting that if the results from the original Terzaghi and Peck method are divided by 3 (effectively replacing the factor 3 in the formula by one as suggested above) the average and range for this method would fall within the narrow limits exhibited by the three methods above.

There is a significant measure of consistency in these results. Although more comparisons must be made before their reliability can be accepted, Sutherland (1974), for example, is of the opinion that the modification by Meyerhof (1955) gives a reasonably good estimate of the maximum probable settlement rather than the something less than maximum suggested by the above comparison.

However, it may tentatively be concluded that if the average of the results of these four methods of calculating settlement is increased by one half a reasonable prediction of settlement would result.

Factors affecting settlement

A proper evaluation of settlement in sand can only come about through an understanding of the factors affecting settlement or compressibility. This understanding is the essence of engineering judgment. It will enable the engineer, for example, to arbitrarily increase predicted settlement, which is obviously too low, when he is aware of the well developed angularity of the sand particles, or to decrease settlement when he suspects the sand deposit has been preloaded.

Compressibility, or the tendency of a sand to settle or compress under load, is influenced by (i) relative density, (ii) grain shape, (iii) mineralogy, (iv) grain size distribution, (v) overburden pressure, (vi) water, (vii) precompression or insitu stress state, and (viii) cohesive admixtures. Of all the factors relative density and overburden pressure have the most marked influence. In fact, the mechanism of compressibility is fundamentally one of changing relative density.

Relative density

As the initial relative density of a sand deposit decreases the degree of compression or settlement of the sand increases under a given load. This has been observed by many investigators. Schulze and Moussa (1961) for example reported that as the initial void ratio increased the strain (settlement) experienced at a given pressure also increased. This was the case for a variety of sands tested,

reflecting different grain size distributions with moisture content varying from dry to saturated. Correcting N for the effective overburden pressure results in a value of N more nearly representative of the insitu relative density, the engineering property whose change has such a marked effect on settlement.

Grain shape

Void ratio and relative density change as a result of (a) particle rearrangement, (b) elastic deformation and (c) grain crushing.

With respect to particle rearrangement the degree of roundness influences the tendency towards rearrangement and the closer packing together of the particles. Particles ride up on one another during rearrangement so that the more rounded the grains are, the more likely this riding up will occur. With increased angularity a greater amount of particle interlocking occurs inhibiting particle rearrangement and thus decreasing compressibility. (This effect is modified by grain crushing, however—see below under Mineralogy).

If the angle of internal friction of sand reflects in part the roundness or angularity of the particles, which is well established, then work by Jakobson (1957) illustrates the effect of roundness on compressibility. Two sands studied by Jakobson were identical to the naked eye exhibiting the same grain size distribution curves and degree of roundness. Sand A exhibited considerably greater compressibility than Sand B and also had a lower angle of internal friction in triaxial tests. The difference was attributed to the fact that the grains in Sand A were more polished than Sand B as observed by stereo microscope. A polished surface accompanies a high degree of roundness.

The work by Schulze and Moussa (1961) would seem to suggest that increased compressibility would be associated with increased angularity, the opposite of that which has been suggested above. Increased angularity would perhaps result in a more card-house, open structure to the fabric of the sand deposit which would be reflected in a greater difference between the maximum and minimum void ratio. This opportunity for a greater change in void ratio would result in an increased compressibility.

The two effects of (1) a more open structure with angular grains and thus increased compressibility and (2) a decreased tendency towards the rearrangement of

grains due to interlocking and less riding up would both be present. The exhaustive studies of Schulze and Moussa would suggest that the former predominates and that increased angularity results in a net increased compressibility. Roundness as suggested by Jakobson's work may be a more dominant effect in finer material. The interlocking phenomenon, however, appears to be relied on near the minimum void ratio to increase the resistance to compression in the vibratory treatment of sands (Greenwood and Tait 1970, Schulze and Moussa 1961).

Mineralogy

Some elastic deformation would occur at inter-particle contact points which would also contribute to the compressibility of a sand deposit under load. Grain crushing would be a further component of compressibility. At low confining stress levels angular, rough grains result in higher compressibility due to crushing at the contact points. This effect may be less, however, the finer the material. The mineralogy of the sand grains would influence compressibility, quartz grains being more resistant to crushing and elastic deformation than the weaker feldspar grains, for example. The higher the stresses at the contact points the more crushing would occur.

The separate and varying effects of roundness, angularity and grain crushing would seem to exhibit a combined effect of generally increased compressibility with increased angularity.

Grain size distribution

The greater the number of different sizes of particles represented (the broader the grain size distribution), the greater is the likelihood that voids formed by larger particles are filled with smaller particles. The result is a decreased void ratio (increased relative density) and thus decreased compressibility.

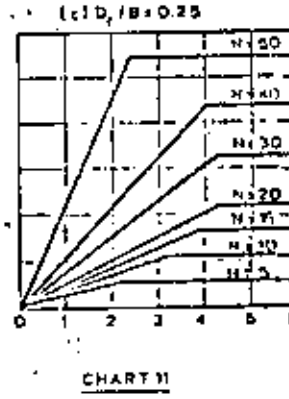
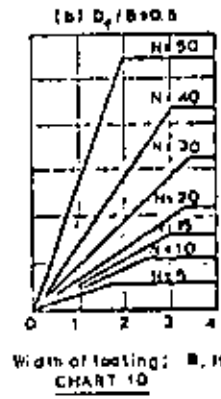
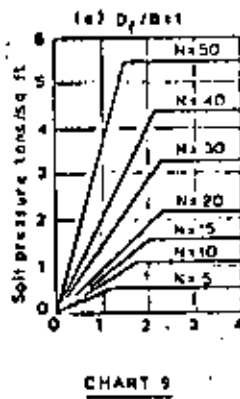
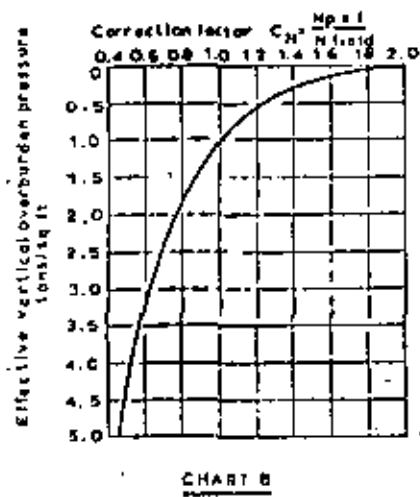
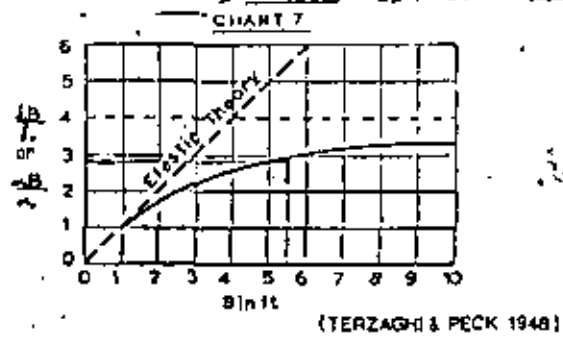
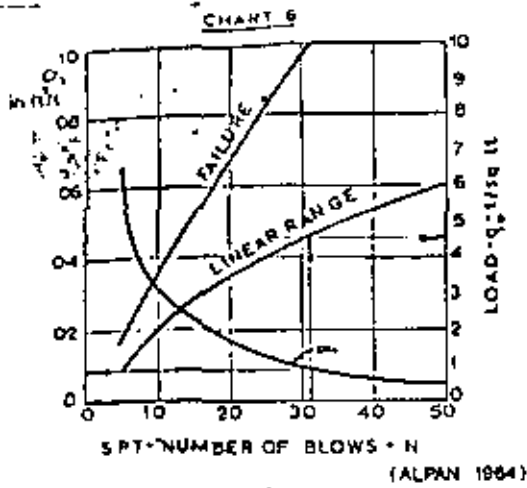
The predominant effect of particle size seems to have an effect on compressibility. Limited data (Bazaraa, 1967) suggests that submerged silty sands are 50% less compressible than a corresponding clean sand at the same relative density. This is inconclusive, however. The increased resistance to penetration in silty sands, suggesting a decreased compressibility when in fact it may be the same, may be due to negative pore pressures associated with dilancy.

A larger percentage of gravel size particles may also suggest the same situation but for a different reason. The apparent increased resistance to penetration in the case, however, would result from large pieces of gravel giving a misleading indication of penetration resistance.

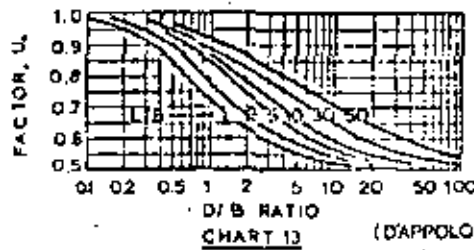
Overburden pressure

An increased overburden pressure has the effect of increasing the confining pressure on an element of sand and reducing the lateral strain. The effect is similar to an increased triaxial cell pressure. The greater the restriction on lateral strain the more dominant is vertical strain (axial compression) relative to volumetric compression. Axial compression is less than volumetric compression (Skempton and Bishop, 1954) so that increased overburden pressure compressibility is decreased.

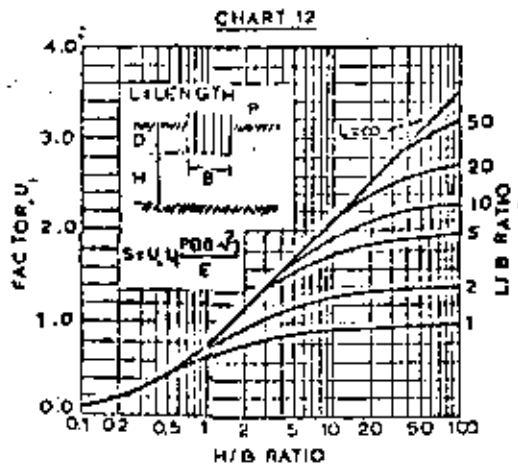
This effect of overburden pressure in decreasing compressibility occurs even though relative density may decrease. This



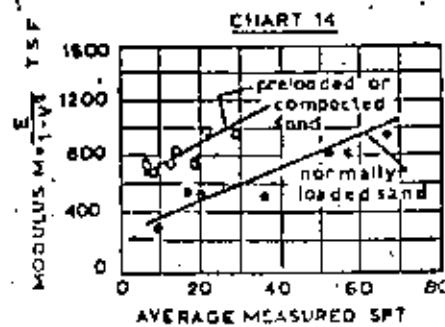
(PECK ET AL 1974)



(D'APPOLONIA ET AL 1970)



(D'APPOLONIA ET AL 1970)



January, 1977

C-6

35

investigations of Gibbs and Holtz (1957) show an increased resistance to penetration with increasing overburden pressure even though relative density is decreasing. Similar studies by Schulze and Menzebach (1961) and Schulze and Melzer (1965) confirmed these results.

The relationship between compressibility and overburden pressure p can be seen in the following expression for the modulus of sand.

$$E = u p^w$$

where u is a coefficient.

Work by Schulze and Moussa (1961) and Chaplin (1961) suggests $w = 0.5$ for a well graded sand with a moisture content from zero to 5%. The value of w varies from 0.3 to 0.8 for the soils studied.

The value of u has been defined by Schulze and Melzer (1965) as follows:

$$u = 748.2 \log N - 263.4p - 375.6 = 57.6$$

$$u = 301.1 \log q_c - 332.3p + 50.3 = 50.3$$

The coefficient can be seen to be a function of overburden pressure p and penetration resistance N or q_c . Both p and q_c are in kg/cm² while u is dimensionless.

Water

There is no apparent change in the compressibility of a sand deposit upon saturation but at moisture contents less than full saturation the compressibility is decreased (Schulze and Moussa, 1961). The capillary forces acting in partially saturated sands are responsible for the decrease. Their effect is to retard the rearrangement of grains. An accurate assessment of the influence is only possible in fine sand (Schulze and Menzebach, 1961) where relatively undisturbed samples can be obtained for correlation.

The resistance to penetration N was observed in the same studies to decrease by an average of 15% relative to values above the ground water level. Schulze and Melzer (1961), also observed a noticeable change in penetration resistance (N and q_c).

These investigations would seem to suggest that no consideration need be given to the presence of ground water when assessing compressibility and only a nominal decrease in bearing capacity need be made. The factor of safety against bearing capacity failure is not normally critical for footing widths greater than 1.3m. The spread in the change of the values of penetration resistance was not reported, however, and it is significant that effective shear strength is decreased by approximately one half with submergence. The discrepancy arises in that it is not well understood to what extent the resistance to penetration is an index of the physical properties of a soil deposit. This uncertainty is reflected in the way in which each method of predicting settlement considers the presence of ground water. It is well established, however, that penetration resistance is a reliable approach to assessing compressibility when pore water pressure build-up does not occur below the penetrometer. These conditions exist in coarse non-cohesive soils and tightly cohesive soils when the degree of saturation is less than 85% (Schulze and Menzebach 1961).

Precompression

Most natural sands are at least slightly over-consolidated (Greenwood, 1974).

The effect of precompression or preloading of a sand deposit is to decrease the compressibility. The preloading may result from previously imposed foundation loads, construction loads, water, ice or eroded overburden. Higher penetration resistance results after removal of the preload because of "locked-in" residual stresses. The locked-in stresses reduce lateral strain in a similar way to an increased overburden pressure. The residual stress affecting penetration remains because resistance appears to be affected more by the mean stress than by the effective overburden preload (de Mello, 1971). The preloading has the effect of interlocking and prestressing the sand particles with prestressing probably more dominant. This action is more pronounced in statically preloaded deposits than in dynamically preloaded deposits, particularly at low relative densities (Schulze and Moussa, 1961). Dynamic loading disturbs the sand particles which then fall under the influence of gravity to form a more compact interlocked arrangement but one which may be characterized by a card-house structure with minimal prestressing. The net effect (reduced compressibility) of interlocking and prestressing is, therefore, less than in static preloading.

It would seem possible to assess the effect of precompression on the basis of the resistance to penetration. De Mello (1971) has reported that the penetration resistance depth profile may appear to bulge some distance below the surface when precompression has occurred. It is interesting that Schimemana (1970) has observed that strain is a maximum some distance below the level at which load is applied. D'Appolonia (1970) has suggested a correlation between an equivalent elastic modulus and N for preloaded dune sand. The correlation is based on an investigation of over 300 footings on a construction site. The correlation remains to be tested more thoroughly on other sites, however, E can at best be only appropriate to the unloaded soil so that the value applying to a foundation loading condition is underestimated (Greenwood 1974).

Cohesive mixtures

The compressibility of clean sands is reduced by the addition of fine grained materials. In compressibility is reduced by approximately 2) times with the addition of 4% to 5% of silt. Similar quantities of clayey silt reduced the compressibility of the order of 7) times (Schulze and Moussa, 1961), as reported by Greenwood and Lee (1970). The fine grain materials fill the void space and effectively prevent the sand particles moving closer together.

There would be a limit to this effect, however. With greater quantities of clay and silt the sand particles would come to be generally separated and the mixture would behave more like a cohesive soil. The compressibility of the mixture would then be influenced by the consolidation characteristics of the clay.

Correlation of SPT and Dutch cone test results

Compressibility is affected by many factors and so are the methods used to assess the quality. The objective is to measure relative density and whether the approach used is a dynamic test or static

test it would seem reasonable to expect a correlation between the two tests.

Many workers have suggested correlations between N and q_c . Bilam (1974) has provided the correlation shown in Chart 18 on which the correlation suggested by Thornburn (1970) has been superimposed. The average curvilinear correlation shown by the author may be more appropriate than the suggested linear relationship. The linear correlation is conservative when going from N to q_c , and liberal for the opposite case. Rodin (1974) has reported that most workers agree that particle size distribution is an important factor. In particular, care should be taken to distinguish between differences in particle size distribution and differences in particle size.

The suggested relationship shown in the correlation is not understood partly because the effects of dynamic loading on soil are not well understood. For this reason the correlation should be used with caution, particularly as the average size of particle increases.

Conclusion

The magnitude of settlement in sand as predicted by the available methods varies considerably. The individual methods are not consistent in being either above or below average for varying soil conditions and foundation geometry. This variability is due to the many factors affecting settlement and our lack of understanding of their influence and the general relationship between penetration resistance and compressibility.

Settlement should always be calculated by several methods and a range of values reported as well as an average value. To facilitate this approach the various methods have been tabulated and the calculation procedure outlined for each.

Engineering judgement should be used in deriving the final settlement for each method, keeping in mind the factors affecting settlement and the published comparisons between predicted and observed settlement for various methods.

Recent work suggests that a reasonable prediction of settlement would be obtained by averaging the results from the methods by Salmermann, Meyerhof, Peck and Bazaraa, Alpan and Perry where this is possible.

References

1. Alpan, A. (1964): "Estimating settlements of foundations on sands". Civil Engrg. and Public Works Rev., Vol. 50, p. 445.
2. Barzera, A. R. J. (1957): "Use of the Standard Penetration Test for estimating settlements of shallow foundations on sand". Ph. D. Thesis, Univ. of Illinois, Urbana, (Not seen).
3. de Beer, E. (1962): "Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand". Proc. Symp. Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Luke University, 15-20.
4. Bilam, J. (1974): Personal communication.
5. Chaplin, F. J. (1961): "Compressibility of sands and settlements of mixed footings". 5th ICSP, Paris, Vol. II, p. 31.
6. D'Appolonia, D. J., et al. (1970): "Settlement of spread footings on sand". ASCE Vol. 96, SM 2, p. 735. Vol. 96, SM 2, p. 754. Discussion: Vol. 96, SM 3, p. 901. Engrg. W. O. and Engrs. M. J. Peck, R. E. and Barzera, A. R. J. Reprinted, A.S.E.
7. D'Appolonia, D. J., et al. (1970): Discussion on Settlement of Spread Footings on Sand. J. Soil Mech. & Found. Div. A.S.C.E., SM 2 March, 784-791.
8. Fincher, G. A. J. (1965): "Standard Penetration Test: its uses and abuses". ASCE, Vol. 91, SM 4, Pt. 1, p. 67. Discussion: Engrg. W. O. and Engrs. M. J. Peck, Vol. 92, SM 3, p. 195. Schuchel, J. J., et al., 1966, Vol. 92, SM 2, p. 104. Parsons, J. D., 1966, Vol. 92, SM 3, p. 108. Schimemana, J. H., 1966, Vol. 92, SM 3, p. 110.
9. Gibbs, F. J. and Holtz, W. H. (1957): "Research on determining the density of sands by cone penetration testing". Am. Soc. Civ. Engrs., Vol. 1, p. 55.

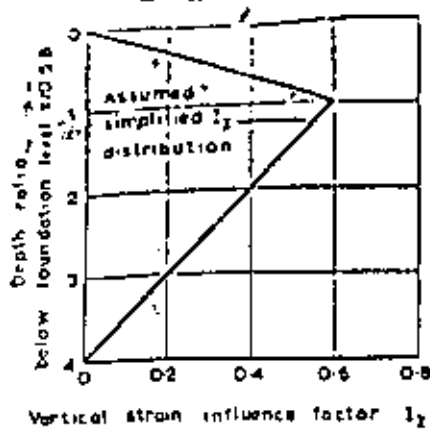


CHART 15

(SCHMERTMANN 1970)

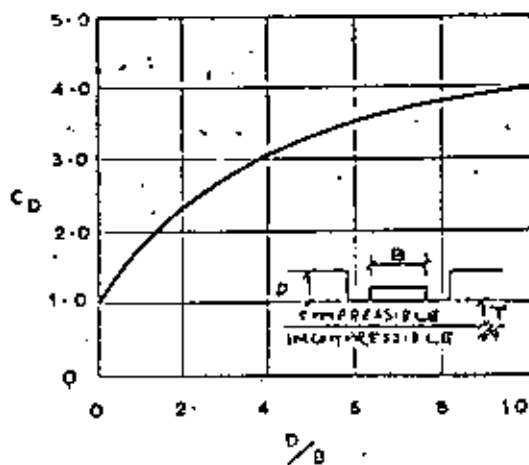


CHART 16

(PARRY 1971)

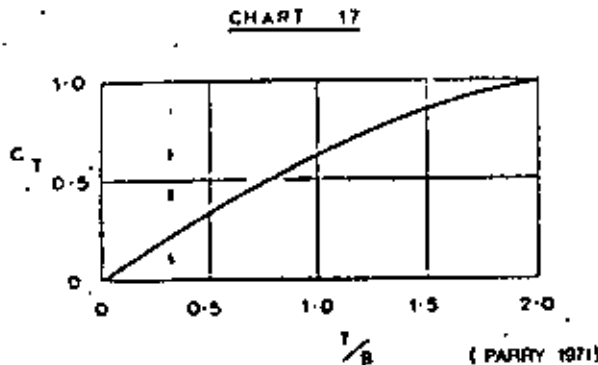


CHART 17

(PARRY 1971)

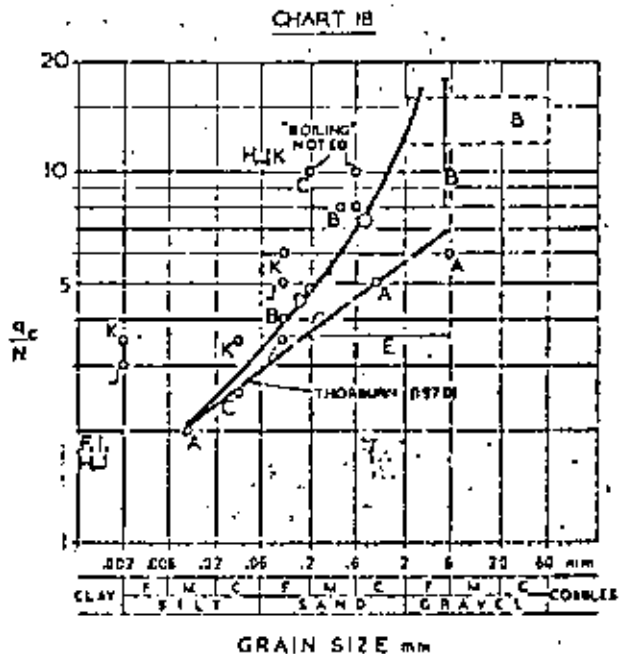


CHART 18

GRAIN SIZE mm

Correlation of q_c and N

(after J. BILLAM, 1974)

10. Greenwood, D. A., and Teal, J. B., (1970): "Prediction of Foundations on Sands", Symposium on Foundations on Interlocked Sands, CSIRO Publ.
11. Greenwood, D. A., (1974): Discussion, Proc. Conference on the Settlement of Structures, Cambridge.
12. Juleason, B., (1967): "Some fundamental properties of sand", Proc. 4th ICSMFE, London, Vol. 1, p. 107.
13. de Klerk, V. F. B., (1971): The Standard Penetration Test, Proc. 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering, Brazil.
14. Meyerhof, G. G., (1965): "Shallow foundations", ASEE, 547, Vol. 31, March, p. 31.
15. Meyerhof, G. G., (1974): State-of-the-art of penetration testing in clumping soils, Proc. European Symp. Penetration Testing, Stockholm, Vol. 2, p. 1.
16. Meyerhof, G. G., (1976): Personal communication.
17. Parry, R. M. G., (1971): "A direct method of estimating settlements in sands from SPT values", Proc. Symp. Interaction of Structures and Foundation, Multistate Soil Mech. and Foundation Engrg. Soc., Birmingham, pp. 29-33.
18. Parry, R. M. G., (1974): Personal communication.
19. Peck, R. B., and Bazaraa, A.E.S.S., (1968): Discussion of Paper by D'Appolonia et al, Journal Soil Mech. & Found. Div. Proc. ASCE, Vol. 95, No. 1.
20. Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H., (1974): Foundation Engineering, 3rd. John Wiley & Sons, Inc.
21. Pennington, F. J., Potter, P. F., and Steves, H., (1973): Sand and Sandstone, Springer-Verlag, New York.
22. Rudin, S., et al., (1974): Penetration Testing in the United Kingdom, European Symposium on Penetration Testing, Stockholm.
23. Sangstad, A., (1977): The Penetration and Soil Exploration Sheet of Publishing Company, Amsterdam.
24. Schmertmann, J. N., (1970): "Static cone of composite static settlement over sand", ASEE, Vol. 36, No. 2, p. 1671.
25. Schmertmann, E., and Meyerhof, G. G., (1961): "Standard Penetration Test and compressibility of soils", 5th ICSMFE, Paris, Vol. 1, p. 327.

26. Schmertmann, 1970
27. Leigh & Nixon, 1961
28. Sutherland, 1963
29. Rudin, 1961
30. Meyerhof, 1966
31. Schulze & Krausenberger, 1957
32. Schultze, F., and Muller, K. J., (1965): "The determination of the density and the modulus of compressibility of non-cohesive soil by soundings", 6th ICSMFE, Montreal, 1965, Vol. 1, p. 154.
33. Schultze, F., and Moussa, A., 1961: "Factors affecting the compressibility of sand", 5th ICSMFE, Paris, Vol. 1, p. 336.
34. Lunne, N. J., et al. (1974): Discussion, Proc. Conference on The Settlement of Structures, Cambridge.
35. Lunne, N. J., and Menzies, B. K., (1975): A SPT Course in Foundation Engineering, IPC Science and Technology Press Limited, England.
36. Stampson, A. W., and Bishop, A. W., (1954): "Soils", Chap. 10 of Building Materials, Their Elasticity and Instability, Amsterdam, North Holland Publ. Co.
37. Sutherland, H. B., (1974): Granular Materials

38. Kealey, 1965
39. M. de Costa Nunes, 1961
40. J. Nashed & Apperwal, 1967
41. J. Fiankella Ltd.
42. E. de Alencar Salgado, -1959
43. Spanish L.S.,

Data 1 - L from Bangalore, 1977

38. (Review Paper), Proc. Conference on the Settlement of Structures, Cambridge.
39. Farzesh, K., and Peck, R. B., (1968): "Soil mechanics in engineering practice", Wiley, Also 2nd Edition, 1967.
40. Thornburn, S., (1963): "Tentative correction chart for the Standard Penetration Test in non-cohesive soils", Civil Engrg. and Public Works Review, June, Vol. 84, p. 352. (Not seen).
41. Thornburn, S., (1970): Discussion on the Paper by Thornburn and McVicker, Proc. Inst. Civil Engrs. Conf. on Behaviour of Piles, London.
42. Webb, D. L., (1959): "Settlement of structures on deep alluvial sandy sediments in Durban, South Africa", Conf. in Soil Investigation in Soils and Rocks, British Geotech. Soc. London, p. 181. Discussion: Mech, p. 199, Power, p. 302.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

ANALISIS DE DEFORMACIONES

Ing. José Springall Caram

JULIO, 1981

ANEXO B

CARTAS DE INFLUENCIA 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, isotrópico y homogéneo, sujeto en la superficie a cargas uniformemente repartidas. El desplazamiento se calcula contando en las cartas el número de cuadros cubiertos por la figura del área cargada dibujada a una escala apropiada. En esencia, las cartas se usan en igual forma que la carta de Newmark.

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:

- 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 o L de las gráficas.

* Traducción resumida del Boletín 367, Illinois Engineering Experiment Station.

- La figura se coloca sobre la gráfica, haciendo coincidir el punto en que desea calcularse el asentamiento con el origen de la gráfica.

- Se cuenta el número de cuadros cubiertos por la figura.

- El asentamiento se calcula aplicando las ecuaciones:

$$S_0 = 0.02 (1 - \mu^2) n_0 w L/E \quad (13)$$

$$S' = 0.01 (1 + \mu) [n' + (1 - 2\mu) n_c] w Z/E \quad (14)$$

Para el caso de $\mu = 0.5$, las ecuaciones se simplifican a:

$$S_0 = 0.015 n_0 w L/E \quad (15)$$

$$S' = 0.015 n' w Z/E \quad (16)$$

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 su poniendo 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, $E = 50 \text{ t/m}^2$ y $\mu = 0.3$. Se desea calcular el asentamiento.

to 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 curvas, obteniendo:

$$n_o = 112 ; n' = 84 ; n_c = 50$$

En la superficie el asentamiento será, aplicando la fórmula (13)

$$S_o = 0.02 \times 0.91 \times 112 \times 0.5 \times \frac{1500}{50} = 30.6 \text{ cm}$$

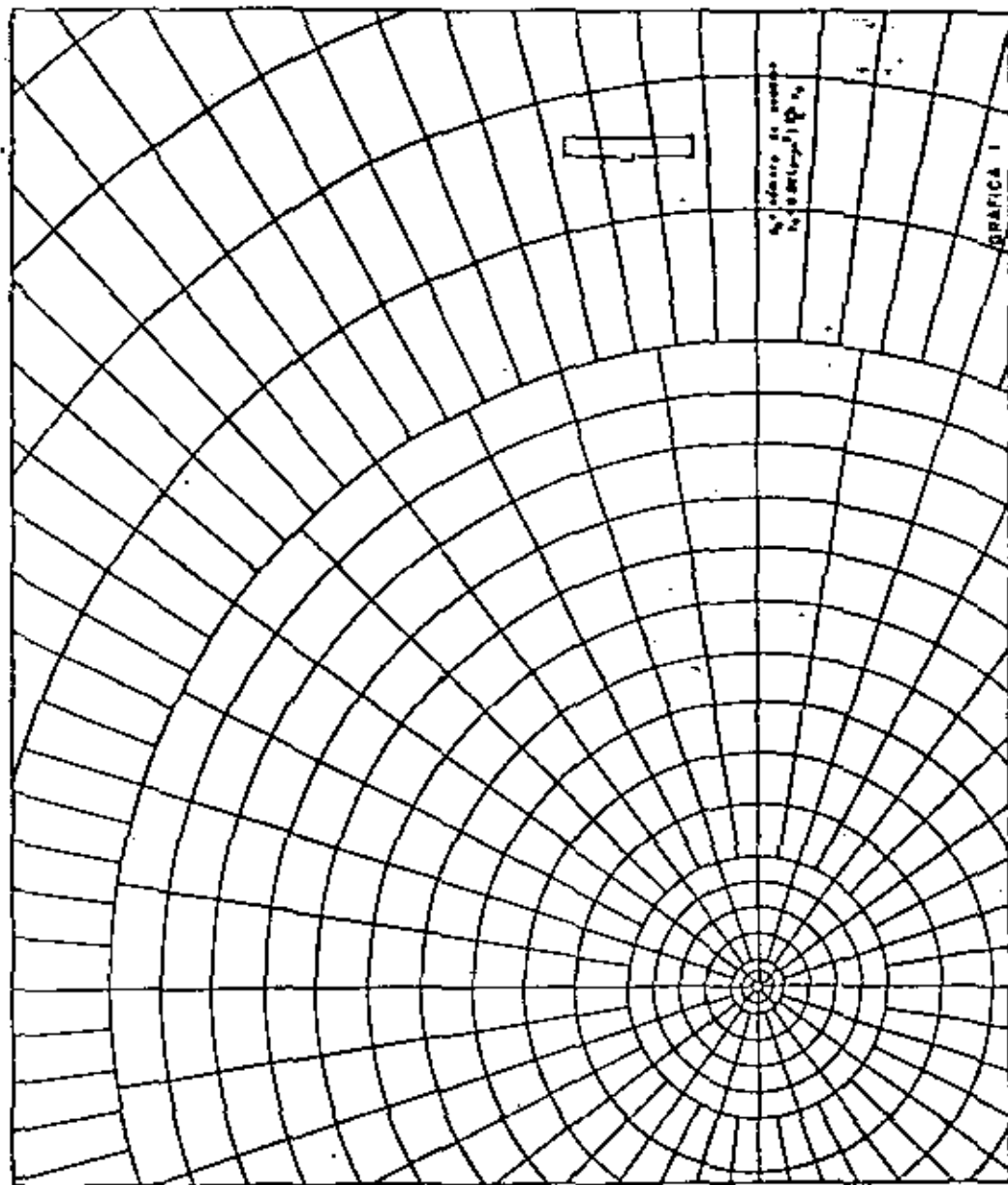
y a 15 m de profundidad, utilizando la expresión (2):

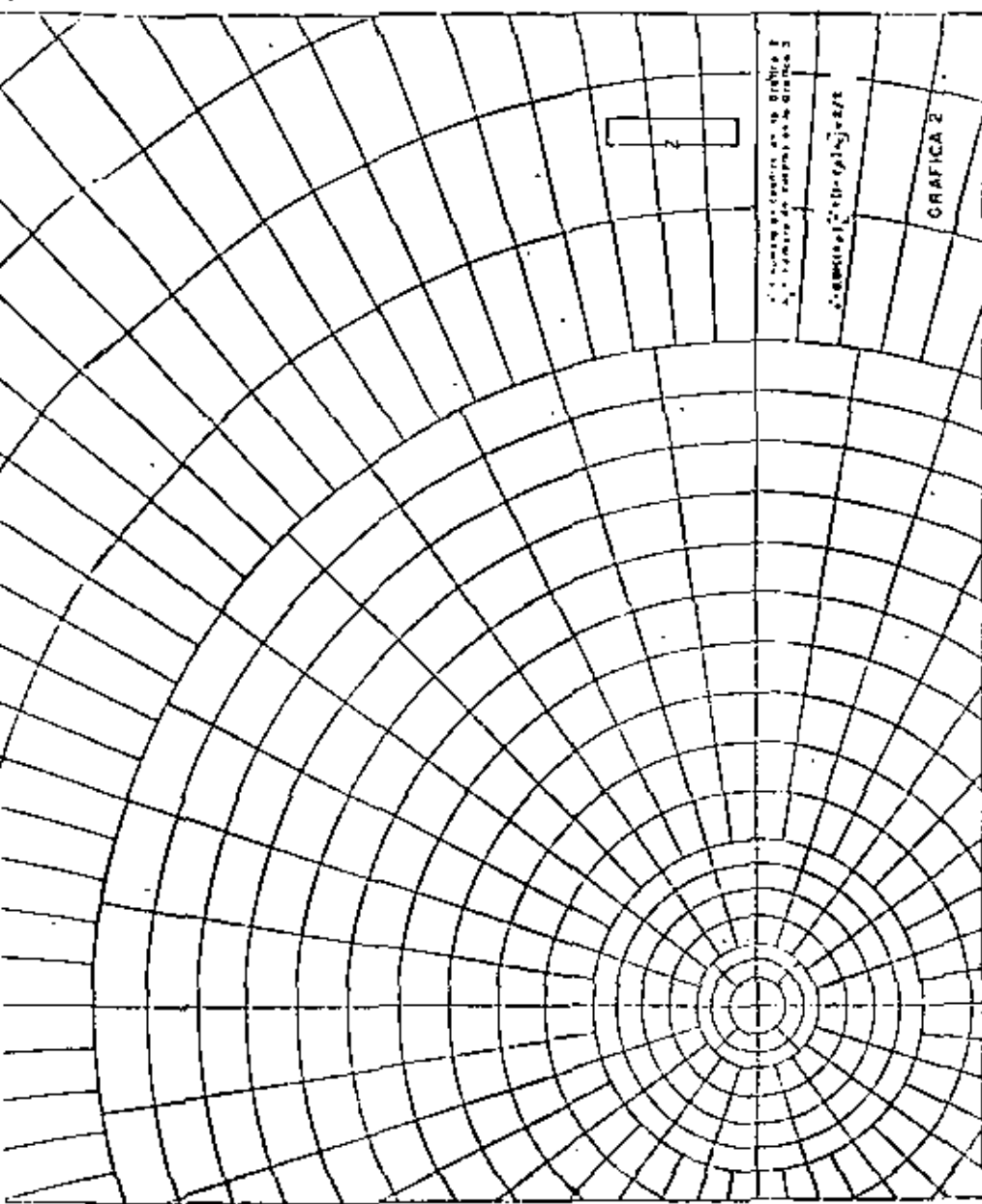
$$S' = 0.01 \times 1.3 (84 + 0.4 \times 50) \times 0.5 \times \frac{1500}{50} = 20.3 \text{ cm}$$

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):

$$S_o = 25.2 \text{ cm}$$

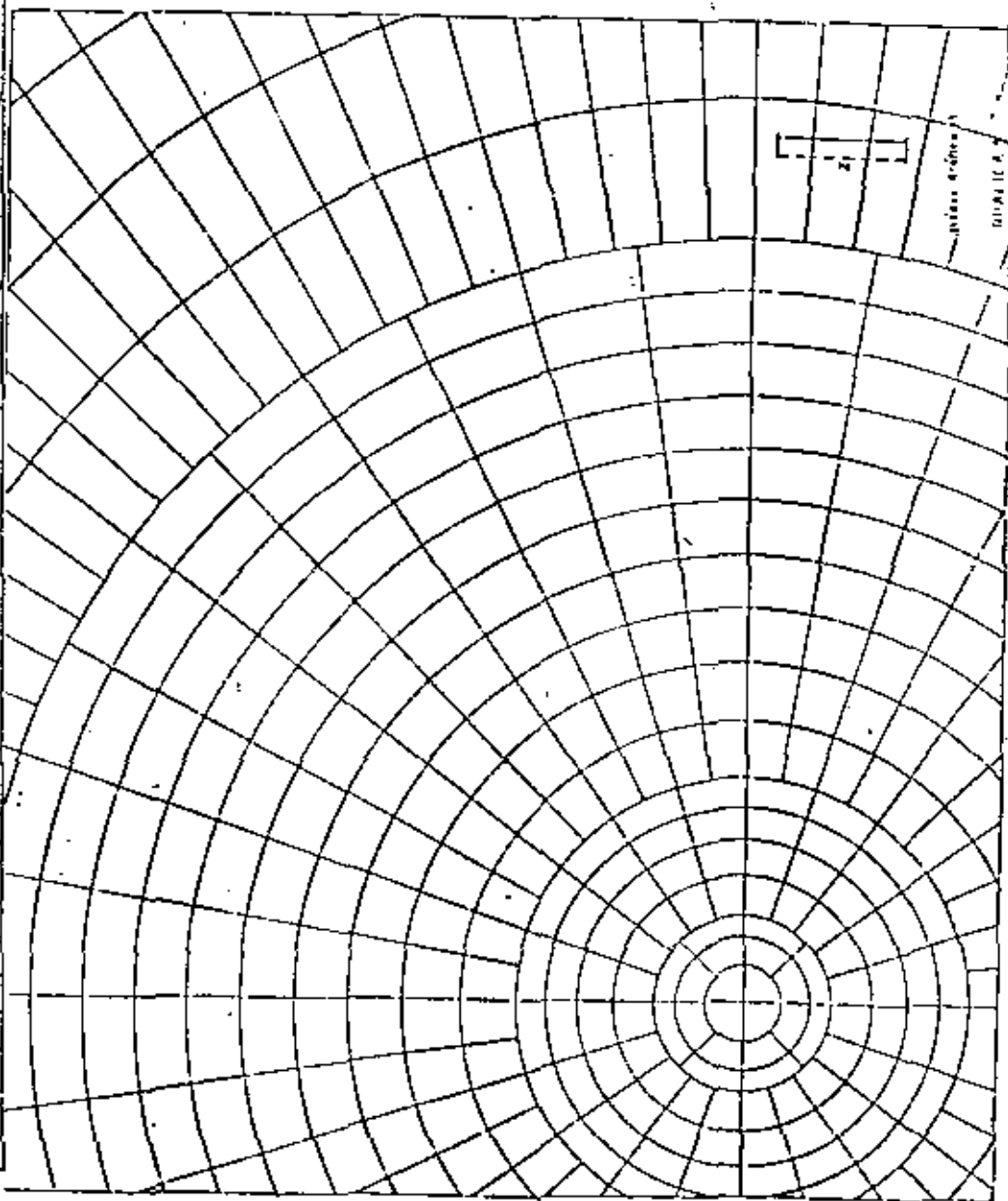
$$S' = 18.9 \text{ cm}$$





B-5

FIG. 7



B-6

FIG. 8



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

**ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES**

M en I Gabriel Moreno Peccro

Julio, 1981

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 comprende 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, no puede 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.

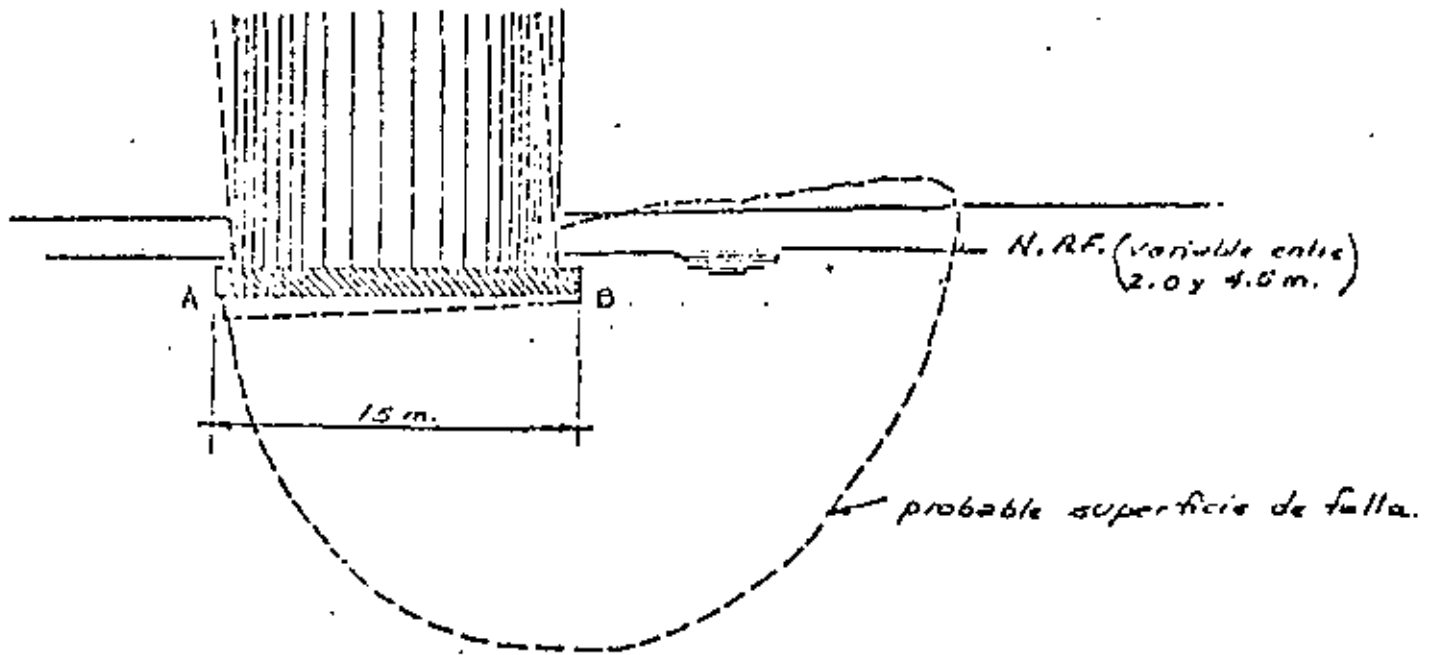
Es conveniente mencionar que a pesar de la importancia innegable de este aspecto de las cimentaciones superficiales, en los primeros días de la ingeniería de las cimentaciones, el valor de la capacidad de carga se seleccionaba de acuerdo al criterio del ingeniero, basado en su "experiencia". Así, en el pasado, los ingenieros usaron simples reglas empíricas; muchos ingenieros que estudiaron en las décadas de los treinta y los cuarenta, en la entonces Escuela Nacional de Ingeniería de la U.N.A.M., mencionan que, en aquellas épocas se les enseñaba que para determinar la capacidad de carga de un terreno, debía de colocarse sobre él, una mesa de cuatro patas, cargarla y medir los asentamientos de la misma. De la relación entre estos asentamientos y las cargas aplicadas, se obtenían los datos que se consideraban los adecuados para determinar la capacidad de carga del terreno. Otro método que en aquella época se comentaba, era el del famoso "Barretón", en él se tomaba un barretón, se levantaba unos dos metros y se dejaba caer verticalmente; el barretón penetraba varios centímetros en el terreno en que se quería determinar la capacidad de carga y se suponía que la distancia penetrada, multiplicada por la resistencia, se igualaba con el peso del barretón multiplicado por la altura de caída, y en esta forma se obtenía lo que pretenciosamente se llamaba la capacidad de carga del suelo, para resistir el peso de un edificio cuyas características geométricas no se tomaban en cuenta. Se mencionaba también, lo que se llamaba "fatiga de resistencia del terreno", siendo ésta la misma para un edificio que tuviera diez por diez metros de área o cien por cien metros, esta idea se enseñaba como una evidencia en los años comentados. Ahora, a un geotecnista que proceda de esta manera, se le considera que lo que determina no tiene nada que ver con la capacidad de carga de un material de apoyo.

Donde luego, el interés en el análisis de la capacidad de carga de las cimentaciones no es reciente, se inició en el año de 1857, con un trabajo teórico muy meritorio de Rankine.

Lo que podría considerarse como el inicio de la investigación moderna del problema, principia con un trabajo teórico del profesor Ludwig Prandtl, en 1921, quien estudió el fenómeno de la indentación de metales; este estudio teórico fue tomado en cuenta por Reissner, quien en 1924, estudió el caso de materiales sin peso y con fricción interna. En 1934 y 1935, Caquot y Buismán respectivamente, aplicaron las soluciones teóricas antes mencionadas al análisis de cimentaciones; y en el año de 1943 apareció un trabajo de Terzaghi que conjuntó lo que hasta esa fecha se tenía, en forma tal, que su contribución ha sido básica. A partir de entonces, muchos ingenieros investigadores han tratado este tema con la idea de obtener resultados más próximos a la realidad. En el presente escrito se mencionarán sólo aquellas teorías y criterios que ya han sido calibrados en la práctica diaria de manera que, puedan servir de base para entrar a los refinamientos mencionados.

Con el objeto de visualizar la importancia del tema, se presenta a continuación el caso de una falla típica, por capacidad de carga, de un depósito de granos que ocurrió en Canadá hace tiempo.

Un silo de 15 metros de ancho, 24 metros de altura y 70 metros de longitud, descansando sobre una arcilla laminada muy sensitiva, sufrió un colapso debido a la rotura por resistencia al corte del estrato de suelo colocado debajo, como se muestra en la figura.



La cimentación estaba constituida por una losa corrida apoyada a 3.0 metros bajo el nivel del terreno natural; el nivel de aguas freáticas aparecía a profundidades que variaban entre 2.0 y 4.5 metros. Antes de la construcción de la estructura, se llevó a cabo un ensayo de carga superficial, sobre un cimiento de 30 por 30 cm. por un corto tiempo con resultados aparentemente satisfactorios. Puesto que la resistencia a la compresión simple q_u , de la arcilla cercana a la superficie, fue casi dos veces tan grande como el valor promedio obtenido para el depósito entero, el comportamiento satisfactorio del cimiento de ensayo, no es sorprendente e ilustra como pueden ser engañosos los resultados de tal ensayo, a menos que sean completados por otros resultados y apropiadamente interpretados. Posteriores investigaciones revelaron que la resistencia a la compresión simple, bajaba de 2.0 kg/cm^2 al nivel de la losa de cimentación,

a 1.0 kg/cm^2 , a una profundidad de 5.5 metros bajo ella. El contenido de agua correspondiente aumentaba con profundidad de 34 a 46%. La sensibilidad de la arcilla aumentaba de 2.0 a 5.0, lo que indicaba la gran dependencia que tenía la resistencia de la arcilla de su sensibilidad. Los valores promedio de la resistencia a la compresión simple, fueron de 1.5 kg/cm^2 por encima de los seis metros y 0.8 kg/cm^2 para los siguientes 12.0 metros. La profundidad total afectada por la falla era aproximadamente 18.0 metros. La presión impuesta por el silo vacío, fué de 0.9 kg/cm^2 y de 3.0 kg/cm^2 cuando se llenó con el grano.

El peso del silo vacío había producido un asentamiento muy pequeño, de 3 mm en el punto A y 1.5 mm en el punto B. Se comenzó la operación de llenado del silo, la presión ejercida sobre el suelo alcanzó en un mes, el valor de 2.5 kg/cm^2 y los asentamientos en el mismo período, fueron de 2.5 cm en el punto A y 4.0 cm en B. Los siguientes seis meses, los silos permanecieron parcialmente llenos y la presión ejercida sobre el suelo, varió entre 2.5 kg/cm^2 y 2.1 kg/cm^2 . Pero el asentamiento durante el período de seis meses aumentó rápidamente y alcanzó los valores de 26.0 cm en A y 22.

cm en B. El asentamiento total estimado debido a la consolidación de la arcilla era solamente de 12.0 cm. Por lo tanto, el asentamiento observado al final de este período no podía haber sido causado solamente por consolidación. Más de la mitad del asentamiento medido durante este período de seis meses, podía haber sido causado por deformación provocada por esfuerzos tangenciales. cuando se intentó llenar los silos, la presión transmitida al suelo aumentó, en un mes, de 2.1 kg/cm^2 a su valor final de 3.0 kg/cm^2 . Justamente antes de la falla, los asentamientos fueron de 35.0 cm en A y 29.0 cm. en B. Los silos fallaron súbitamente en dos minutos, tomando la posición mostrada en el esquema de la figura.

El ejemplo anterior y muchos otros informes similares, indican la importancia de hacer el análisis de capacidad de carga. Si la arcilla laminada subyacente a la losa de cimentación de los silos antes mencionados, hubiera sido estudiada dentro de la profundidad a la cual la superficie de falla tuvo lugar, la rotura del suelo y el colapso de los silos se hubiera podido evitar.

La capacidad de carga a la falla del material que sirve de apoyo al cimiento, se puede determinar del análisis teórico, considerando las propiedades físicas reales de ese material, o en algunos casos, de una apropiada interpretación de ensayos de carga adecuados. Para encontrar la capacidad de carga a la falla, pueden emplearse las propiedades promedio del material de apoyo para depósitos uniformes, para cada zona de variación regular. Para depósitos de variación errática, un criterio puede ser el emplear en el análisis el valor de la resistencia más bajo obtenido.

Otro hecho importante es la selección del factor de seguridad, selección que depende de que tan bien son conocidas las propiedades del suelo, del tipo de carga y del peligro impuesto por una falla completa de la cimentación. Para la mayoría de las estructuras donde no hay posibilidad de tolerar la falla del material de apoyo y cuando se conocen razonablemente bien las propiedades mecánicas de ese material, así como las cargas en cuanto a magnitud y distribución, un factor de seguridad del orden de 2.5 puede emplearse para la consideración de cargas totales. Si hay una componente grande de la carga viva, que es improbable que se desarrolle, un factor de seguridad de 2 puede ser empleado para la carga total. Cuando las condiciones del material de apoyo no están bien establecidas, un factor de seguridad de 3 puede emplearse, y si hay condiciones sospechosas, el valor del factor de seguridad debe elevarse a 4.

Para estructuras de tipo provisional, donde algún riesgo de una falla por capacidad de carga puede ser tolerado, se puede usar un factor de seguridad de 1.5.

En los sitios en que el nivel de aguas freáticas está a baja profundidad, conviene calcular la capacidad de carga con la consideración de que ese nivel se puede levantar hasta la base de la cimentación o aún más arriba.

En el estudio de una cimentación de una estructura importante, las propiedades mecánicas del material de apoyo y la magnitud y distribución de las cargas, son los factores dominantes para determinar la capacidad de carga y el factor de seguridad apropiado.

En lo anterior, se ha hecho una semblanza del análisis de la capacidad de carga de un cimiento; por lo que se ha escrito dicha capacidad de carga depende entre otras cosas de la resistencia del material de apoyo, y esta resistencia está en función de la falla de ese material, es decir, el material resiste bajo la acción de cargas hasta que falla, por ello, resulta conveniente mencionar los tipos de falla que comúnmente se presentan para el caso de cimientos superficiales.

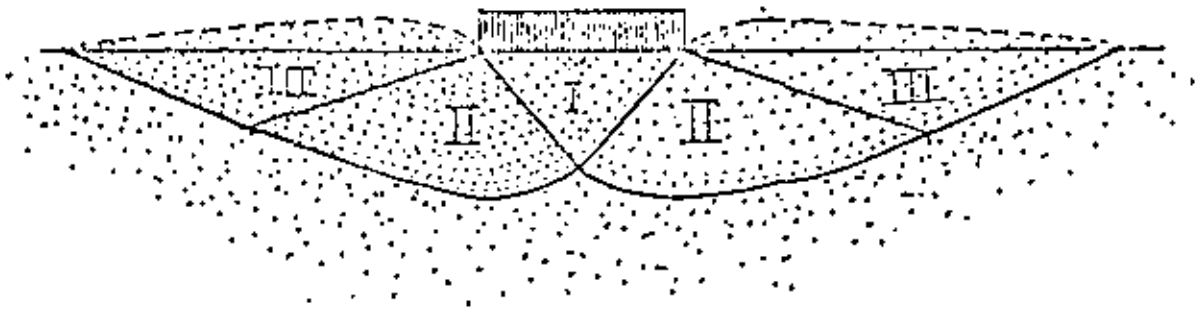
TIPOS DE FALLA.

Para determinar los tipos de falla que ocurren por capacidad de carga se puede recurrir como siempre, al análisis teórico, con la consideración de hipótesis simplificadoras y/o a la observación del comportamiento de cimentaciones. Cualquiera que sea el caso, se puede concluir que la falla ocurre por rotura del material de apoyo, debido a la aparición de esfuerzos cortantes por la acción de la sobrecarga impuesta por la cimentación.

En términos generales se pueden distinguir tres tipos de fallas:

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

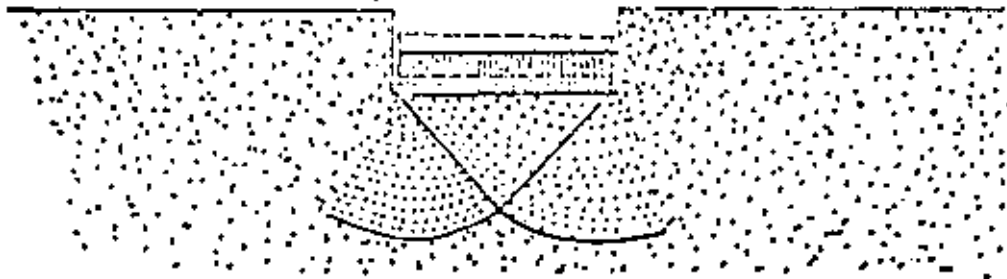
La falla por corte general se caracteriza por la aparición de una superficie de deslizamiento continua, desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno, como puede observarse en la figura.



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.

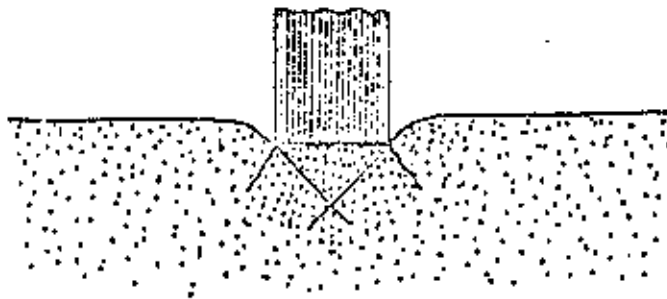
La falla por corte local es aquella en que la superficie de falla sólo se define claramente en la inmediata vecindad del cimiento. En general, existe una marcada tendencia al hundimiento del material de apoyo, a los lados de la cimentación y un hundimiento de la misma, tal que si se llega a valores del 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 cemento. Con excepción de pequeños y bruscos movimientos ver ticales de la cimentación, no se observa en esta inclinación.



FALLA POR PUNZONAMIENTO.

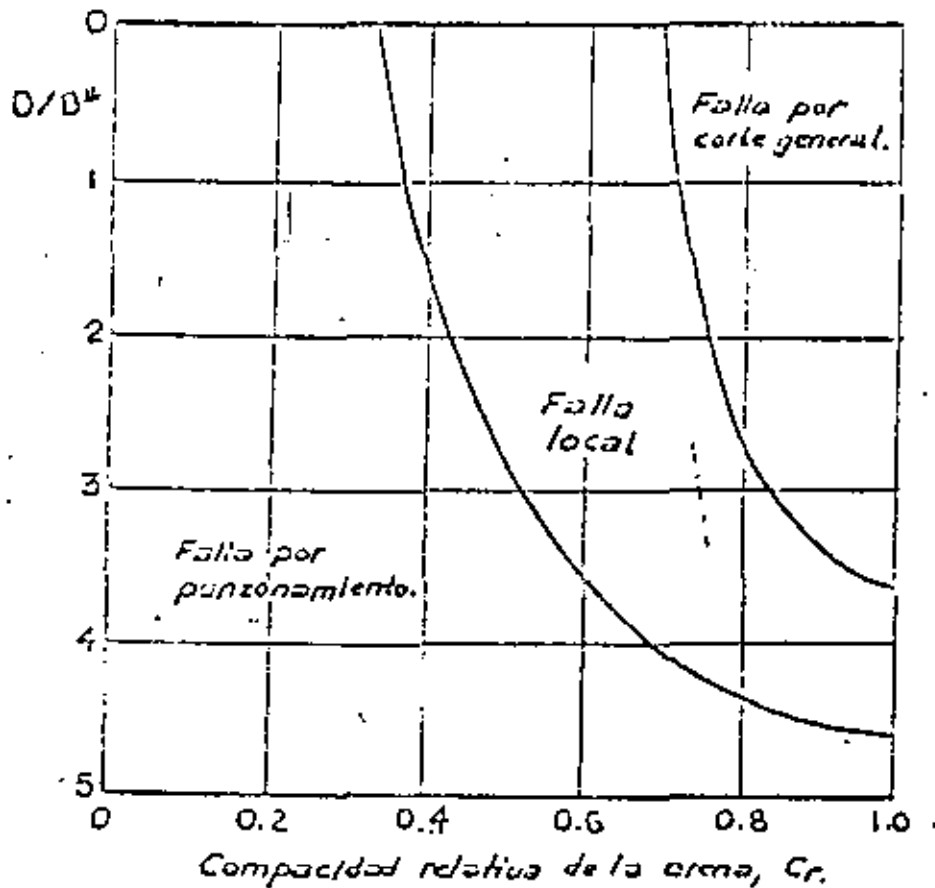
Una cuestión que surge de inmediato, es el determinar los factores de los que depende el que se presente en la práctica un cierto tipo de falla. Si se analizan todos ellos, se llega a la conclusión de que el más importante, en el sentido de que su influencia es fundamental, es la compresibilidad relativa del -- suelo donde se afecta 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 no 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 constituye 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 Vesicó, en el caso de arenas, para determinar el tipo de falla que puede presentarse en función de la compacidad relativa de la arena y de una relación en que interviene la profundidad de desplante.



$B^2 = B$ para zapatas cuadradas o circulares.

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

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

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 punzonamiento.

Algunas experiencias al respecto, debidas a Skemp-ton, 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, Muhs y Veni6, 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:

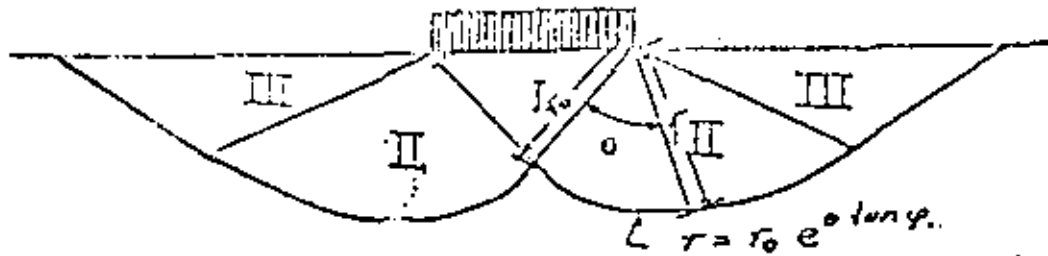
$$\sigma = c + \sigma' \tan \varphi$$

Y de comportamiento rígido plástico. Se considera además, que el ancho B de la cimentación, es bastante mayor a su longitud L (problema bidimensional), que se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante del material de apoyo, arriba del nivel de desplante y se considera que no existe fricción entre el material de apoyo y la cimentación.

En términos generales, estas hipótesis no son inadecuadas para el caso de que la profundidad de apoyo sea menor o igual al ancho del cimiento (cimentación superficial) también para el caso de que la longitud L del cimiento sea mayor a cinco veces su ancho B . Reissner y Prandtl resolvieron el problema empleando la teoría de la plasticidad. En su planteamiento, se considera que el material de apoyo sujeto a falla, consiste de tres zonas. La primera sujeta a un estado de empuje activo de Rankine, la segunda que sufre un estado de corte radial y finalmente las zonas terceras que reciben un empuje pasivo de Rankine. En la figura se observa que las superficies de falla en las zonas primera y tercera, son planas mientras que en las zonas segundas, constituyen dos familias: una de curvas y otra de superficies planas. Las trayectorias de los fragmentos curvos de las superficies de falla, resultan ser espirales logarítmicas de ecuación:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \varphi}$$

En la figura se puede ver el significado de las literales que aparecen en la fórmula.



Podemos concluir que en el caso de tener un material de apoyo de comportamiento exclusivamente cohesivo, es decir, $\psi = 0$, $c \neq 0$, los tramos curvos tienen por ecuación:

$$r = r_0$$

lo que significa que resultan ser curvas circulares de radio r_0 .

Prandtl y Reissner en su análisis consideraron primero, que el material de apoyo no tenía peso y encontraron que la fórmula teórica de la capacidad de carga era:

$$q_f = c N_c + \sum D_f N_q$$

donde:

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

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:

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

donde:

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

B = Ancho del cimiento.

N_q = Factor de capacidad de carga, adimensional.

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

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

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 friccioso y en el de uno de comportamiento cohesivo y aún en el de material de comportamiento cohesivo-friccioso. 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.

Así se tiene:

| ψ | N_c | N_q | N_γ | N_c/N_q | N_c/N_γ | N_q/N_γ |
|--------|--------|--------|------------|-----------|----------------|----------------|
| 0° | 5.14 | 1.0 | 0 | 0.20 | ∞ | ∞ |
| 15° | 10.98 | 3.94 | 2.65 | 0.36 | 4.14 | 1.48 |
| 30° | 20.14 | 18.4 | 22.4 | 0.62 | 3.34 | 0.82 |
| 45° | 133.88 | 134.88 | 271.76 | 1.01 | 0.69 | 0.49 |

Primera.- En suelos de comportamiento cohesivo no se incrementa notablemente la capacidad de carga si se profundiza el cimiento, 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 examen de las variaciones de los coeficientes N_{ϕ} , N_{ϕ} , y N_{ϕ} , 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 respecto 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

| e | H_e | H_o | N_y | H_o/H_e | $\tan \phi$ |
|-----|--------|--------|--------|-----------|-------------|
| 0 | 5.14 | 1.00 | 0.00 | 0.20 | 0.00 |
| 1 | 5.35 | 1.09 | 0.07 | 0.20 | 0.02 |
| 2 | 5.63 | 1.20 | 0.15 | 0.21 | 0.03 |
| 3 | 5.99 | 1.31 | 0.24 | 0.22 | 0.05 |
| 4 | 6.19 | 1.43 | 0.34 | 0.23 | 0.07 |
| 5 | 6.49 | 1.57 | 0.45 | 0.24 | 0.09 |
| 6 | 6.81 | 1.72 | 0.57 | 0.25 | 0.11 |
| 7 | 7.16 | 1.88 | 0.71 | 0.26 | 0.12 |
| 8 | 7.53 | 2.06 | 0.85 | 0.27 | 0.14 |
| 9 | 7.92 | 2.25 | 1.03 | 0.28 | 0.16 |
| 10 | 8.35 | 2.47 | 1.22 | 0.30 | 0.18 |
| 11 | 8.80 | 2.71 | 1.44 | 0.31 | 0.19 |
| 12 | 9.28 | 2.97 | 1.69 | 0.32 | 0.21 |
| 13 | 9.81 | 3.26 | 1.97 | 0.33 | 0.23 |
| 14 | 10.37 | 3.55 | 2.29 | 0.35 | 0.25 |
| 15 | 10.98 | 3.94 | 2.65 | 0.36 | 0.27 |
| 16 | 11.63 | 4.34 | 3.06 | 0.37 | 0.29 |
| 17 | 12.34 | 4.77 | 3.53 | 0.39 | 0.31 |
| 18 | 13.10 | 5.25 | 4.07 | 0.40 | 0.32 |
| 19 | 13.93 | 5.80 | 4.66 | 0.42 | 0.34 |
| 20 | 14.83 | 6.40 | 5.39 | 0.43 | 0.36 |
| 21 | 15.82 | 7.07 | 6.20 | 0.45 | 0.38 |
| 22 | 16.89 | 7.82 | 7.13 | 0.46 | 0.40 |
| 23 | 18.05 | 8.63 | 8.20 | 0.48 | 0.42 |
| 24 | 19.32 | 9.50 | 9.44 | 0.50 | 0.45 |
| 25 | 20.72 | 10.66 | 10.83 | 0.51 | 0.47 |
| 26 | 22.25 | 11.85 | 12.54 | 0.53 | 0.50 |
| 27 | 23.94 | 13.20 | 14.47 | 0.55 | 0.51 |
| 28 | 25.80 | 14.72 | 16.72 | 0.57 | 0.53 |
| 29 | 27.83 | 16.44 | 19.34 | 0.59 | 0.55 |
| 30 | 30.14 | 18.40 | 22.40 | 0.61 | 0.56 |
| 31 | 32.67 | 20.63 | 25.99 | 0.63 | 0.59 |
| 32 | 35.49 | 23.18 | 30.22 | 0.65 | 0.62 |
| 33 | 38.64 | 26.09 | 35.19 | 0.68 | 0.65 |
| 34 | 42.16 | 29.44 | 41.06 | 0.70 | 0.67 |
| 35 | 46.12 | 33.30 | 48.03 | 0.72 | 0.70 |
| 36 | 50.59 | 37.75 | 56.31 | 0.75 | 0.73 |
| 37 | 55.63 | 42.92 | 66.19 | 0.77 | 0.75 |
| 38 | 61.35 | 48.93 | 78.03 | 0.80 | 0.78 |
| 39 | 67.87 | 55.96 | 92.25 | 0.82 | 0.81 |
| 40 | 75.31 | 64.20 | 109.41 | 0.85 | 0.84 |
| 41 | 83.86 | 73.60 | 130.22 | 0.88 | 0.87 |
| 42 | 93.71 | 85.33 | 155.55 | 0.91 | 0.90 |
| 43 | 105.11 | 99.02 | 186.54 | 0.94 | 0.93 |
| 44 | 118.37 | 115.31 | 224.64 | 0.97 | 0.97 |
| 45 | 133.63 | 134.63 | 271.76 | 1.01 | 1.00 |
| 46 | 152.10 | 158.51 | 330.35 | 1.04 | 1.04 |
| 47 | 173.04 | 187.21 | 403.67 | 1.08 | 1.07 |
| 48 | 199.26 | 222.31 | 496.01 | 1.12 | 1.11 |
| 49 | 229.93 | 265.51 | 613.16 | 1.15 | 1.15 |
| 50 | 266.69 | 319.07 | 762.89 | 1.20 | 1.19 |

d).- Cimientos adyacentes.

e).- Nivel de aguas freáticas.

f).- Velocidad de aplicación de la carga.

DIMENSIONES DEL CIMIENTO.

Como se comentó, la determinación teórica de la capacidad de carga, se ha hecho sobre la base de análisis bidimensional, lo que exige que el cimiento sea bastante más largo que ancho y que el material de apoyo sea homogéneo en cuanto a resistencia. En relación al primer hecho, se ha encontrado que debe cumplirse el que la relación L/B sea mayor de 5. Investigaciones tanto teóricas como de pruebas de campo, indican que los coeficientes de capacidad de carga, pueden modificarse en función de otros coeficientes llamados de forma, tal como se indica en la siguiente expresión:

$$q_f = c N_c \left(1 + \frac{B}{L} \right) + \frac{1}{2} \gamma B \left(1 + \frac{B}{L} \right) N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Algunos resultados experimentales han determinado valores para los coeficientes de forma que pueden obtenerse al manejar las fórmulas que se anotan en seguida.

| Forma de la base. | N_c | N_q | N_γ |
|----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------|
| Rectangular. | $1 + (B/L) (N_q/N_c)$ | $1 + (B/L) \tan \phi$ | $1 - 0.4 C/L$ |
| Circular o cuadrada. | $1 + (N_q/N_c)$ | $1 + \tan \phi$ | 0.50 |

COMPRESIBILIDAD DEL MATERIAL DE APOYO.

Otra de las hipótesis que se hizo en la determinación de la capacidad de carga, fué la de considerar el material de apoyo incompresible, lo que en cierta forma fué motivada por la aceptación de que la falla se produciría en forma general. Cuando se tiene un material de apoyo compresible, como ya se comentó, la falla es de tipo local y la capacidad de carga se reduce. Uno de los criterios más aceptados para efectuar la reducción, es el debido a Terzaghi quien propone disminuir los parámetros de resistencia de manera de considerar en los cálculos los siguientes valores:

$$C_r = \frac{2}{3} c$$

$$\phi_r = \text{ang}^{\text{red}} \tan \frac{2}{3} \tan \phi$$

donde:

C_r = Cohesión reducida.

ϕ_r = Angulo de fricción interna reducida.

En general, este criterio resulta ser bastante conservador en casos de suelos de comportamiento friccional y también, aunque no tanto, en el caso de suelos de comportamiento cohesivo, quizá debido entre otras cosas a que la compresibilidad relativa de un suelo, tiende a disminuir a medida que aumenta el tamaño del cimiento. Existen algunas investigaciones interesantes que toman en cuenta esta influencia pero ellas no han conducido a criterios que puedan aplicarse con suficiente seguridad en los cálculos que ahora se hacen en la práctica, por lo que se recomienda, mientras tanto seguir con el criterio de Terzaghi.

RUGOSIDAD DE LA BASE DE LA CIMENTACION.

Evidentemente entre cimiento y material de apoyo, se producen esfuerzos cortantes que pueden considerarse que incrementan la capacidad de carga. Las investigaciones que se han hecho al respecto, sugieren que la capacidad de carga de una cimentación lisa sobre la superficie de un suelo de comportamiento no cohesivo, debe ser sólo la mitad de la capacidad de una cimentación rugosa, pero otros hechos experimentales han mostrado un efecto casi nulo de la rugosidad, al menos para cargas verticales. Mientras se dilucida esta cuestión, se sugiere seguir utilizando los factores anotados que no consideran este efecto.

CIMIENOS ADYACENTES.

En general, las expresiones y teorías al respecto indican que en suelos friccionantes sueltos, bajos valores de ϕ -- la influencia de cimentaciones adyacentes es despreciable, lo que no sucede para suelos friccionantes compactados (altos valores de ϕ).

Los efectos aún disminuyen más cuando la forma del cimiento tiende a tener una área de apoyo cuadrada, por ello, no se recomienda tomar en cuenta los efectos de la interferencia en los cálculos de la capacidad de carga.

NIVEL DE AGUAS FREATICAS.

La presencia del nivel de aguas freáticas en el material de apoyo, es un factor que si requiriere tomarse en cuenta en el caso de la determinación de la capacidad de carga.

Para suelos gruesos, la presencia del agua puede -- anular la llamada cohesión aparente, lo que produce una considerable disminución de la resistencia. También los tres términos de la ecuación de la capacidad de carga, pueden sufrir disminución considerable. Por ello, se recomienda hacer el cálculo de la capacidad de carga considerando el nivel freático más alto posible, durante la vida útil de la estructura.

Una ecuación que se propone para tomarla en cuenta en los cálculos de la capacidad de carga, es la siguiente:

$$q = q' + (Z_w/D) (\gamma_m - \delta')$$

- q' = Peso volumétrico del material de apoyo, por considerar en los cálculos de capacidad de carga.
- γ_m = Peso volumétrico del material de apoyo con su humedad natural.
- γ' = Peso volumétrico del material de apoyo sumergido.
- Z_w = Profundidad del nivel de aguas freáticas respecto al nivel de desplante.
- B = Ancho del cimiento.

Desde luego, existe también el efecto de las fuerzas de filtración que en este caso, se consideran despreciables.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that this is crucial for ensuring the integrity of the financial statements and for providing a clear audit trail.

2. The second part of the document outlines the specific procedures that should be followed when recording transactions. It details the steps from identifying the transaction to posting it to the appropriate accounts.

3. The third part of the document discusses the importance of reconciling the accounts regularly. It explains how this process helps to identify and correct any errors or discrepancies in the records.

4. The fourth part of the document discusses the importance of maintaining proper documentation for all transactions. It highlights the need to keep original receipts and invoices, as well as copies of all supporting documents. This is essential for providing evidence in the event of an audit.

VELOCIDAD DE CARGA.

Las teorías de capacidad de carga, se han desarrollado bajo la hipótesis de que las sollicitaciones son estáticas, - sin embargo, existen casos reales en que no se cumple esta condición, por lo que es conveniente hacer algunos comentarios respecto a cómo se modifica la capacidad de carga al incrementarse la velocidad de aplicación de los esfuerzos. En términos generales, la velocidad de aplicación de la carga, modifica la capacidad de carga sólo en la medida en que puede relacionarse con la disipación de la presión que aparece en el agua del suelo, generada por la misma aplicación de la carga. Bajo esa consideración, se han hecho experiencias, encontrándose los siguientes resultados:

- a).- Cuando se pasa de una carga estática a una de impacto, las cimentaciones apoyadas en arena compacta o en arcilla dura, cambian de tipo de falla, de corte general a punzonamiento.
- b).- Cuando se pasa de una carga estática a una de impacto, se produce una ligera disminución inicial en la capacidad de carga de cimentaciones en arena compacta.
- c).- Todas las cimentaciones en arcillas muy duras, muestran un aumento muy considerable en su capacidad de carga, al cambiarse la carga, de la condición estática a la de impacto.

Estas notas dan un panorama general, acerca del análisis de capacidad de carga de cimentaciones superficiales, y en ellas se há puesto especial énfasis en las limitaciones que tienen las formas teóricas que existen al respecto, para que en su aplicación práctica, se logren los mejores resultados.

REFERENCIAS.

- 1.- Bjerrum, L. y Overland, A., "Foundation Failure of an Oil Tank in Fredrikstad, Norway", Proc., IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, Londres -- (1957), pp 287-290.
- 2.- Brinch Hansen, J., "Simpel beregning af fundamenters bæreevne Ingeniøren", Vol 64, No 4 (1965), pp 95-100.
- 3.- Buismán, A. S. K., "De weerstand van paalpunten in zand", de Ingenieur 50 (1935), pp Bt. 25-28, 31-35.
- 4.- Buismán, A. S. K., "Grondmechanica", Waltman, Delft (1949), -- pag 190.
- 5.- Caquot, A., "Equilibre des massifs a frottement interne", Gauthier-Villars, Paris (1934), pp 1-91.
- 6.- Caquot, A y Kérisel, J., "Traté de Mécanique des Sols", Gauthier-Villars, Paris (1956).
- 7.- De Beer, E. E., "Grondmechanica, Deel II", Fundering N.V. Standard Boekhandel, Antwerpen (1949), pp 41-51.
- 8.- De Beer, E. E., "Bearing Capacity and Settlement of Shallow -- Foundations on Sand, Bearing Capacity and Settlement of Foundations", Proc., Symposium held at Duke University (1965), pp - 25-34.

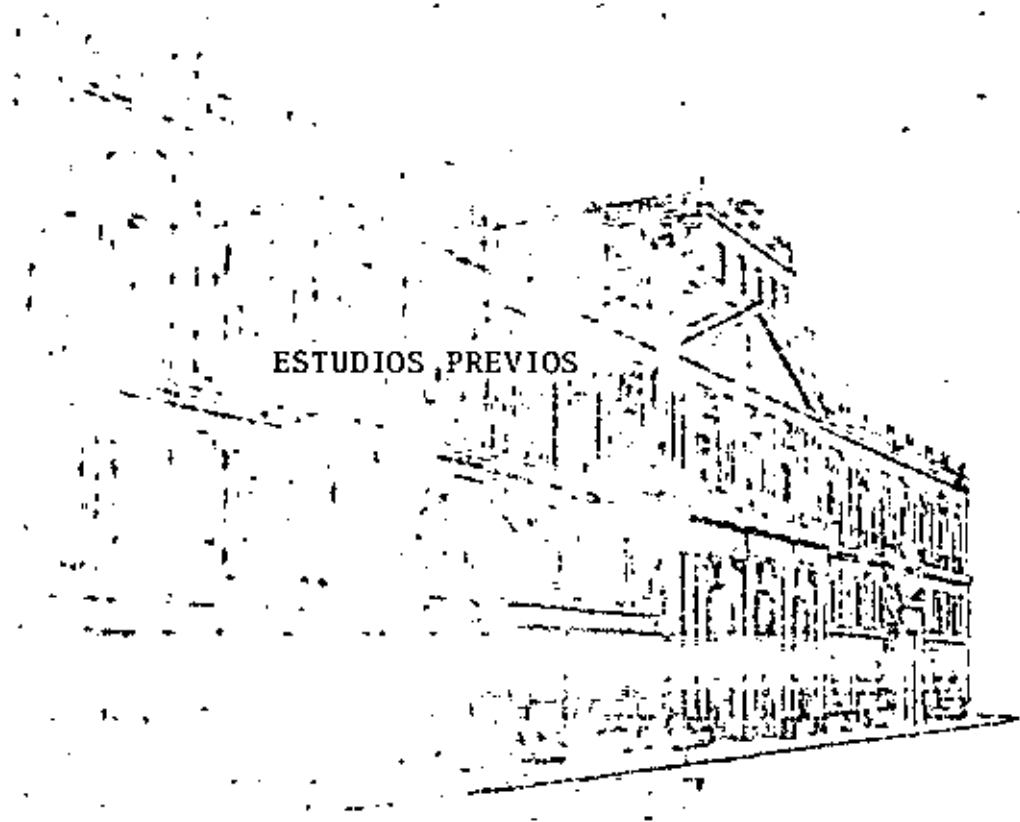
- 9.- De Beer, E. E. y Yasió, A., "Etude expérimentale de la capacité portante du sable sous des fondations directes établies en surface", Annales des Travaux Publics de Belgique 59, N° 3 -- (1958), pp 5-58.
- 10.- Meyerhof, G. G., "An Investigation of the Bearing Capacity of Shallow Footings on Dry 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.G., "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 180-189.
- 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.- Lechbotarioff, G.P., "Soil Mechanics, Foundations and Earth - Structures", McGraw-Hill Book Co. Inc., Nueva York (1951).
- 19.- Vesic, A., "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, N° 39 (1963), pp 112-153.
- 20.- Vesic, 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



ESTUDIOS PREVIOS

Ing. Manuel Jara López

JULIO, 1981

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 procedente 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 postadora. 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 estructura

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 "chundia", 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 dan 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 efectúan 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 tripie y se hince 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 hince a golpes con un martinete, ayudando a penetrarlo en el suelo con giros.

El equipo y herramientas que se emplean son: tripie adecuado, poleas, tubería de ademe, barras de perforación, malacate, trépanos, cable de manifa, 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 (bolas) 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 comúnmente 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 da 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 ensayo 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 introdu-
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 --
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 --
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 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 --
lograda fuera menor de 30 cm, anotando su magnitud. Hágase uso --
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 --
llan con una mezcla de parafina y brea, colocándose las --
etiquetas respectivas.

En suelos que contienen grandes cantidades de mate-
rial grueso bolco o grava, la prueba no da buen resultado, debi-
do al pequeño diámetro del muestreador comparado con el del mate-
rial mencionado.

Existen tablas y gráficas que correlacionan el núme-
ro de golpes (N) de la prueba de penetración estándar, con la --
compacidad de las arcas y su ángulo de fricción interna, lo que --
permite determinar las cargas admisibles en cimentaciones de za-
patas y losas. También existen tablas que correlacionan el va-
lor de N con la consistencia de las arcillas y limos y su resis-
tencia a la compresión simple (Figs. 7 y 8). Los valores de N =
registrados en la prueba de penetración estándar deben ser corre-
gidos cuando se efectúan a profundidades donde la presión provo-
cada por el peso del suelo situado arriba del nivel donde se rea-
liza la prueba es mayor de 2.5 t/m². La expresión que se emplea
para realizar la corrección (propuesta por Peck-Hanson-Thornburn)
es la siguiente:

$$CN = 0.77 \log_{10} \frac{195.2}{\bar{P}}$$

estando \bar{P} en t/m²

La anterior corrección se realiza porque la presión
que obra al nivel en el que se ejecuta la prueba y que es debi-
da, como ya se dijo al peso del suelo sobreyacente, causa el --
incremento del número de golpes en la prueba de penetración, co-
mo si el material arenoso tuviera una mayor compacidad que la --
que posee en realidad. El equipo y herramientas normalmente utili-
zados en el ensayo son: muestreador estándar, martinete de --
63.5 kg con guía, trípode adecuado, poleas, tubería de ademe, pós-

teadoras, barras de perforación, malacate, trépanos, cucharas, cable, llaves caimán y stillson, bomba de agua, swivel, mangueras, tubería de agua, frascos de vidrio, parafina, brea, tarjetas de identificación, etc.

MUESTREO INALTERADO CONTINUO EN TUBO DE PARED DELGADA

Quando el material del subsuelo está constituido por arcillas blandas compresibles, es necesario obtener muestras inalteradas en tubos de pared delgada de 4" como mínimo, para efectuar ensayos de consolidación en el laboratorio y calcular los asentamientos de terraplenes o edificios. Estas muestras también se utilizan con objeto de efectuar pruebas triaxiales y de compresión simple, aunque para éstas es suficiente con obtener muestras de 2" como mínimo.

Los tubos utilizados no deben deformarse al introducirlos en el terreno, además de que su espesor debe ser tal que se evita la alteración de las muestras. Se considera que el tubo muestreador proporciona muestras "inalteradas" cuando la relación entre el área del anillo formado por el espesor de la pared del tubo y el área exterior del muestreador es menor o igual al 10 %.

$$R.A. = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_o^2} \leq 10 \%$$

Los tubos muestreadores (Fig. 9) llevan un biselado para facilitar su entrada en el terreno; sus longitudes varían entre 0.50 y 1.00 m. En ocasiones se emplean tubos hasta de 0.30 m de longitud. Antes de hincarlos se debe limpiar el fondo

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 efectuarse 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 engrasan las caras superior e inferior y se colocan 2 placas metálicas; el conjunto se sella con la mezcla 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 comúnmente empleadas en este método de perforación son: tripie 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, tubos muestreadores, "cabezotes", cable, llaves caimán, stillson, parafina, brea, estufa, posteadora o cuchara, etc.

Las muestras de 4" para pruebas de consolidación requieren para su realización de tubería de ademe de 6" de diámetro, tubería difícil de hincar y de un costo elevado. Para sustituirla 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 rípió 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 huleos, 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 se puede realizarse la perforación de dos maneras, dependiendo del tamaño del boleó. 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, rimas, 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 compactad 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 insoportable 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 estándar 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 ello 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 ello. 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 piloteada 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 un 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.

MÉTODOS GEOPÍSICOS

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 indican 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 encastrarlo 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 CII, seguramente habrá necesidad de plantear una exploración con muestreadores de tubo tipo shelly 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 permeómetros 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 permeómetros 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 presiones 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 aparten 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 condiciones de drenaje, de la velocidad de aplicación de la carga y de la sensibilidad de la estructura. La forma en que cada uno de estos factores afecta la resistencia del suelo puede consultarse en cualquier libro de la especialidad.

En el caso de los suelos friccionantes la resistencia 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 puede consultarse en los textos clásicos.

Todas las variables anteriores han hecho que se desarrollen varios tipos de pruebas triaxiales: la lenta, la rápida-consolidada y la rápida. Cada una de ellas trata de representar las distintas condiciones que puede tener un suelo en la naturaleza y, generalmente, reproducen condiciones extremas pues sería 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. pués 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-

conscrita 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.

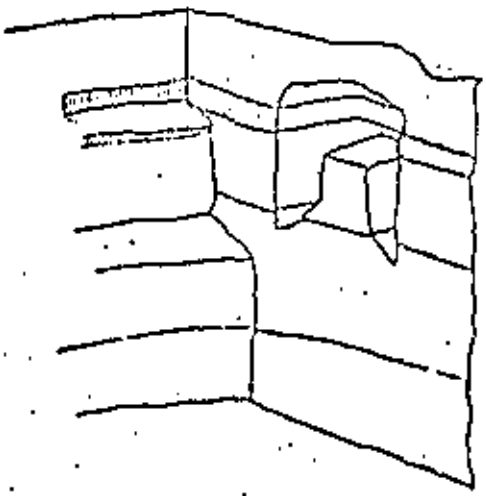
B I B L I O G R A F I A

27

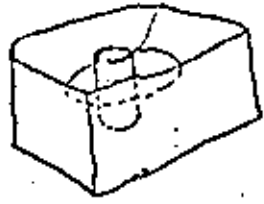
1. Mecánica de Suelos. Juárez Badillo, Rico. Editorial Limusa.
2. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Rico, Del Castillo. Editorial Limusa.
3. Mecánica de Suelos. Instructivo para Ensaye de Suelos. S.R.H.
4. Un Instructivo de Exploración de Suelos con fines de Ingeniería Civil. Tesis Profesional. Hermilo del Castillo
5. Perforación y Sondaos 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 APROPIAD. |
|-------------------------|------------------|--|
| Capacidad de carga | Arcillas y limos | 1) Contenido de agua 2) Límites de consistencia 3) Peso específico relativo 4) Peso volumétrico 5) Compresión simple 6) Compresión triaxial |
| | Arenas | 1), 3), 4), 6), 7) Compacidad 8) Distribución de tamaños de partículas |
| | Gravas | 3), 4), 7), 8) |
| Asentamientos | Arcillas y limos | 1), 2), 3), 4), 9) Prueba de consolidación |
| | Arenas | 1), 3), 4), 7) |
| | Gravas | 3), 4), 7) |
| Flujo de agua en suelos | Arcillas y limos | 1), 2), 4), 10) Pruebas de permeabilidad |
| | Arenas | 1), 3), 4), 7), 8), 10) |
| | Gravas | 3), 4), 7), 8), 10) |
| Presión de tierra | Arcillas y limos | 1), 2), 3), 4), 5), 6) |
| | Arenas | 1), 3), 4), 6), 7), 8) |
| | Gravas | 3), 4), 6), 7), 8) |
| Estabilidad de taludes | Arcillas y limos | 1), 2), 3), 4), 5), 6), 11) Prueba de corte directo |
| | Arenas | 1), 3), 4), 6), 7), 8), 11) |
| | Gravas | 3), 4), 7), 8) |

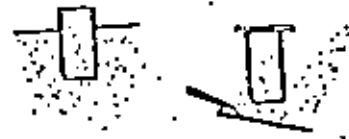
Fig. N° 1



MUESTRA INALTERADA EN COZO A CIELO ABIERTO

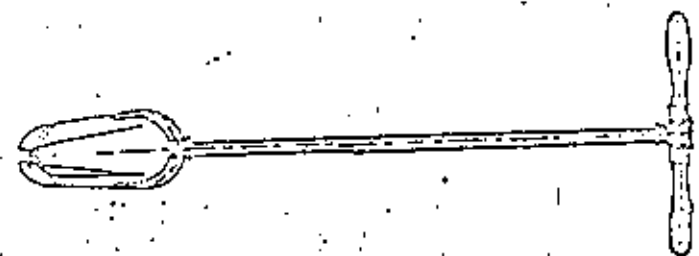


MUESTRA INALTERADA ENTUBADA EN ARCILLA

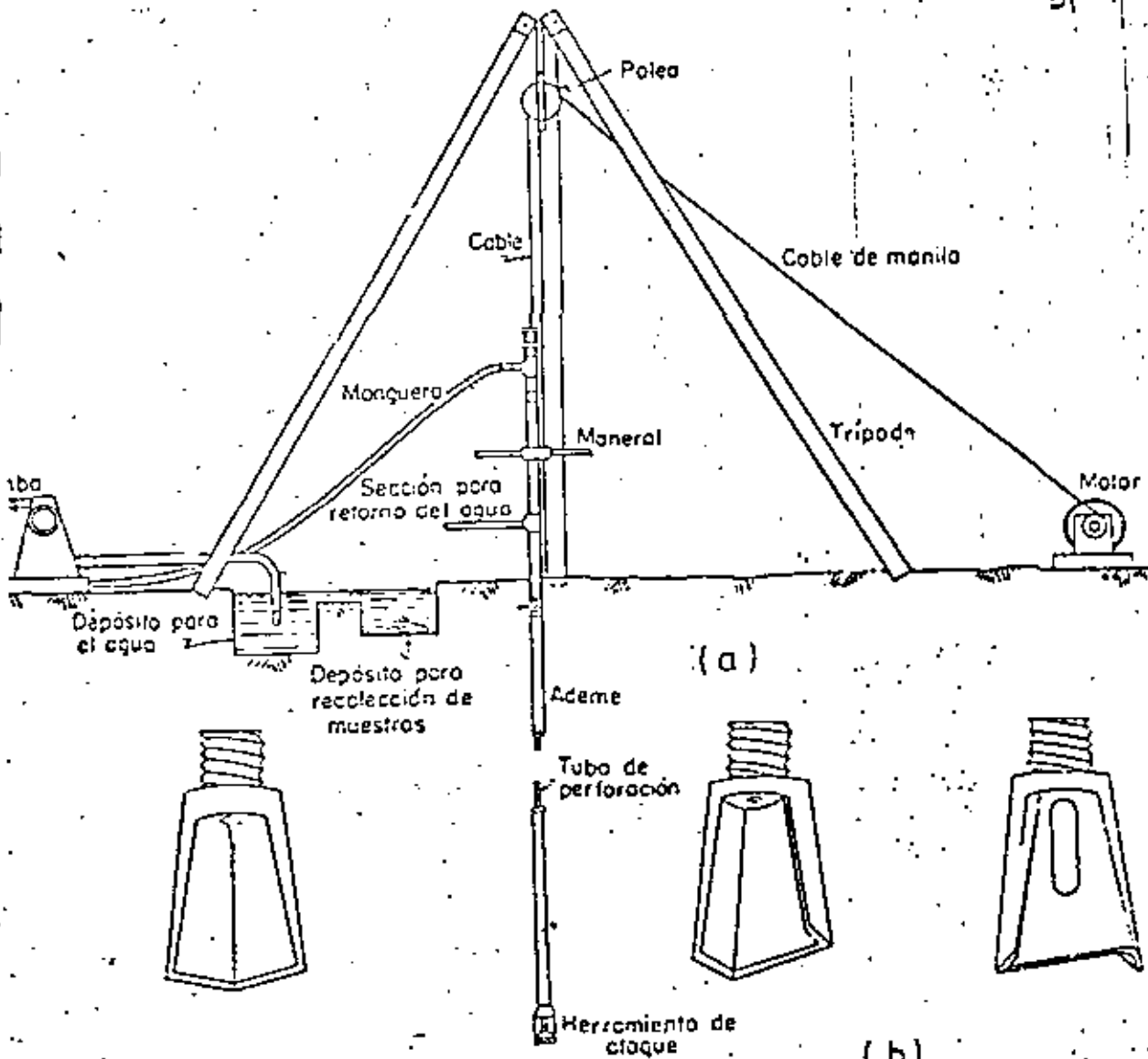


MUESTRA INALTERADA ENTUBADA EN ARENA

Fig. 2 Ref. 4



BARRIENOS



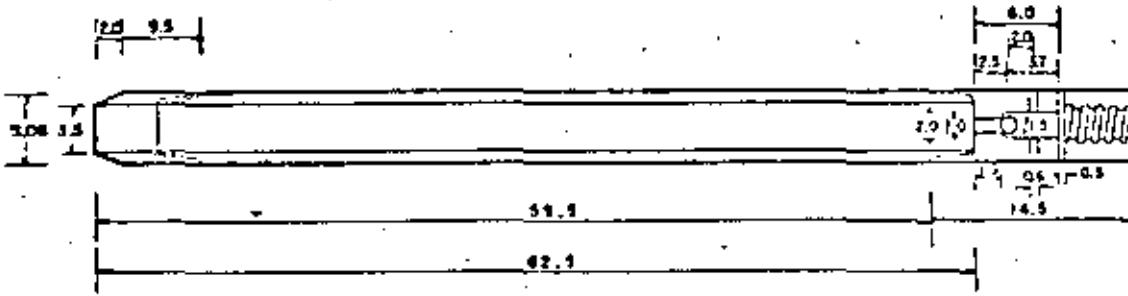
(a)

(b)

DISPOSITIVO PARA EL SONDEO POR LAVADO

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

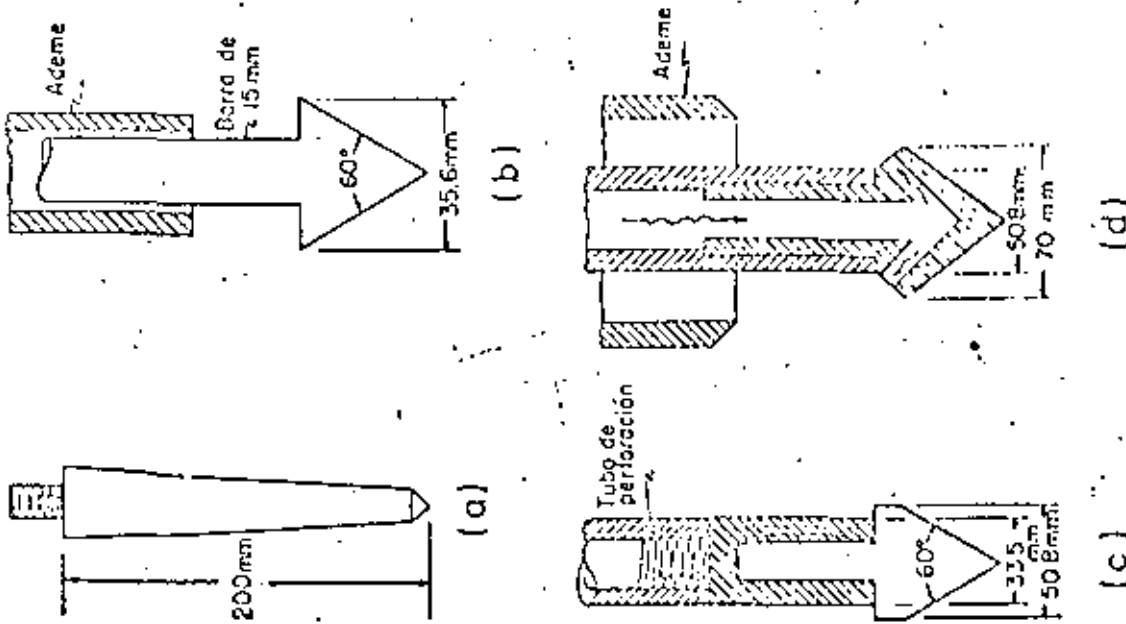
ROSCA AX ESTANDAR



ACOTACIONES EN CENTIMETROS

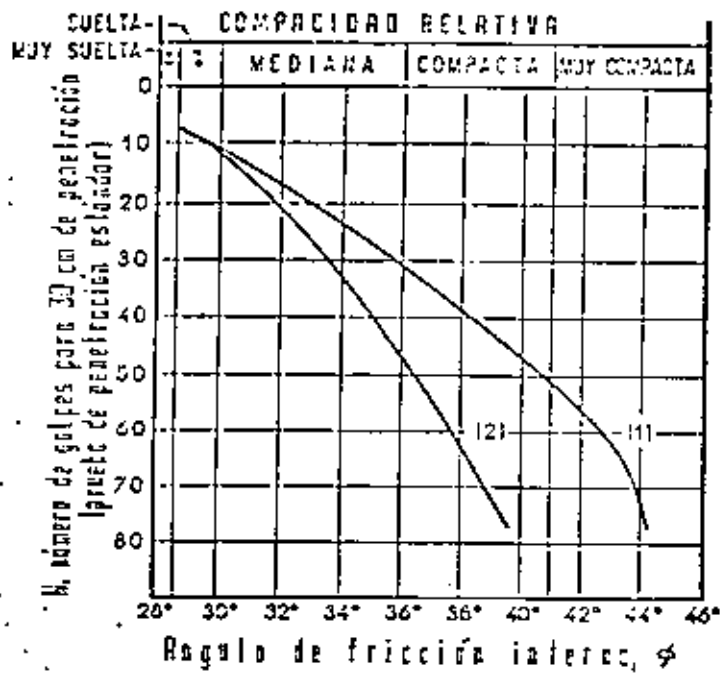
PENETROMETRO ESTANDAR

Fig. 6 Ref. 4



PENETROMETROS CONICOS

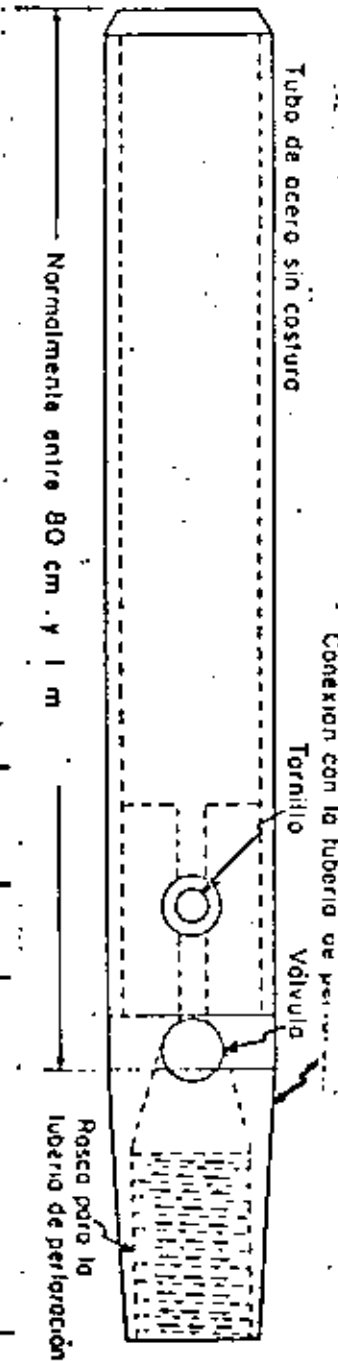
- cl - Tipo Danés
- bl - Tipo Holandes
- cl - Tipo para ensaye dinámico
- cl - Tipo de inyección

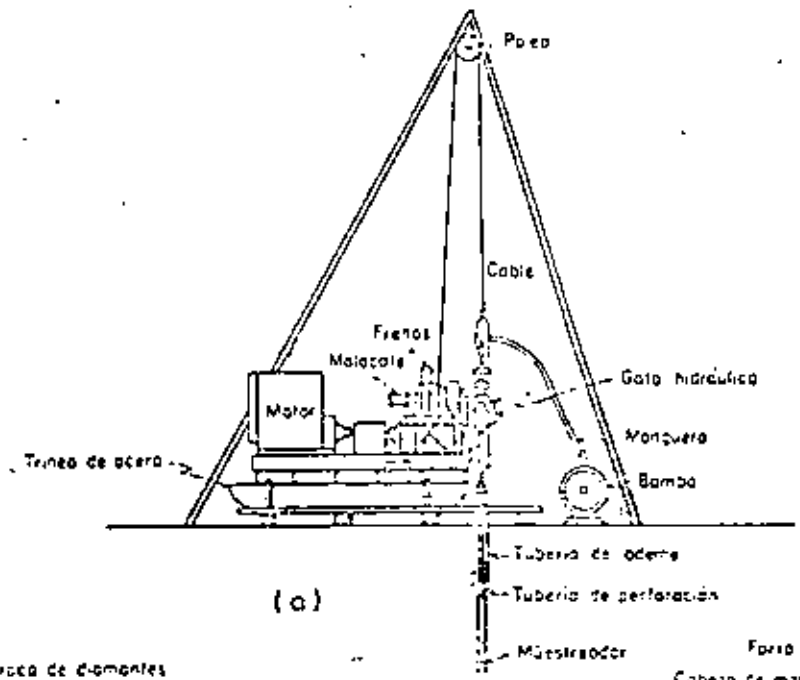


35

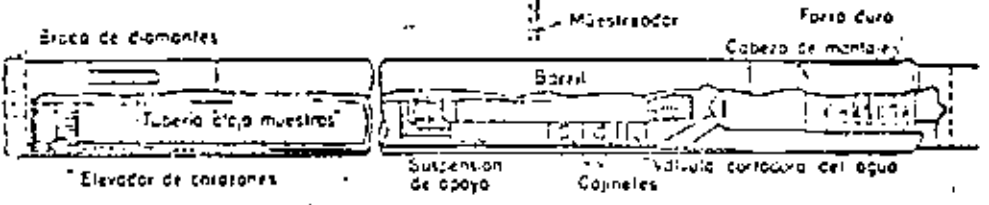
| Consistencia | No. de golpes, N | Resistencia a la compresión simple, q_u kg/cm ² |
|--------------|------------------|---|
| Muy blanda | < 2 | < 0.25 |
| Blanda | 2-4 | 0.25-0.50 |
| Medio | 4-8 | 0.50-1.0 |
| Firme | 8-15 | 1.0-2.0 |
| Muy firme | 15-30 | 2.0-4.0 |
| Dura | > 30 | > 4.0 |

Fig. 8 Ref. 1

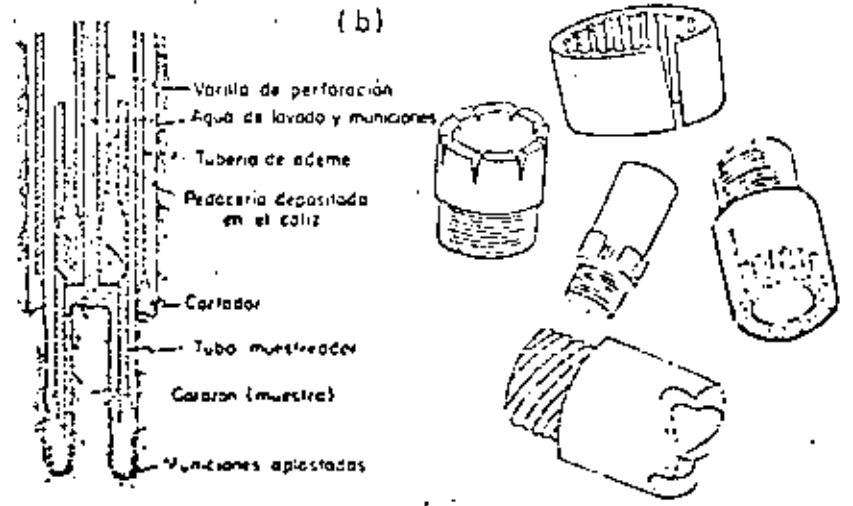




(a)



(b)



(c)



(d)

EQUIPO PARA MUESTREO EN ROCA

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

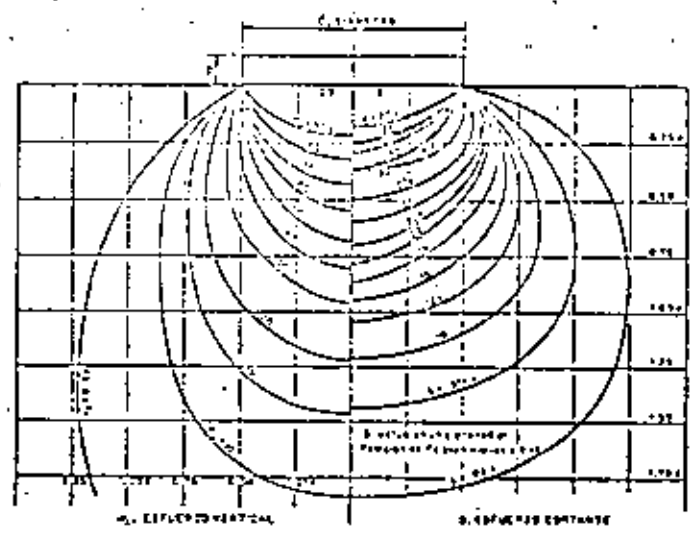


FIG. 11S. Distribución de esfuerzos verticales y horizontales máximos bajo un área circular uniformemente cargada

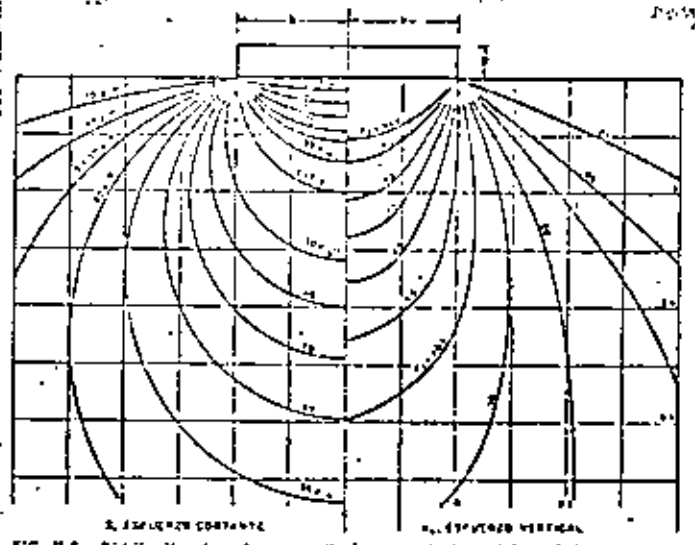


FIG. 11T. Distribución de esfuerzos verticales y horizontales máximos bajo una carga rectangular de longitud finita

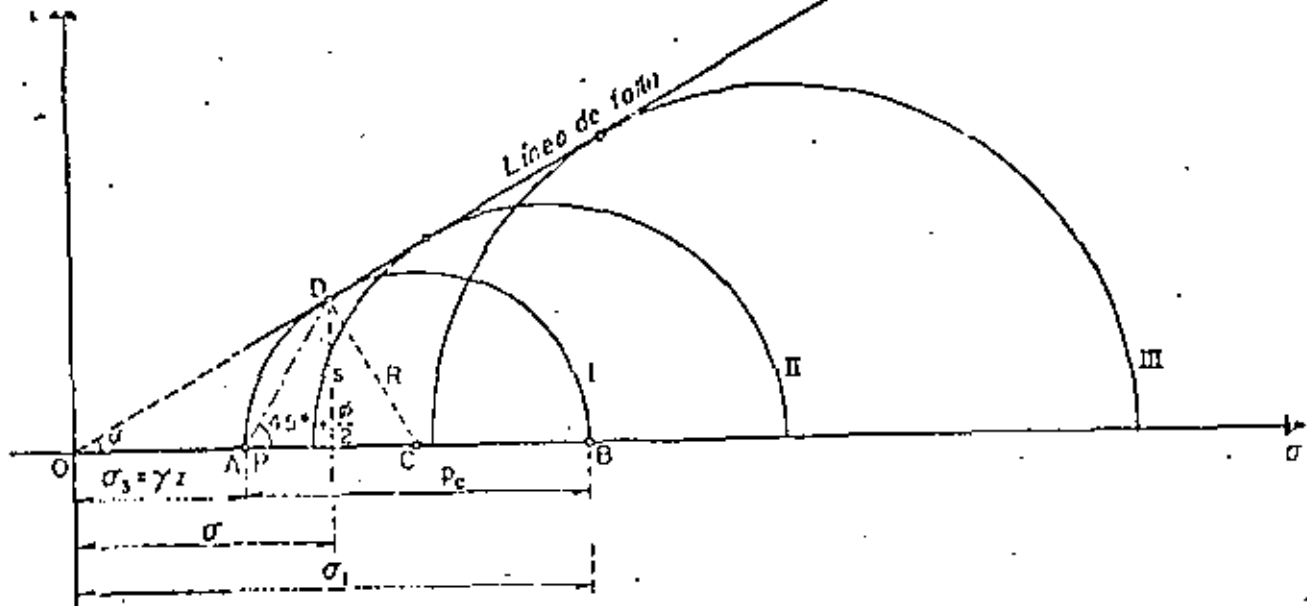


FIG. XII-16. LÍNEA DE FALLA DE ARCILLAS SATURADAS Y NORMALMENTE CONSOLIDADAS EN PRUEBA LENTA

Fig. 13 Ref. 1

CONSOLIDACION
(RESUMEN DE DATOS Y CALCULOS)

OBRA _____
LOCALIZACION _____
SONDEO N.º _____

MUESTRA N.º _____ PROC. _____
DESCRIPCION _____
FECHA _____

| TEMP. °C | PRESION P Kg/cm ² | LECTURA MACROMETRO mm | CONTRACCION LINEAL DEL PROBETA mm | CONTRACCION DEL PROBETA mm | DEFORMACION CONCESION mm | H - H ₀ mm | H - H ₀ mm | $\frac{H - H_0}{P_1}$ | e _v cm ³ /kg | e _v cm ³ /kg | H ₀ cm | H ₀ ² cm ² | t seg | C _v 10 ⁻⁴ cm ² /seg | e _s | km 10 ⁻⁴ cm ³ /kg |
|----------|------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|----------------------------|--------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------|---|-------|--|----------------|---|
| 19 | 0 | 18.320 | 0 | 0 | 0 | 15.000 | 12.559 | 6.019 | 0.216 | 0.0307 | 0.748 | 0.559 | 120 | 9.18 | 6.005 | 0.000292 |
| 19 | 0.125 | 19.260 | 0.060 | 0.002 | 0.058 | 14.942 | 12.805 | 5.992 | 0.272 | 0.0397 | 0.745 | 0.555 | 120 | 9.11 | 5.975 | 0.000333 |
| 19 | 0.250 | 18.181 | 0.139 | 0.009 | 0.130 | 14.379 | 10.723 | 5.953 | 0.284 | 0.0408 | 0.740 | 0.543 | 162 | 6.66 | 5.922 | 0.000375 |
| 195 | 0.500 | 19.012 | 0.305 | 0.025 | 0.283 | 14.717 | 12.530 | 5.807 | 0.258 | 0.0323 | 0.726 | 0.527 | 403 | 2.55 | 5.797 | 0.000391 |
| 195 | 1.000 | 17.641 | 0.709 | 0.045 | 0.664 | 14.336 | 12.159 | 5.728 | 1.352 | 0.2053 | 0.644 | 0.415 | 2150 | 0.378 | 5.027 | 0.000385 |
| 195 | 2.000 | 14.680 | 3.640 | 0.065 | 3.574 | 11.426 | 9.289 | 4.346 | 0.0915 | 0.1293 | 0.497 | 0.247 | 1980 | 0.246 | 3.454 | 0.000394 |
| 19 | 4.000 | 11.697 | 6.623 | 0.093 | 6.530 | 8.470 | 6.333 | 2.983 | 0.1035 | 0.0643 | 0.353 | 0.123 | 3000 | 0.099 | 2.832 | 0.000391 |
| 19 | 8.000 | 10.200 | 8.000 | 0.145 | 7.845 | 7.055 | 4.953 | 2.301 | | | | | | | | |
| | 4.000 | 10.930 | 7.940 | 0.115 | 7.825 | 7.175 | 5.033 | 2.337 | | | | | | | | |
| | 2.000 | 10.570 | 7.750 | 0.097 | 7.663 | 7.337 | 5.000 | 2.133 | | | | | | | | |
| | 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 | 2.601 | | | | | | | | |
| | 0.250 | 11.125 | 7.191 | 0.003 | 7.187 | 7.813 | 5.676 | 2.635 | | | | | | | | |
| | 0.125 | 11.470 | 6.850 | 0.001 | 6.849 | 8.151 | 6.014 | 2.314 | | | | | | | | |
| | 0 | 11.600 | 6.720 | 0 | 6.720 | 8.260 | 6.143 | 2.574 | | | | | | | | |

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

COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD: $a_v = \frac{e_0}{\Delta p} \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1}$ cm²/kg
 COEFICIENTE DE VARIACION VOLUMETRICA: $c_v = \frac{a_v}{1 + e_1}$ cm²/kg
 COEFICIENTE DE CONSOLIDACION: $C_v = \frac{0.197 - e_0}{150}$ cm²/seg
 COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD: $K_m = \frac{C_v a_v \gamma_w}{(1 + e_m) 1000}$ cm/seg

Fig. 12

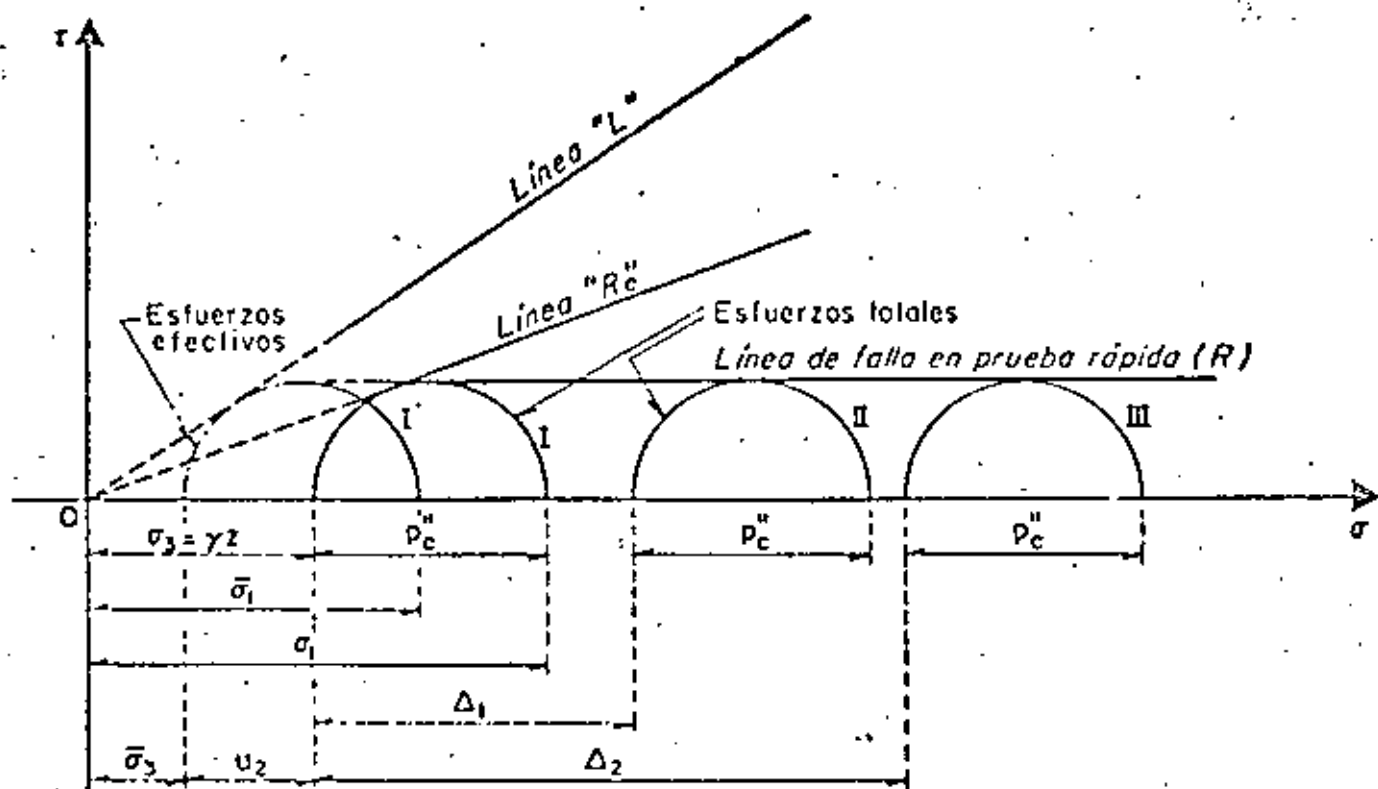


FIG. XII-20. LÍNEA DE FALLA EN PRUEBA TRIAXIAL RÁPIDA

Fig. 15 Ref. I

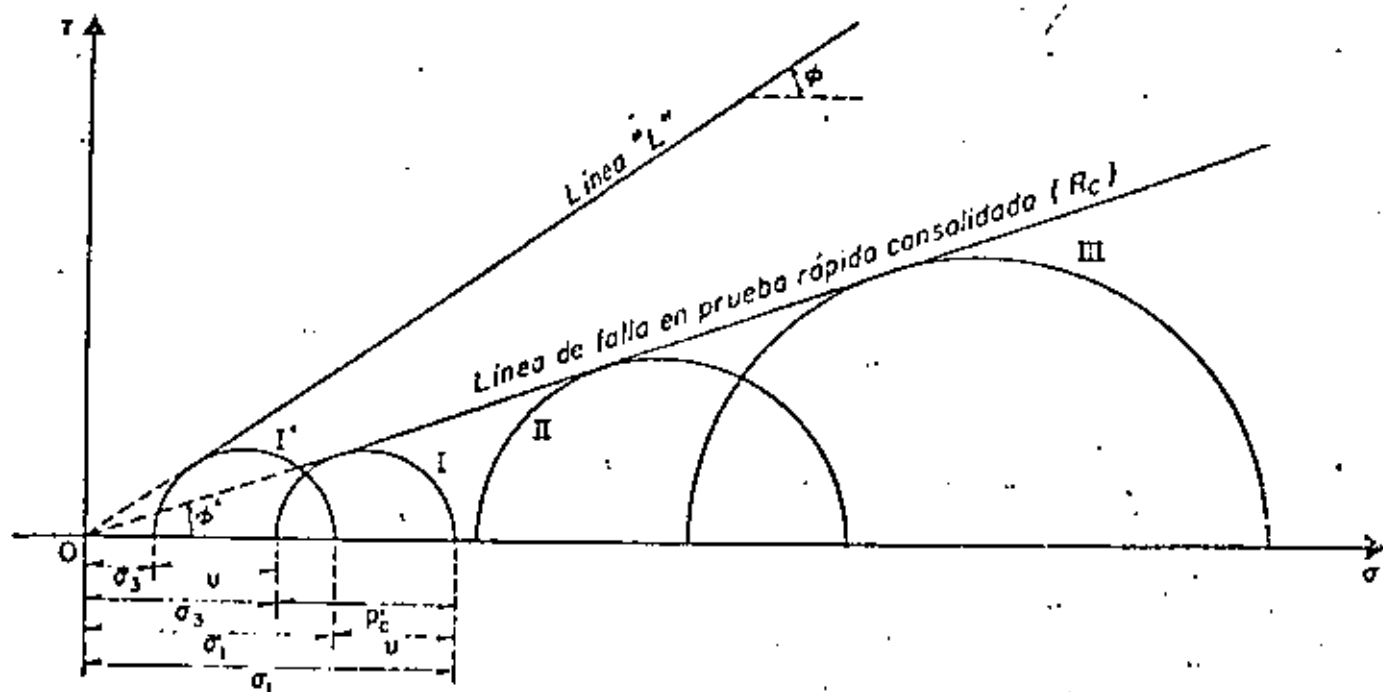


FIG. XII-18. LÍNEA DE FALLA EN PRUEBA RÁPIDA-CONSOLIDADA, EN SUELOS SATURADOS

Fig. 14 Ref. I

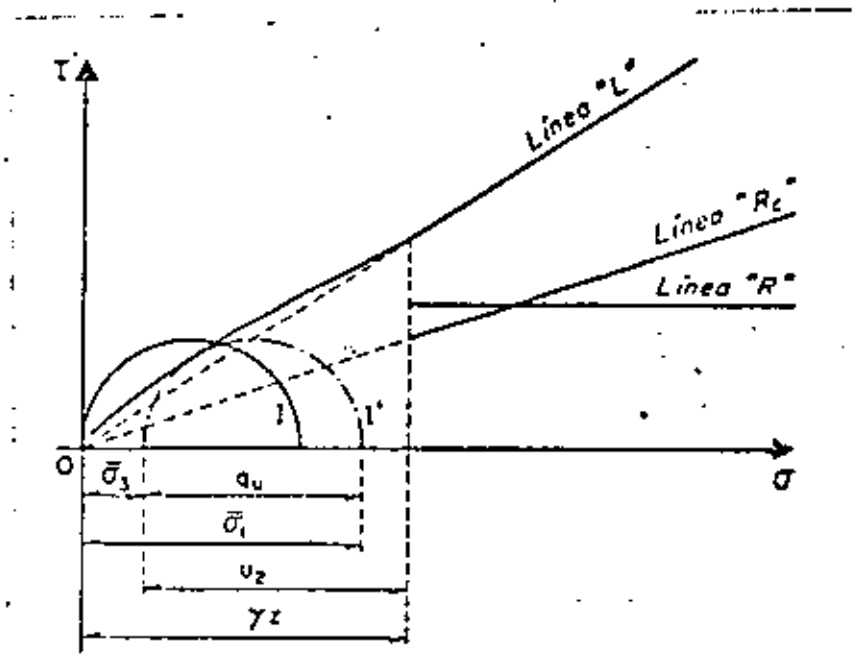


FIG. XII - 24. CÍRCULOS DE ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS EN PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE



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

DISERD Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

ANALISIS DE DEFORMACIONES

EJERCICIOS

⋮

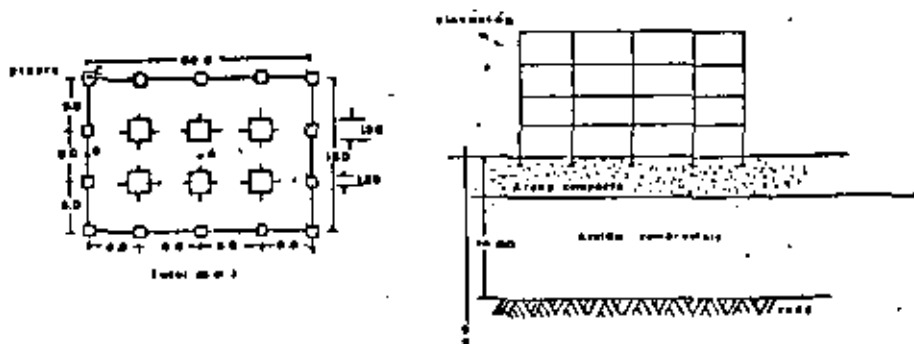
Ing José Springall Canam

M en I Agustín Demeneghi Colina

Julio, 1981

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, desplazadas 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 anexo.



SOLUCION

- 1a. Dibuje la planta del edificio con sus zapatas a diferentes escalas, una para cada profundidad de análisis, usando el módulo señalada 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 los que corresponden dimensiones de la planta y zapatas indicadas en las columnas (2) a (5) de la tabla.
- 2a. 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 anotadas como N en la tabla.
- 3a. Calcule las presiones a los distintas profundidades elegidas mediante la expresión:

$$Q_z = w \cdot I \cdot N$$

En este ejemplo:

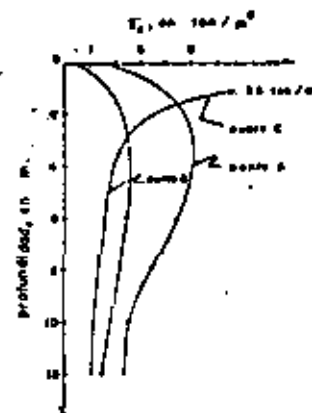
$$Q_z = 35 \times 0.005 N$$

$$Q_z = 0.175 N, \text{ en ton/m}^2$$

Los valores de Q_z aparecen en la tabla

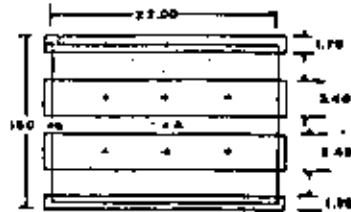
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | | (7) | | (8) | | (9) | | (10) | | (11) | |
|-------|-----------|-----------|---------------------------|------------------------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|
| | | | | | Punto A | | Punto B | | Punto C | | Punto C | | Punto C | | Punto C | |
| Z (m) | largo (m) | ancho (m) | zapatas perimetrales (cm) | zapatas centrales (cm) | N | Q_z | N | Q_z | N | Q_z | N | Q_z | N | Q_z | N | Q_z |
| 3.0 | 36.6 | 5.0 | 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 | | | | | | |

4a. 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 desplazada en zapatas corridas, diseñadas para una presión de contacto de 6 ton/m². Para el cálculo utilice la carta de Newmark.



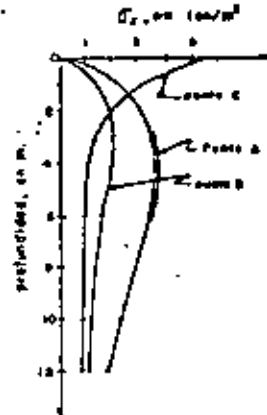
SOLUCION

Siguiendo los pasos del Ejercicio 1, se obtiene:

$\bar{q}_z = 0.030 N$, en ton/m²

| Z | Punto A | | Punto B | | Punto C | |
|------|---------|-------------|---------|-------------|---------|-------------|
| | N | \bar{q}_z | N | \bar{q}_z | N | \bar{q}_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 | 32 | 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:



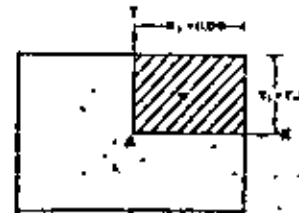
E3 -

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/m², más 1 ton/m² como peso de la subestructura. Aplique para el cálculo la gráfica de Fadum.

SOLUCION

1o. Para el Punto A:

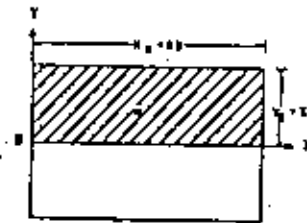


$$m_1 = \frac{x_1}{x_1}$$

$$n_1 = \frac{y_1}{y_1}$$

$\bar{q}_z = 4 \cdot w \cdot w_0$
 $\bar{q}_z = 20 \cdot w_0$, en ton/m²

2o. Para el Punto B:

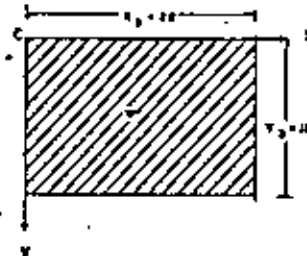


$$m_2 = \frac{x_2}{x_2}$$

$$n_2 = \frac{y_2}{y_2}$$

$\bar{q}_z = 2 \cdot w \cdot w_0$
 $\bar{q}_z = 10 \cdot w_0$, en ton/m²

3o. Para el Punto C:



$$m_3 = \frac{x_3}{x_3}$$

$$n_3 = \frac{y_3}{y_3}$$

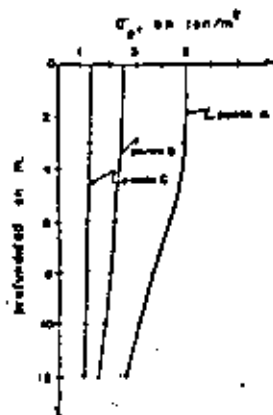
$\bar{q}_z = w \cdot w_0$
 $\bar{q}_z = 5 \cdot w_0$, en ton/m²

E4

4o. En la siguiente tabla se indican los valores de m y n para cada profundidad y punto, el de w_0 determinada en la gráfica de Fadum y, finalmente, el de la presión σ_z .

| Z (m) | Punto A | | | | Punto B | | | | Punto C | | | |
|-------|---------|------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | m | n | 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 | 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 |

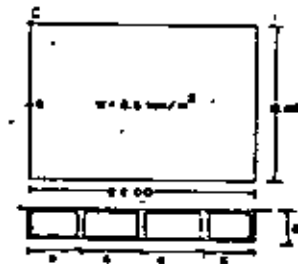
5o. La distribución de presiones bajo los puntos A, B y C es la siguiente:



E5.

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

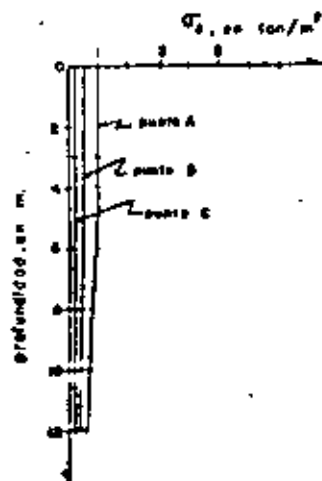
1o. Profundidad de desplante

$$D_f = \frac{(5.5 - 1.0)}{1.5} = 3.0 \text{ m}$$

2o. Siga los mismos pasos del Ejercicio 3 usando una carga o 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 |

E6



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

Aplíquese 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.

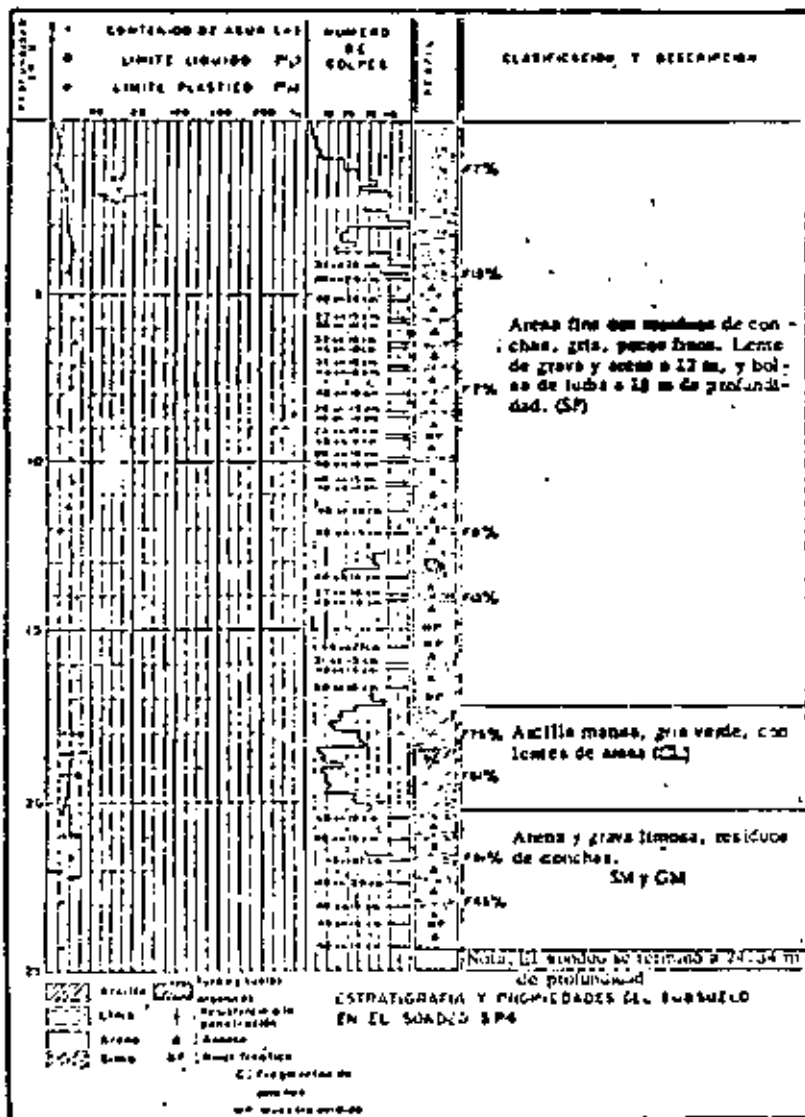


Figura del Ejercicio 5.

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 partada 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, de terminándose 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 aquella utilizando un cajón cerrado, formado por muros perimetrales y losas de tapa y cimentación, quedando alojados los contrafortes 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

1a. Como primer paso para el cálculo de asentamientos, se dibujaron los diagramas de presiones totales, efectivas y neutrales en el subsuelo previamente a la construcción del edificio (véase Fig. B), obtenidos aplicando la expresión tradicional que relaciona las citadas presiones:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_a + d$$

donde

σ = presión total, determinada multiplicando el peso volumétrico húmedo o saturado de los diversos estratos de suelo por su respectivo espesor, en ton/m²;

v_{e+d} = presión neutral estática más dinámica, deducida de las lecturas plezométricas (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 restan 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 Con comp. 2.00 | 6.70 | 5.40 4.70 | 4.00 4.35 | 5.85 | 4.65 4.90 | 5.95 |
| 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.

2a. Una vez conocido el estado de presiones efectivas inicial en el subsuelo, se calcularon los incrementos de presiones efectivas ($\Delta\bar{\sigma}$) 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 σ_v 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 | $\Delta\sigma_v$ | $\Delta\sigma_c$ |
|-----|---------------|---------------|-------|----------------------------------|-----------------------|
| (m) | | | | (ton/m ²) | (ton/m ²) |
| 5 | 9.95 | 2.38 | 0.244 | Sin comp. 1.46 Con comp. 0.63 | 5.84 2.52 |
| 10 | 4.98 | 1.19 | 0.217 | 1.30 0.56 | 5.20 2.24 |
| 15 | 3.32 | 0.79 | 0.183 | 1.10 0.48 | 4.40 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 | 3.14 1.34 |
| 30 | 1.66 | 0.40 | 0.111 | 0.67 0.29 | 2.68 1.14 |

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 desplazado en la superficie y a 2.0 m de profundidad.

La expresión aplicada es la siguiente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \Delta H_i$$

en que:

$$\Delta H_i = \frac{e_i}{1+e_{oi}} H_i$$

donde:

ΔH = asentamiento total, en m;

H_i = espesor del estrato "i", en m;

e_i = cambio en la relación de vacíos del estrato "i", producida por el incremento medio de presión efectiva $\Delta \bar{\sigma}_i$ correspondiente;

e_{oi} = relación de vacíos inicial medio 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 No. | $\bar{\sigma}$ ton/m ² | $\Delta \bar{\sigma}$ ton/m ² | $\bar{\sigma} + \Delta \bar{\sigma}$ ton/m ² | e_o | e_f | Δe | $1+e_o$ | H (m) | ΔH (m) |
|-------------|--------------------------------------|---|--|-------|-------|------------|---------|----------|-------------------|
| 1 | 5.95 | 5.90 | 11.85 | 2.28 | 2.18 | 0.10 | 3.28 | 5.40 | 0.14 |
| 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 = 1.2 m |

En la esquina del área cargada

| ESTRATO No. | $\bar{\sigma}$ ton/m ² | $\bar{\sigma}$ ton/m ² | $\bar{\sigma} + \Delta \bar{\sigma}$ ton/m ² | e_o | e_f | Δe | $1+e_o$ | H (m) | ΔH (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 = 0.24 m |

2o. caso. Compensando 3.4 ton/m² por excavación a 2.0 m de profundidad
Al centro del área cargada

| ESTRATO No. | $\bar{\sigma}$ ton/m ² | $\bar{\sigma}$ ton/m ² | $\bar{\sigma} + \Delta \bar{\sigma}$ ton/m ² | e_o | e_f | Δe | $1+e_o$ | H (m) | ΔH (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 = 0.45 m |

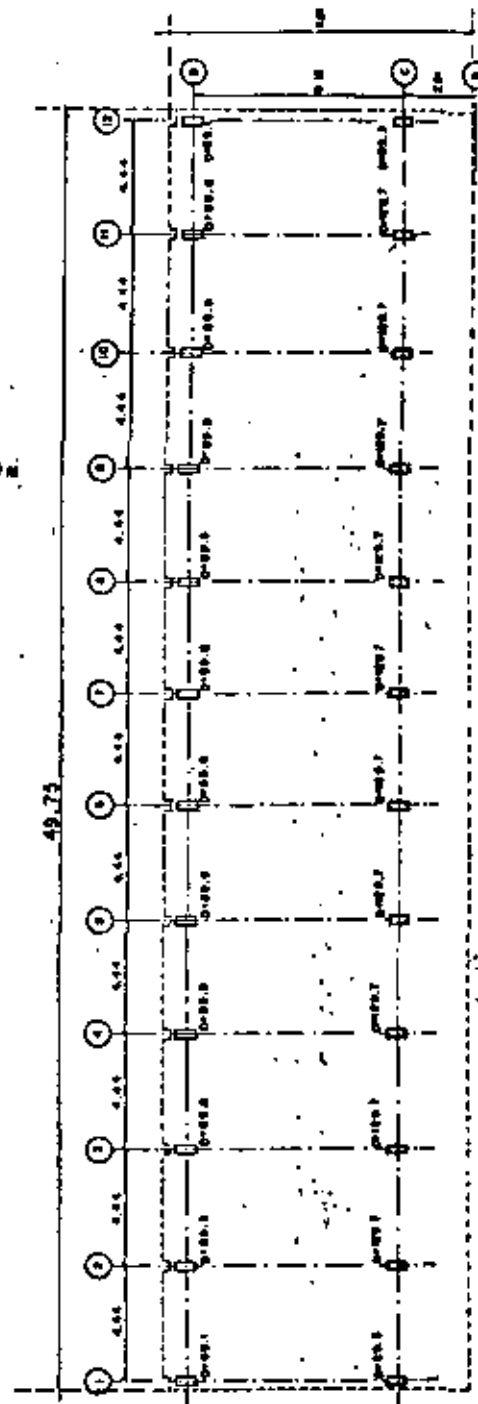
En esquina del área cargada

| ESTRATO | σ | $\Delta\sigma$ | $\sigma + \Delta\sigma$ | σ_0 | σ_f | Δs | $1 + \mu_0$ | H | ΔH |
|---------|--------------------|--------------------|-------------------------|------------|------------|------------|-------------|------|---------------|
| No. | ton/m ² | ton/m ² | ton/m ² | | | | | (m) | (m) |
| 1 | 5.95 | 0.65 | 6.60 | 2.284 | 2.274 | 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 |

46. 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 señalarse 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 3 m de profundidad, los asentamientos teóricos en su centro y esquina son de 0.43 y 0.30 m respectivamente. Nuevamente corrigiendo por rigidez de la losa obtenemos un asentamiento promedio aproximado de 0.35 m.

E 15



E 16

Asentamientos en mts.

Escala 1:200

D=26.8 Descarga de columnas a nivel de planta baja, en Ton. Se encuentran reducida para cálculo de asentamientos.

$\Sigma D = 25118 \text{ ton}$

$P = \frac{\Sigma D}{A} = \frac{25118}{6000} = 4.25 \text{ ton/m}^2$

FIG. 1. DESCARGAS EN COLUMNAS A NIVEL DE PLANTA BAJA

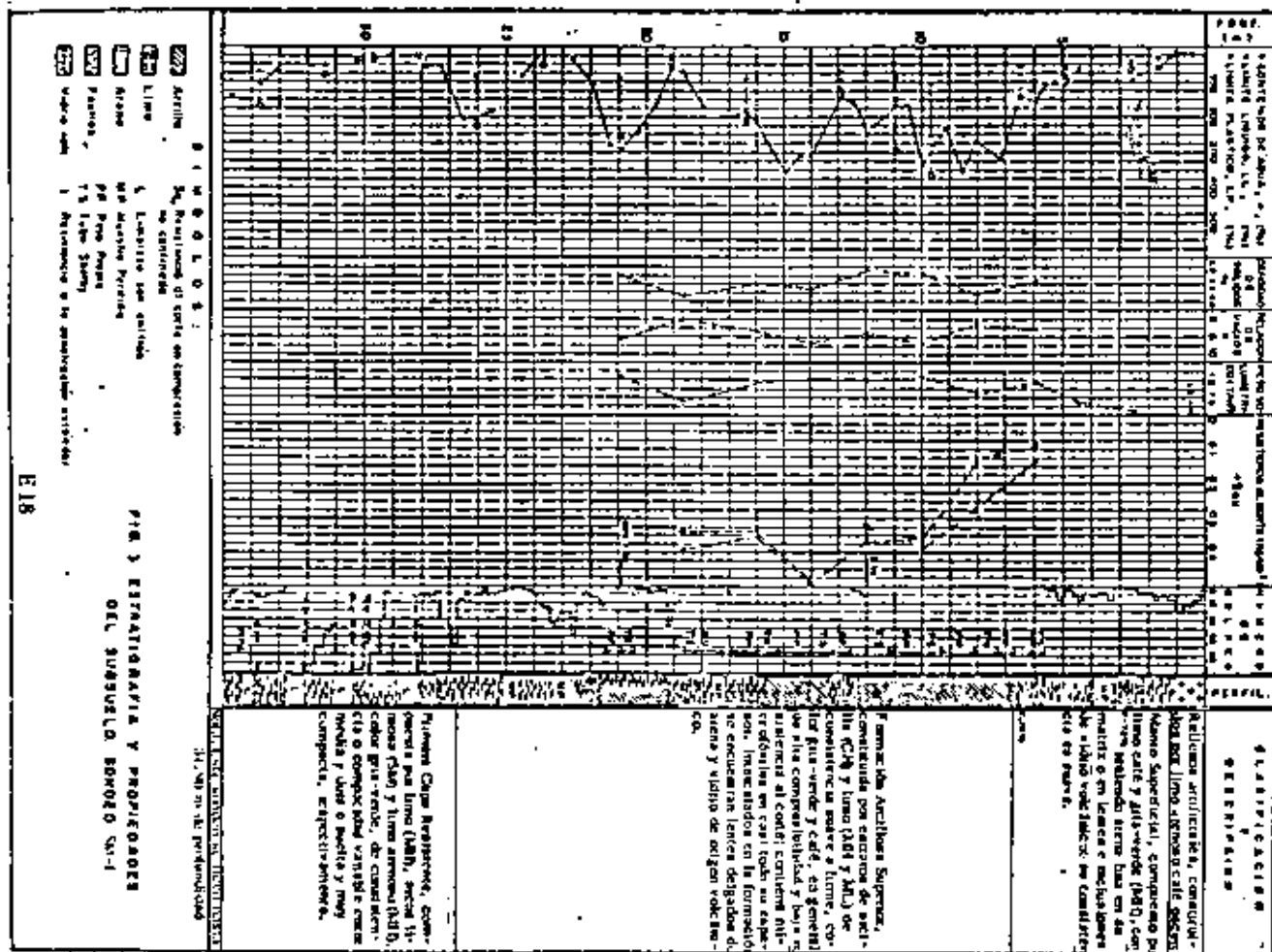


FIG. 2. LECTURAS Y ABATIMIENTOS DE PRESION DE PORO EN LA ESTACION PIEZOMETRICA EP-1

| 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 fuido a 2.45 m de profundidad.
- * Lecturas tomadas antes de purgar los tubos de registro
- ** Lecturas tomadas después de purgar los tubos de registro

$P_c = 1.1 \text{ kg/cm}^2$

| SONDEO | PROF. (m) | e_0 | $\frac{e_0}{100}$ | e_1 | $\frac{e_1}{100}$ |
|--------|-----------|-------|-------------------|-------|-------------------|
| SM-1 | 5.85 | 2.40 | 101 | 2.38 | 100 |

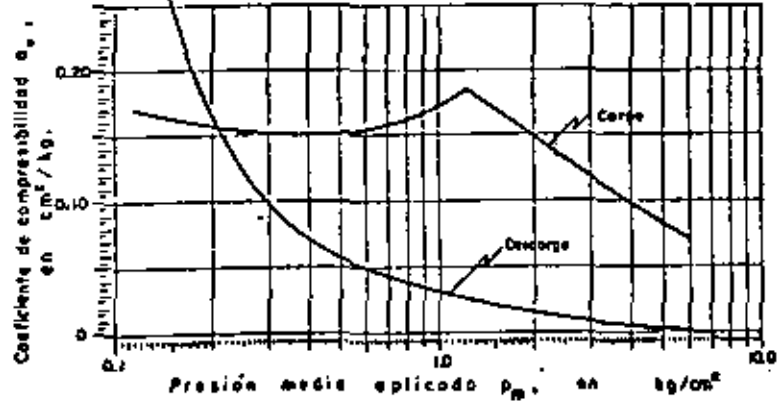
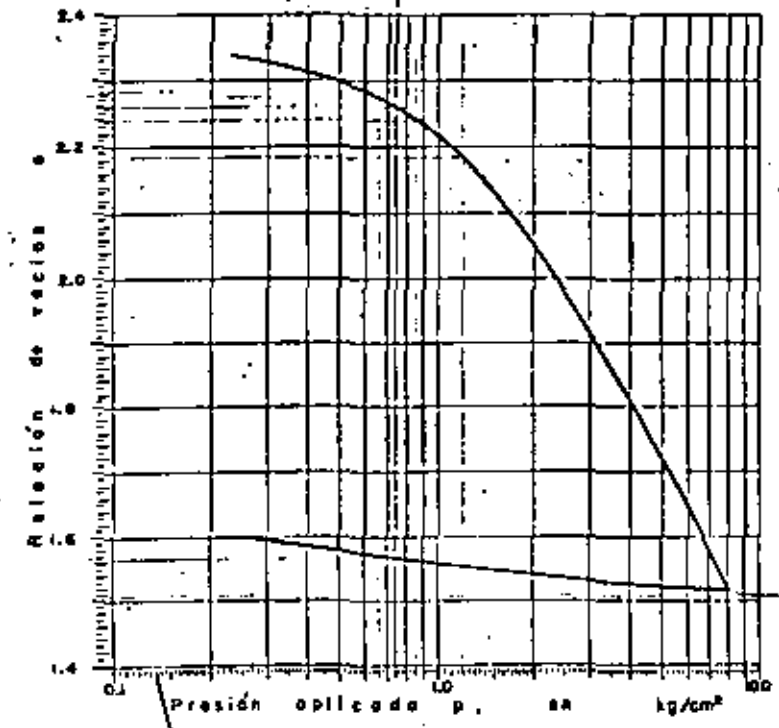


FIG. 4. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

E 19

$P_c = 0.94 \text{ kg/cm}^2$

| SONDEO | PROF. (m) | e_0 | $\frac{e_0}{100}$ | e_1 | $\frac{e_1}{100}$ |
|--------|-----------|-------|-------------------|-------|-------------------|
| SM-1 | 9.85 | 2.25 | 391 | 8.88 | 99 |

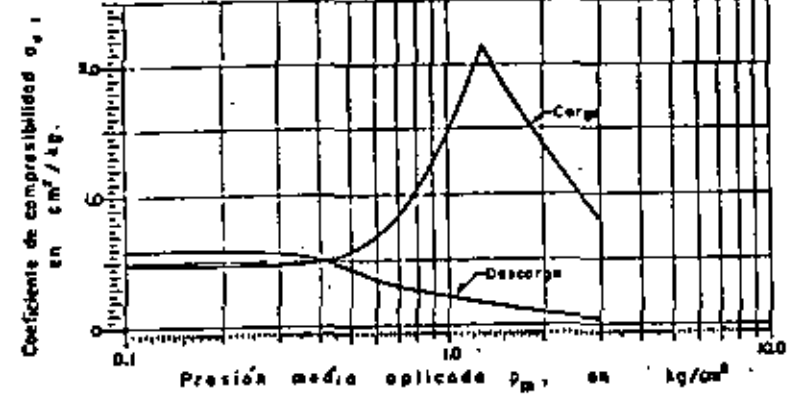
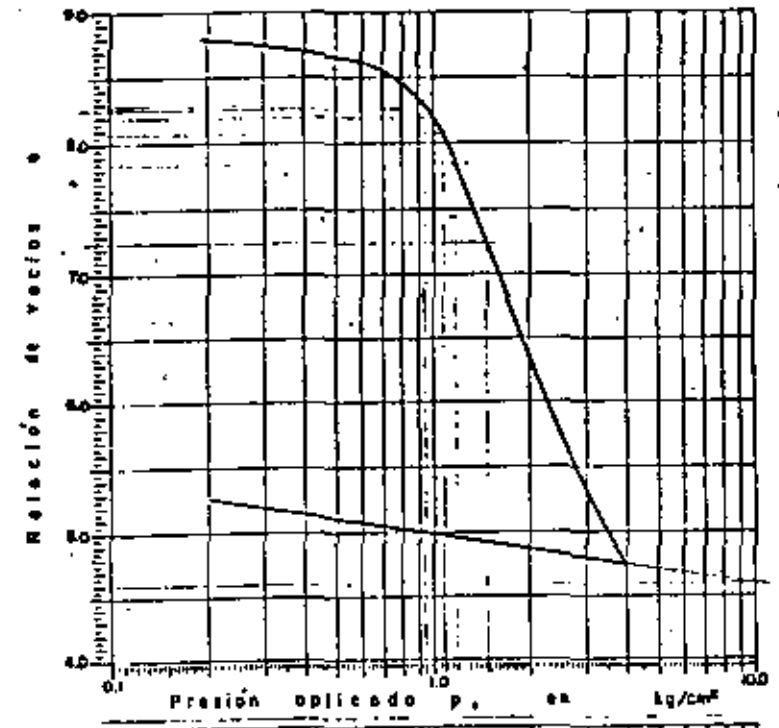


FIG. 5. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

E 20

$P_c = 1.70 \text{ kg/cm}^2$

| BONDED | PROF (m) | S_u | $\frac{S_u}{\sigma_c}$ | σ_c | $\frac{S_u}{\sigma_c}$ |
|--------|----------|-------|------------------------|------------|------------------------|
| SM-1 | 15.85 | 2.37 | 137.6 | 3.28 | 99.4 |

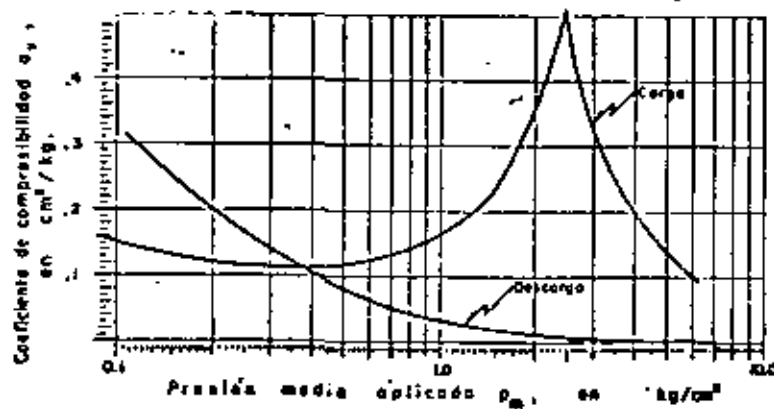
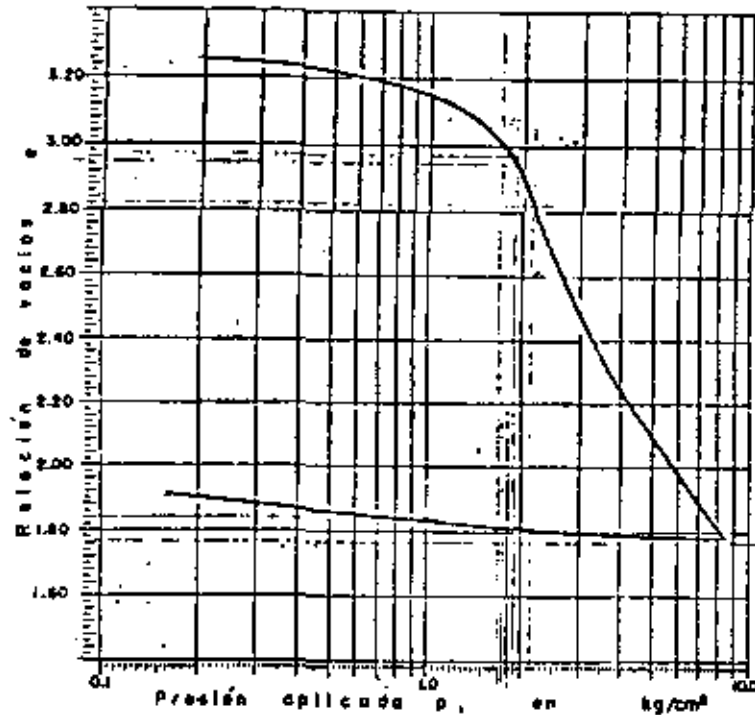


FIG 6. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

E 21

$P_c = 2.10 \text{ kg/cm}^2$

| BONDED | PROF (m) | S_u | $\frac{S_u}{\sigma_c}$ | σ_c | $\frac{S_u}{\sigma_c}$ |
|--------|----------|-------|------------------------|------------|------------------------|
| SM-1 | 20.75 | 2.33 | 287.7 | 6.68 | 100 |

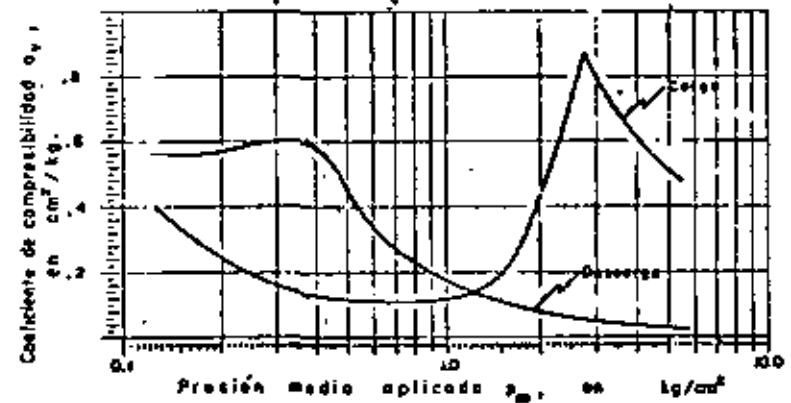
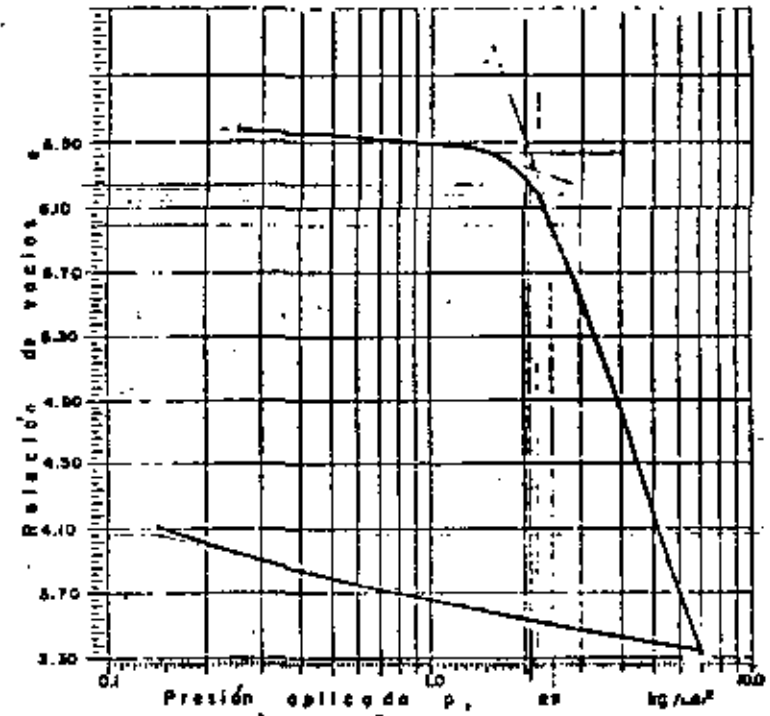


FIG 7. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

E 22

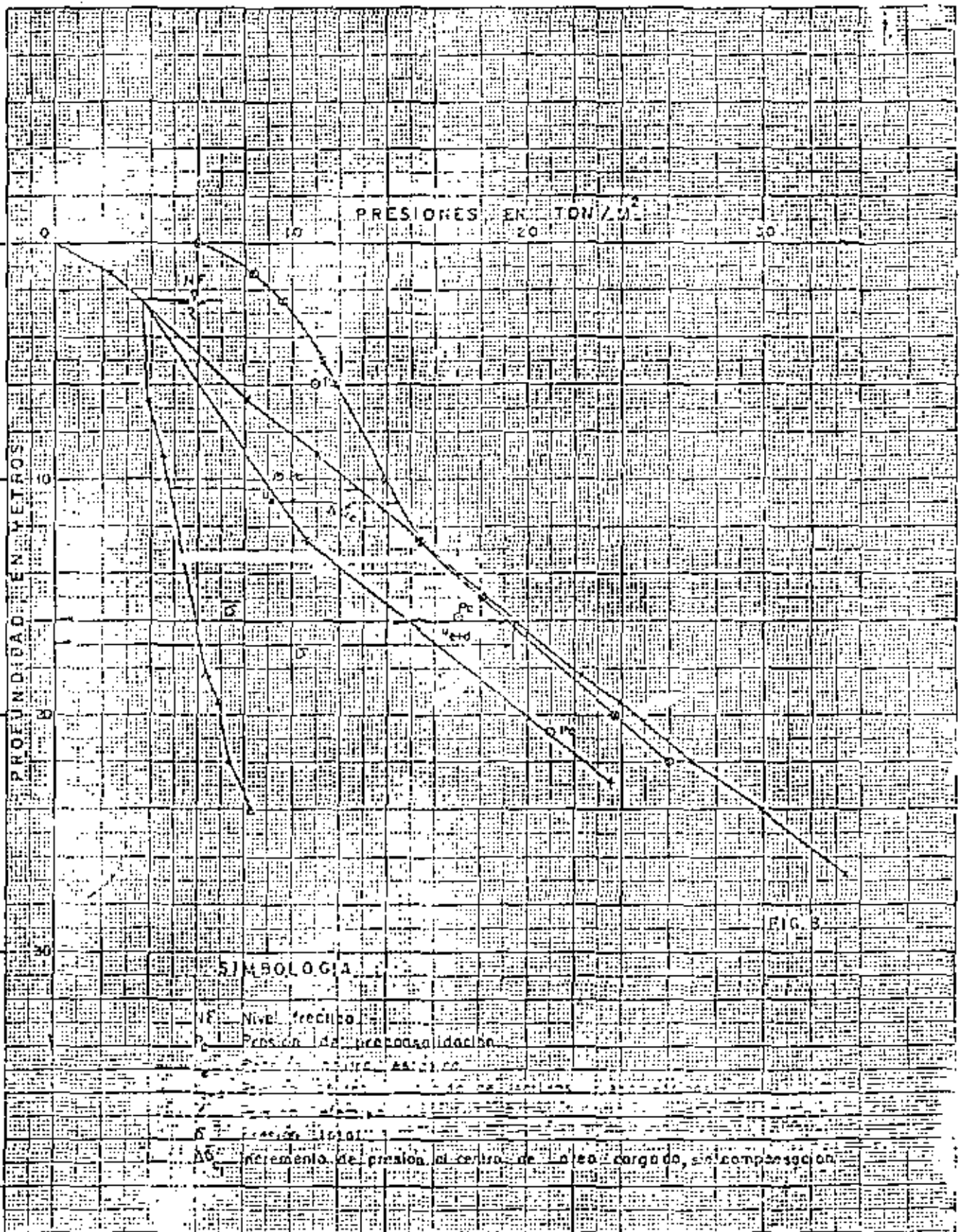
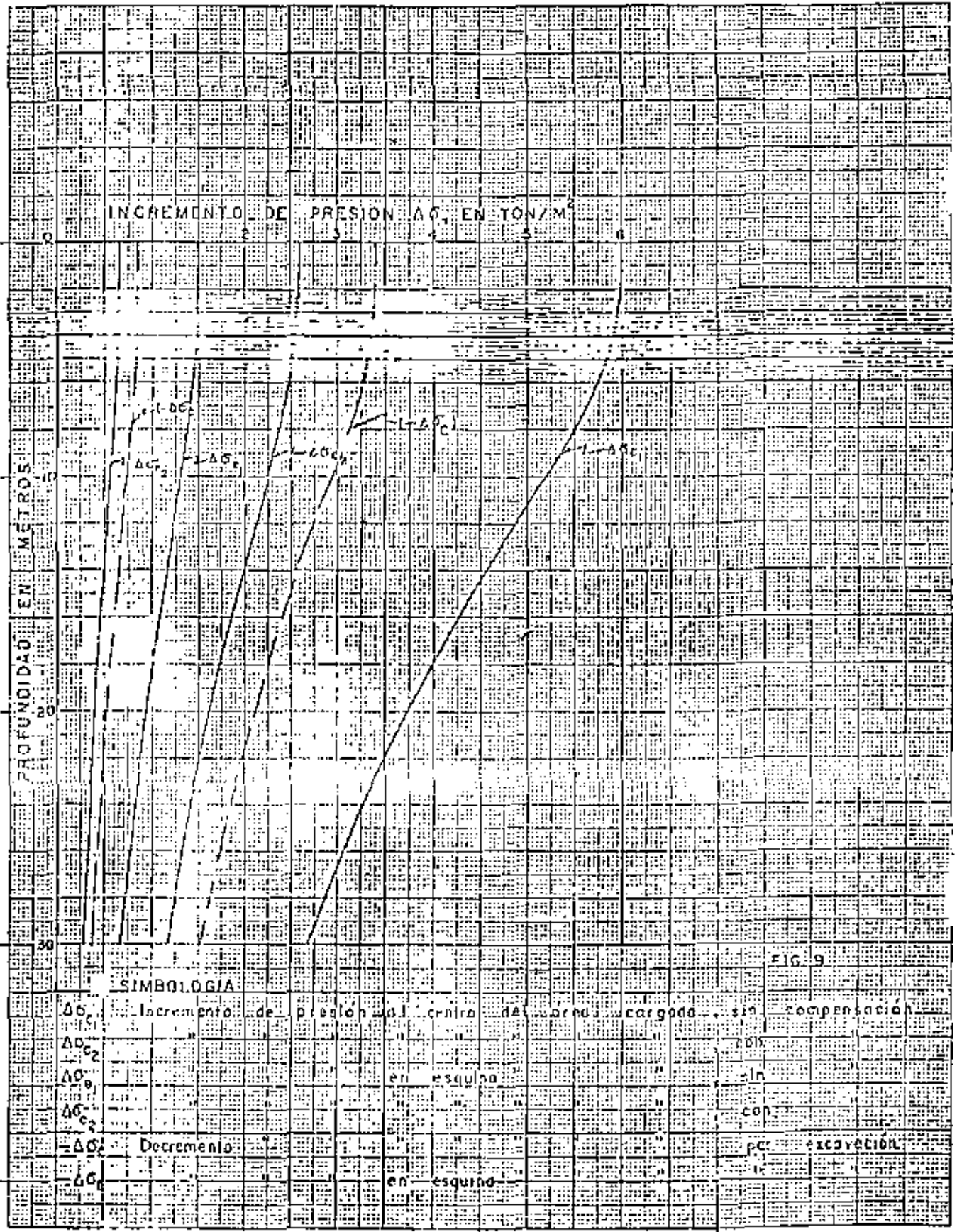


FIG. 3

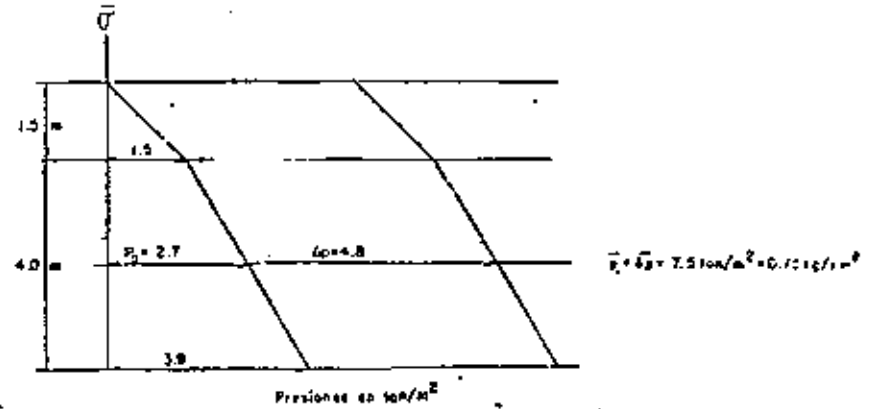
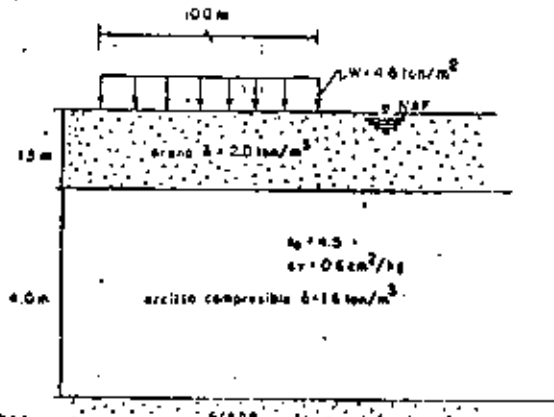
SIMBOLOGIA

- NF Nivel freático
- P Presión de porosidad
- S Presión total
- ΔS Incremento de presión al centro de la carga, sin compensación



EJERCICIO 7

Calcule en que tiempo se presentará el 90% de la consolidación del estrato arcilloso compresible mostrado en la figura, causada por una sobrecarga de 4.8 ton/m^2 uniformemente distribuida en un área flexible de forma cuadrada de 100 m de lado.



SOLUCION

1a. Calcule la presión efectiva (\bar{p}_0) para la profundidad correspondiente a la mitad del estrato compresible ($Z = 3.5 \text{ m}$).

$$\bar{p}_0 = (2.0 - 1.0) 1.5 + (1.6 - 1.0) 2.0$$

$$\bar{p}_0 = 2.7 \text{ ton/m}^2$$

2a. 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.

$$\bar{p}_z = \bar{\Delta p} = 4.8 \text{ ton/m}^2$$

3a. 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 ambos rectos 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: $H_{\text{specimen}} = 2,520 \text{ cm}$

$$t = t_{50} = 570 \text{ seg}$$

$$t_{50} = 0.197 \text{ (para el 50\% de consolidación)}$$

$$H_p = 2,520 - 0.172 \text{ (de curva de consolidación)} = 2,343 \text{ cm}$$

$$H = \frac{H_p}{2} \text{ (por estar drenada por ambas caras)}$$

$$C_v = \frac{0.197 (1,174)^2}{570}$$

$$C_v = 4.76 \times 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{seg}}$$

6a. Calcule el tiempo necesario para que ocurra el 90% de la consolidación

$$H_p = 4 \text{ m, de ahí, } H = 200 \text{ cm}$$

$$t_{90} = \frac{TH^2}{C_v}$$

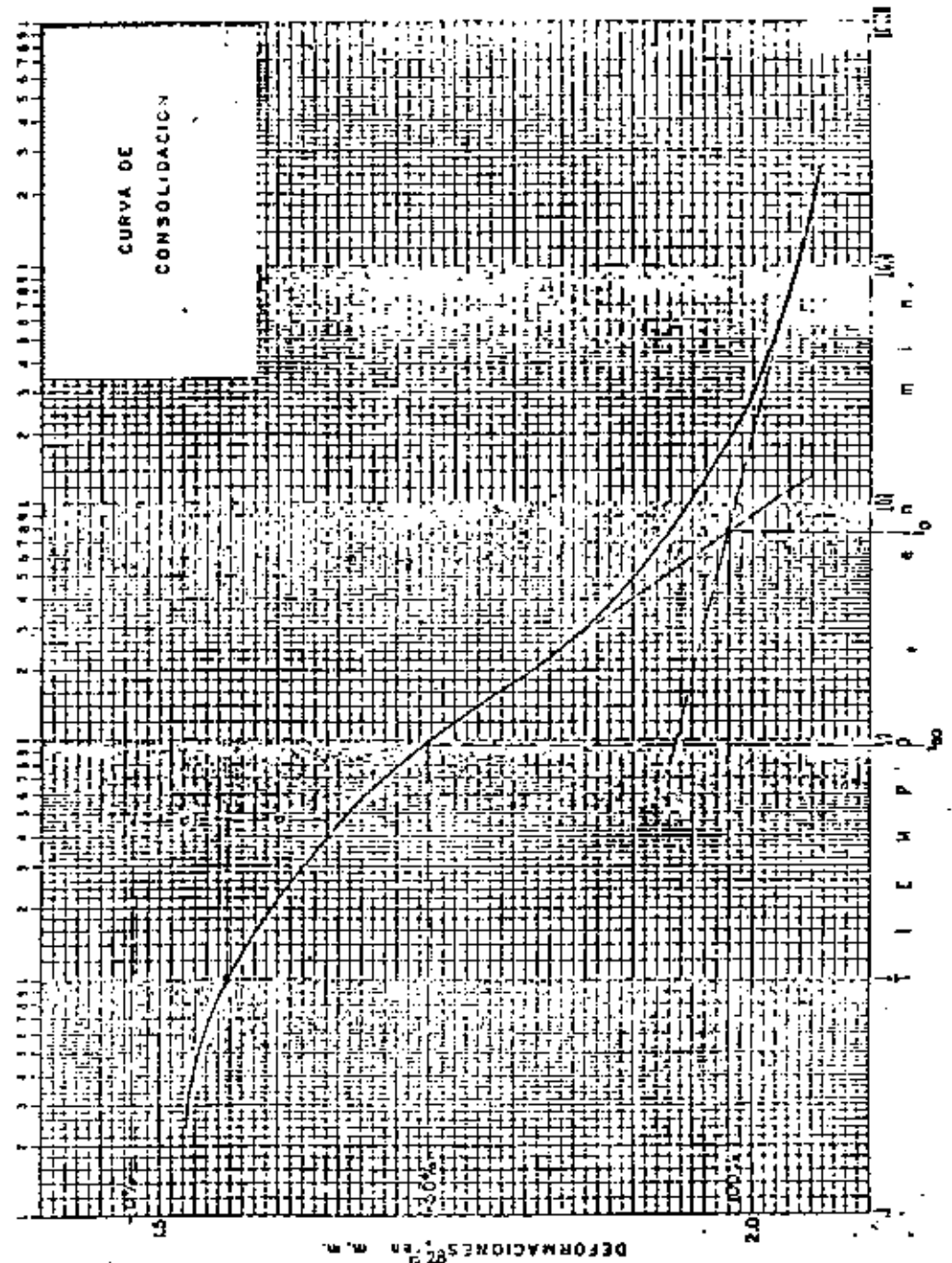
$$t_{90} = \frac{0.848 (200)^2}{4.76 \times 10^{-4}}$$

$$t_{90} = 7.126 \times 10^7 \text{ seg}$$

$$t_{90} = 2.26 \text{ años}$$

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; 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.



EJERCICIO 3

En la figura 1 se presenta una planta de la Laguna Ixtapa, localizada al poniente de Zihuatanejo, Gm., 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 unrelleno 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.

SOLUCIÓN

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 ahí 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.

2o. De las curvas de consolidación (Fig. 3), obténganse los valores de la relación de vacíos al término de la consolidación primaria (e_{100}). Dibójense 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.

3o. 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):

$$C_{\alpha} = 0.0214 e_{100} + 0.0111 \quad (1)$$

4o. Calcúlese el decremento de relación de vacíos que tendrá lugar por el efecto de la consolidación secundaria obrando un tiempo igual al que transcurrió 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:

$$\Delta e = C_{\alpha} (\log_{10} \frac{t_2}{t_1}) \quad (2)$$

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 aplica do en laboratorio, siguiendo el procedimiento tratado en detalle en el ejercicio 6 y tabulado a continuación:

| Incremento | $\bar{\sigma}_1$ | $\bar{\sigma}_f$ | $\bar{\sigma}_{media}$ | $H_{m/2}$ | 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 terrapienes 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 | $\bar{\sigma}_1$ | $\bar{\sigma}_f$ | $\bar{\sigma}_{media}$ | 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) con elideando 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 | $\bar{\sigma}_1$ | $\bar{\sigma}_f$ | e_{100} | C_v | 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:

$$\Delta \sigma = 0.60 \times 1.45 + 1.10 \times 0.90 = 1.90 \text{ ton/m}^2,$$

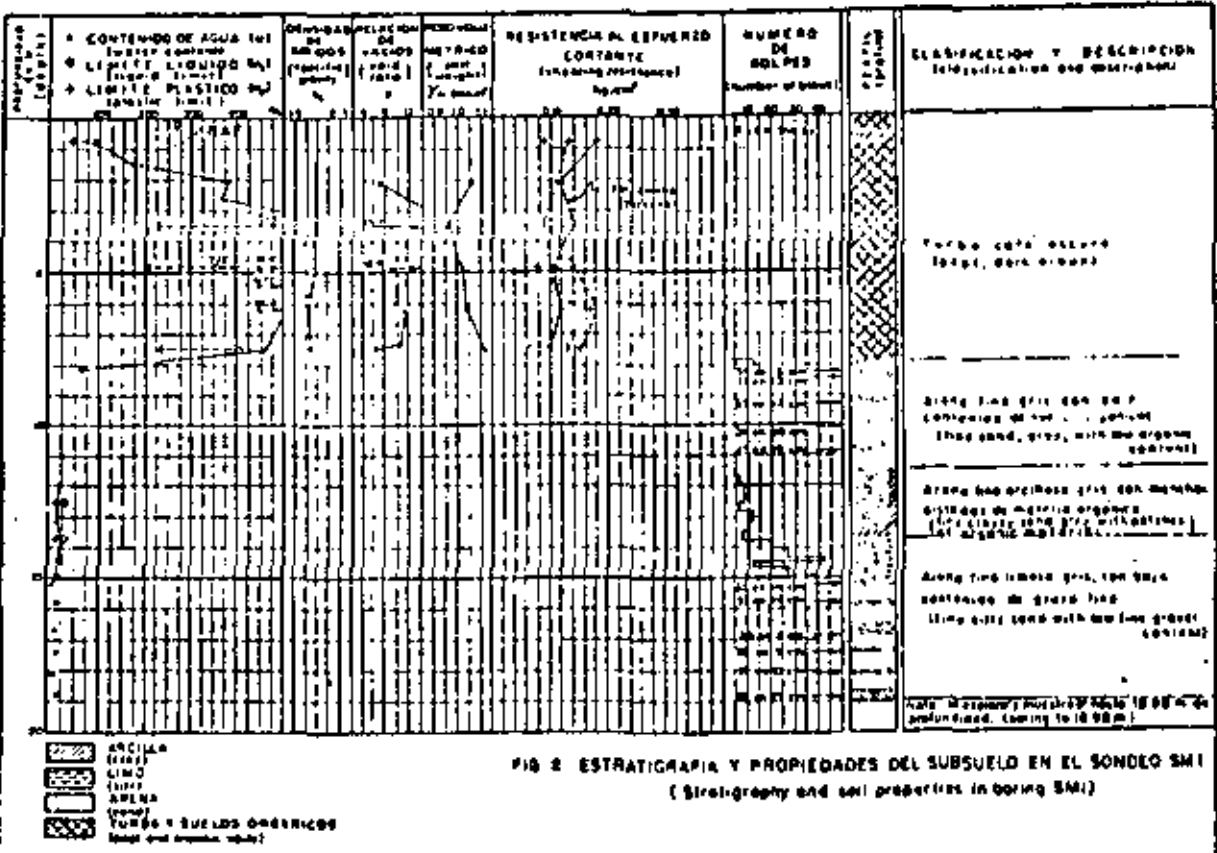
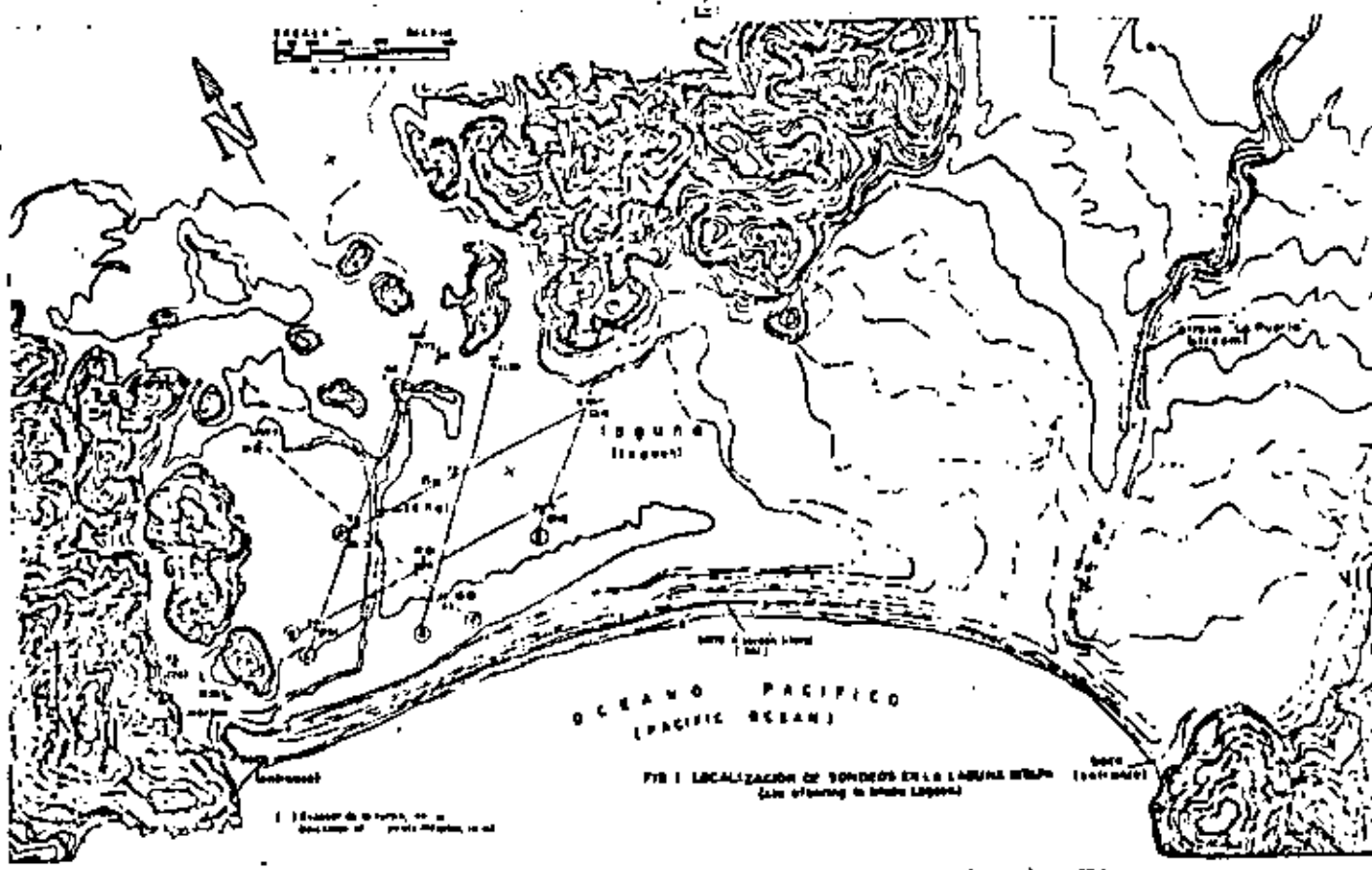
luego entonces el asentamiento real estará comprendido entre los correspondientes a presiones de 2.5 y 1.9 ton/m². Trabajando por tanteos se llega a que considerando una presión final de 2.05 ton/m², que supone un asentamiento total de 1.15 m, se obtiene teóricamente un asentamiento de:

$$H = \frac{e_0 - e_f}{1+e_0} H = \frac{16.8 - 14.18}{1+16.8} 800 = 1.17 \text{ m.}$$

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.



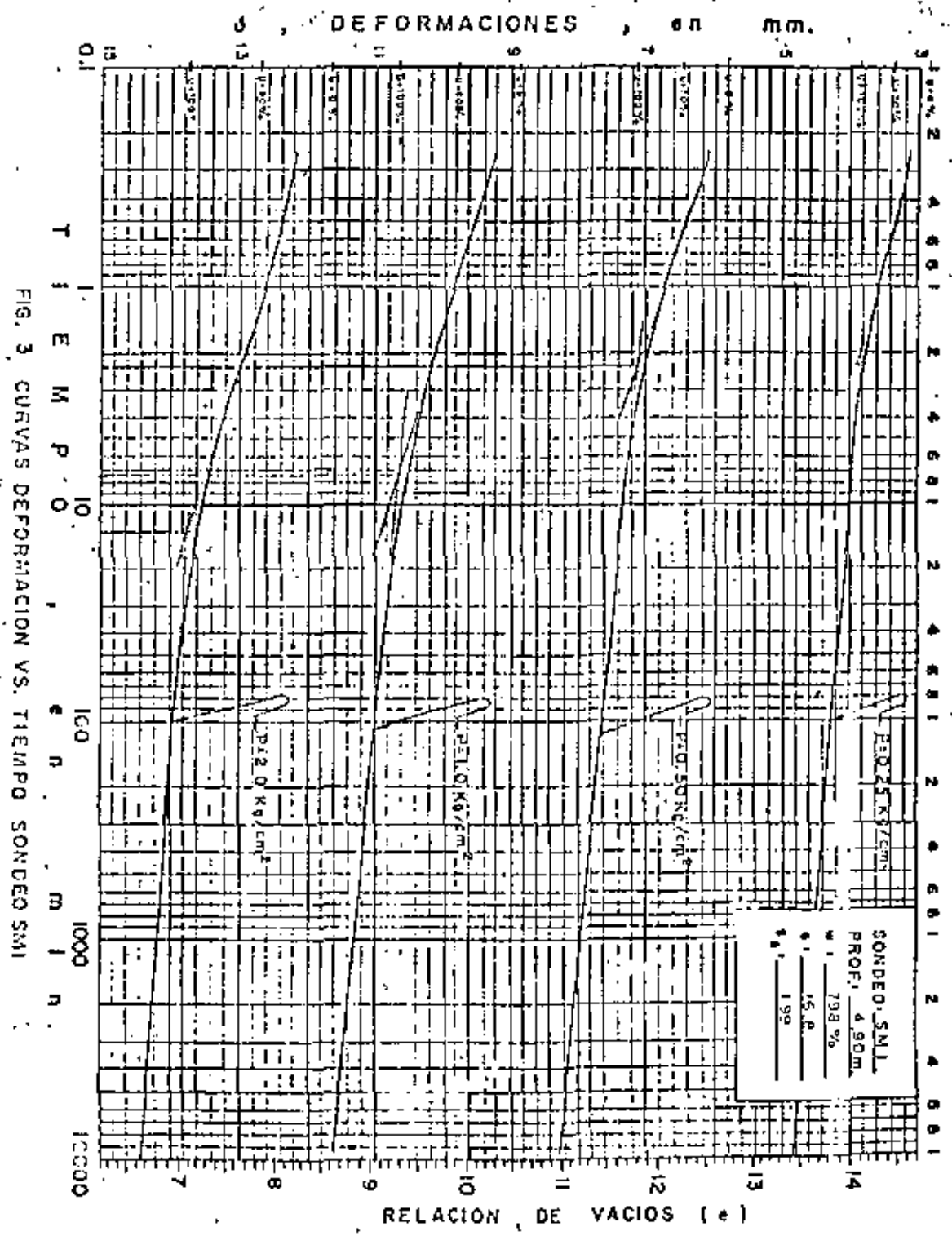


FIG. 3 CURVAS DEFORMACION VS. TIEMPO SONDEO SMI

| SONDEO | PROF (m) | σ_v | σ_h | σ_1 | σ_2 |
|--------|----------|------------|------------|------------|------------|
| SM-1 | 4.90 | 1.99 | 798 | 16.8 | 94.3 |

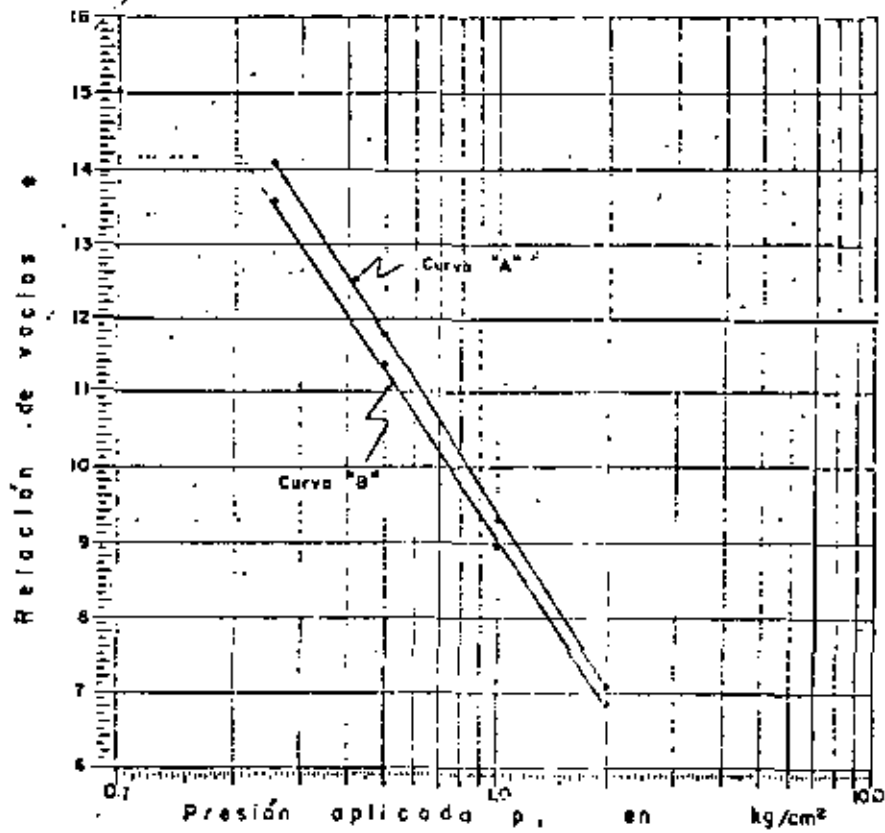


FIG. 4

E 36

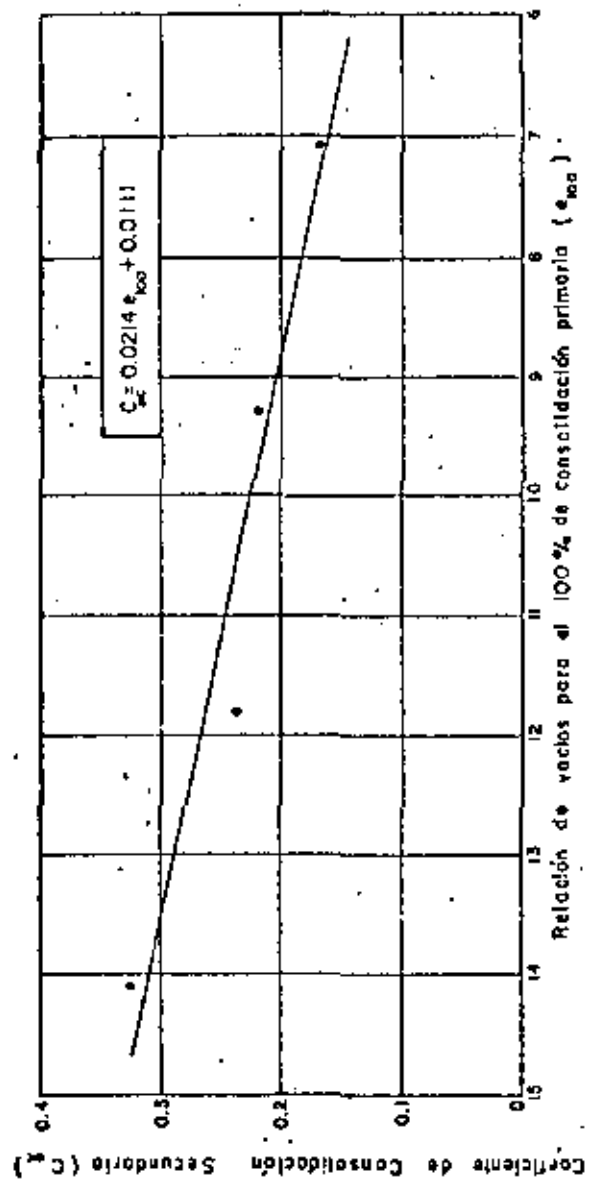


FIG. 5

E 37

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:

$$S_0 = 0.02 (1 - \mu^2) \frac{\Delta p_0}{E} n_0$$

donde:

n_0 , número de cuadros cubiertos en la Gráfica 1 (pág. 35)

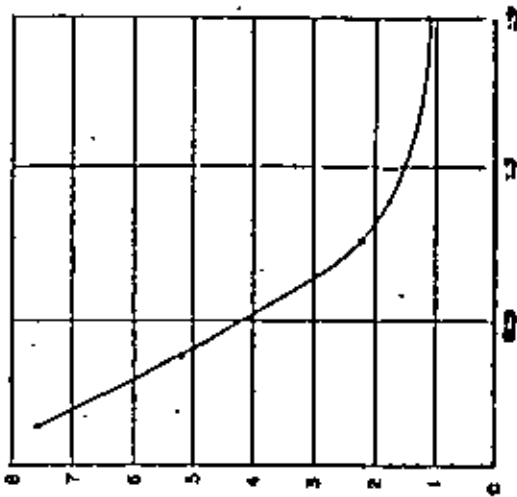
A la profundidad $z' = z - 2$ (en m), la expansión está dada por:

$$S' = 0.01 (1 + \mu) \frac{\Delta p z'}{E} [n' + (1 - 2\mu) n_c]$$

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 $\mu \neq 0.5$).



Presión aplicada en kg/cm²

FIG. 6

Coeficiente de consolidación (Cv) en 10⁻⁵ cm²/seg

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

$$S_0 = 0.02 (1 - 0.5^2) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 248 = 0.066 \text{ m}$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 228 = 0.061 \text{ m}$$

0.005 m = 0.5 cm

En esquina

$$S_0 = 0.02 (1 - 0.5^2) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 124 = 0.033 \text{ m}$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{900} \times 121 = 0.032 \text{ m}$$

0.001 m = 0.1 cm

Expansión Formación Arcillosa Superior

Al centro

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{400} \times 228 = 0.137$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{400} \times 24 = 0.076$$

0.061 m = 6.1 cm

En esquina

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 4.7}{400} \times 121 = 0.073$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{400} \times 16.5 = 0.052$$

0.021 m = 2.1 cm

E 40

Expansión Primera Capa Dura

Al centro

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{1040} \times 24 = 0.029$$

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 32}{1040} \times 15 = 0.024$$

0.005 m = 0.5 cm

En esquina

$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 24.7}{1040} \times 16.5 = 0.020$$

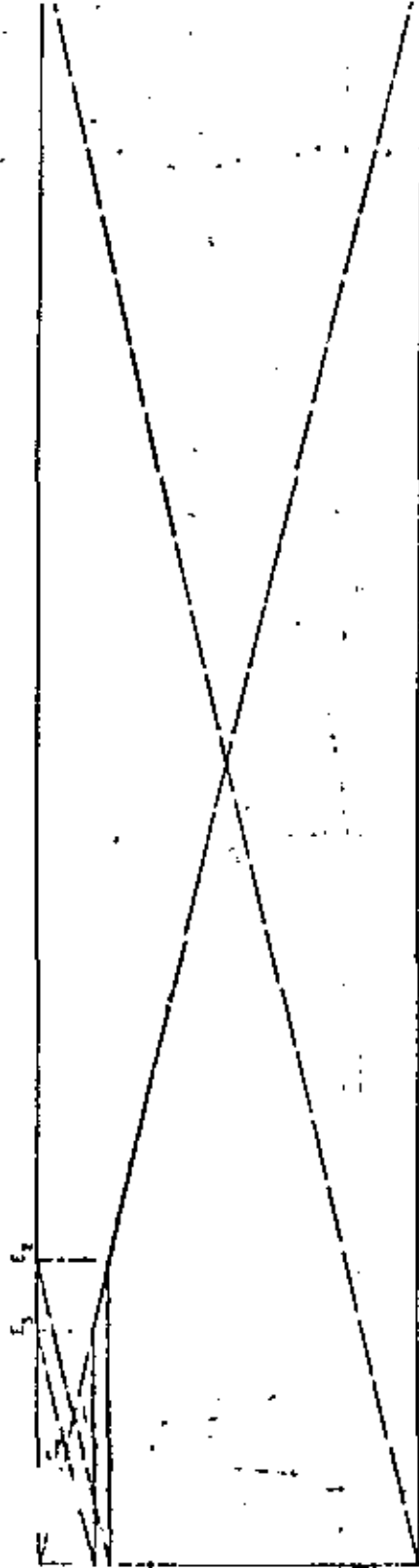
$$S' = 0.01 (1 + 0.5) \frac{3.4 \times 32}{1040} \times 11 = 0.017$$

0.003 m = 0.3 cm

Expansión total al centro = 0.5 + 6.1 + 0.5 = 7.1 cm.

Expansión total en esquina = 0.1 + 2.1 + 0.3 = 2.5 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.



$\sigma_{C1} = 124$
 $\sigma_{C2} = 248$

$\sigma_{C1} = 121$
 $\sigma_{C2} = 226$
 $\sigma_{C3} = 16.5$
 $\sigma_{C4} = 24$
 $\sigma_{C5} = 11$
 $\sigma_{C6} = 15$

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 alojara 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:

$$\Delta H = \sum \Delta H_i$$

$$\Delta H_i = \frac{C_{e_i}}{1+e_{o_i}} \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_i}{\bar{\sigma}_i - \Delta\bar{\sigma}_i}$$

donde:

- ΔH = expansión total, en m
- ΔH_i = expansión del estrato "i", en m
- C_{e_i} = índice de expansibilidad del estrato "i"
- e_{o_i} = relación de vacíos inicial media del estrato "i"
- $\bar{\sigma}_i$ = presión efectiva inicial media en el estrato "i"
- $\Delta\bar{\sigma}_i$ = incremento medio de presión efectiva en el estrato "i"

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 |

$$\Delta H_1 = 4.70 \frac{0.057}{1+2.28} \log_{10} \frac{5.95}{5.95-3.39} = 0.03$$

$$\Delta H_2 = 5.65 \frac{0.39}{1+8.29} \log_{10} \frac{9.40}{9.40-3.17} = 0.04$$

$$\Delta H_3 = 5.95 \frac{0.073}{1+3.01} \log_{10} \frac{17.00}{17.00-2.63} = 0.01$$

$$\Delta H_4 = 2.60 \frac{0.44}{1+6.24} \log_{10} \frac{20.85}{20.85-2.20} = 0.01$$

$$0.09 \approx \underline{0.10 \text{ m}}$$

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 |

$$\Delta H_1 = 4.70 \frac{0.057}{1+2.28} \log_{10} \frac{5.95}{5.95-0.85} = 0.01$$

$$\Delta H_2 = 5.65 \frac{0.39}{1+8.29} \log_{10} \frac{9.40}{9.40-0.79} = 0.01$$

$$\Delta H_3 = 5.95 \frac{0.073}{1+3.01} \log_{10} \frac{17.00}{17.00-0.66} = 0.002$$

$$\Delta H_4 = 2.60 \frac{0.44}{1+6.24} \log_{10} \frac{20.85}{20.85-0.55} = 0.002$$

$$0.024 \approx \underline{0.02 \text{ m}}$$



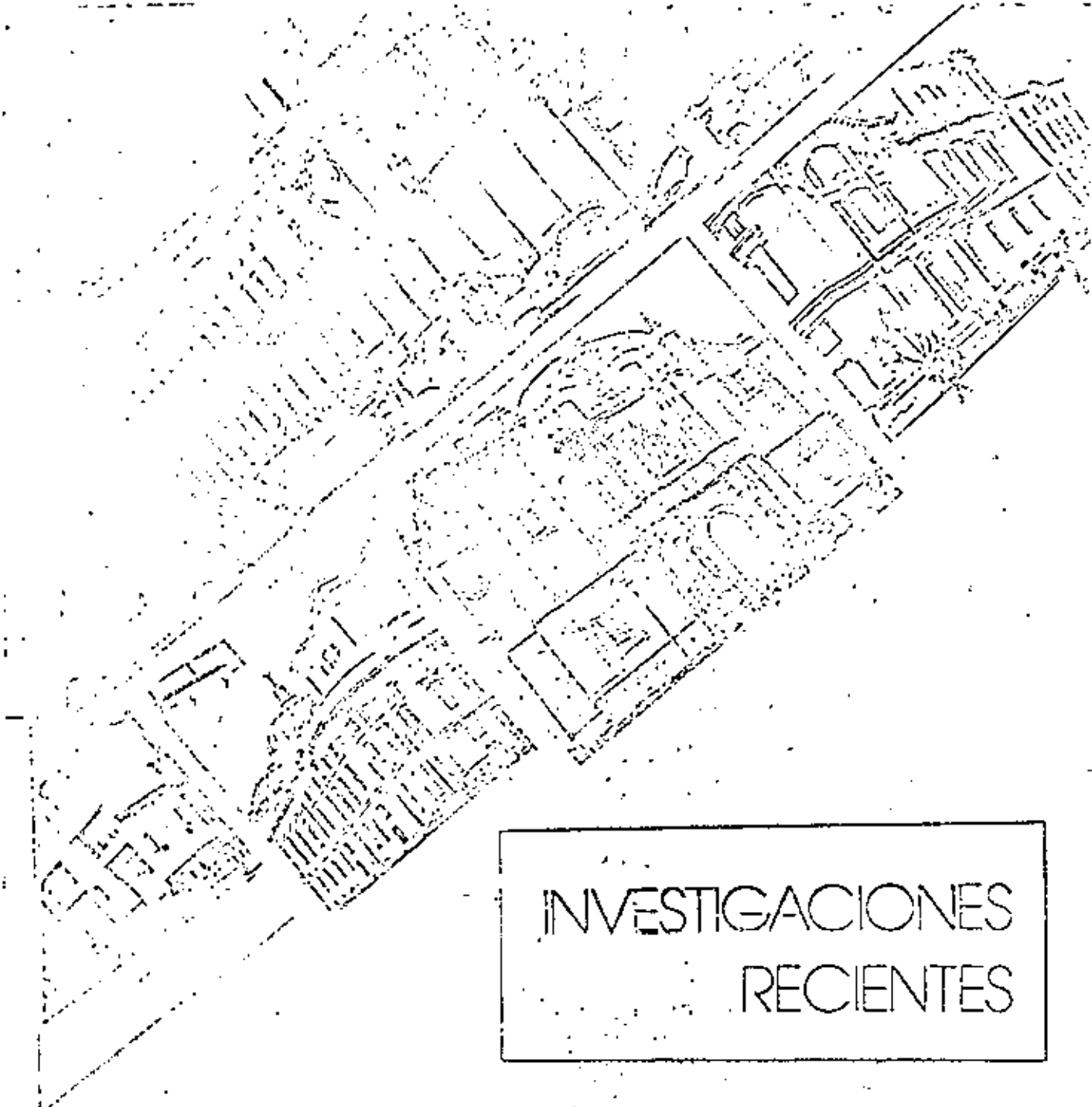
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

INVESTIGACIONES RECIENTES

M. en I. Agustín Domeneghi Colina

JULIO, 1981



INVESTIGACIONES RECIENTES

Un Método para el Análisis
Conjunto de la Estructura y el Suelo

Ing. Agustín Doméneghi *

* Profesor de la Facultad de Ingeniería, UNAM

1. INTRODUCCION

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 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 este 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 incorporarlas 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 contrarribes 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 puntales de los traveses, 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, obtenemos 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 cruzla i , continuaremos con la determinación de la deflexión ξ_j a la mitad de la cruzla i y terminaremos con la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales en cada 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 (Luthé; 1971):

$$M(i,j)(i+1,j) = M^0(i,j)(i+1,j) + 2K_{i,j} \psi_{i,j} + K_{i,j} \psi_{i+1,j}$$

$$\psi_{i+1,j} = 6 \frac{K_{i,j}}{l_j} \delta_i + 6 \frac{K_{i,j}}{l_j} \delta_{i+1} \quad (1)$$

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)

$M^0(i,j)(i+1,j)$ = momento de empotramiento sobre el nudo i,j , debido a la trabe $(i,j)-(i+1,j)$, (trabe i,j , Fig. 2)

$$K_{i,j} = \frac{(EI)_{i,j}}{l_j} = \text{rigidez de la trabe } i,j$$

$$\psi_{i,j} = 2\theta_{i,j} = \text{doble giro en el nudo } i,j$$

$$\psi_{i+1,j} = 2\theta_{i+1,j} = \text{doble giro en el nudo } i+1,j$$

$$\theta_{i,j} = \text{giro en el nudo } i,j$$

$$\theta_{i+1,j} = \text{giro en el nudo } i+1,j$$

El momento sobre el nudo i,j debido a la trabe $(i-1,j)$, (Fig. 2), valdrá:

$$M(i,j)(i-1,j) = M^0(i,j)(i-1,j) + 2K_{i-1,j} \psi_{i,j} + K_{i-1,j} \psi_{i-1,j}$$

$$\psi_{i-1,j} = 6 \frac{K_{i-1,j}}{l_{j-1}} \delta_{i-1} + 6 \frac{K_{i-1,j}}{l_{j-1}} \delta_i \quad (2)$$

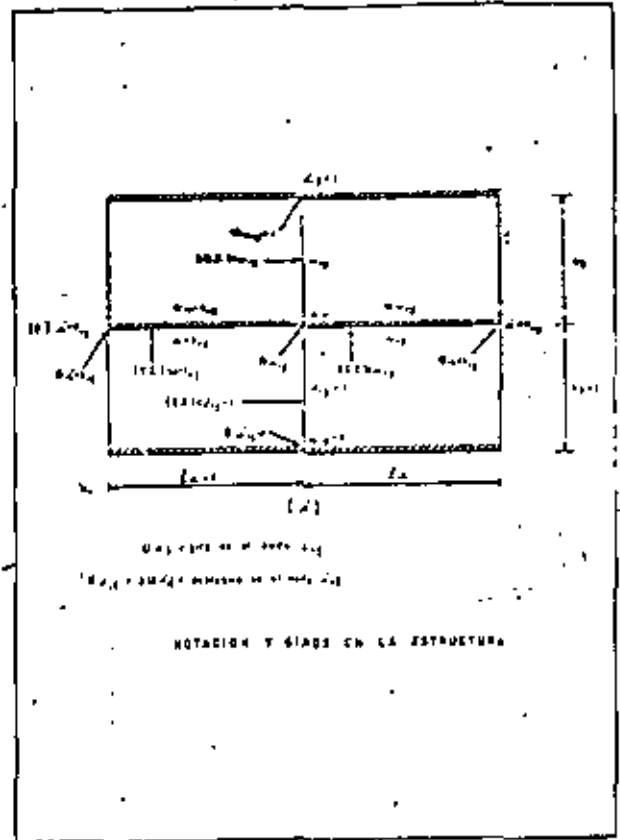


Figura 2

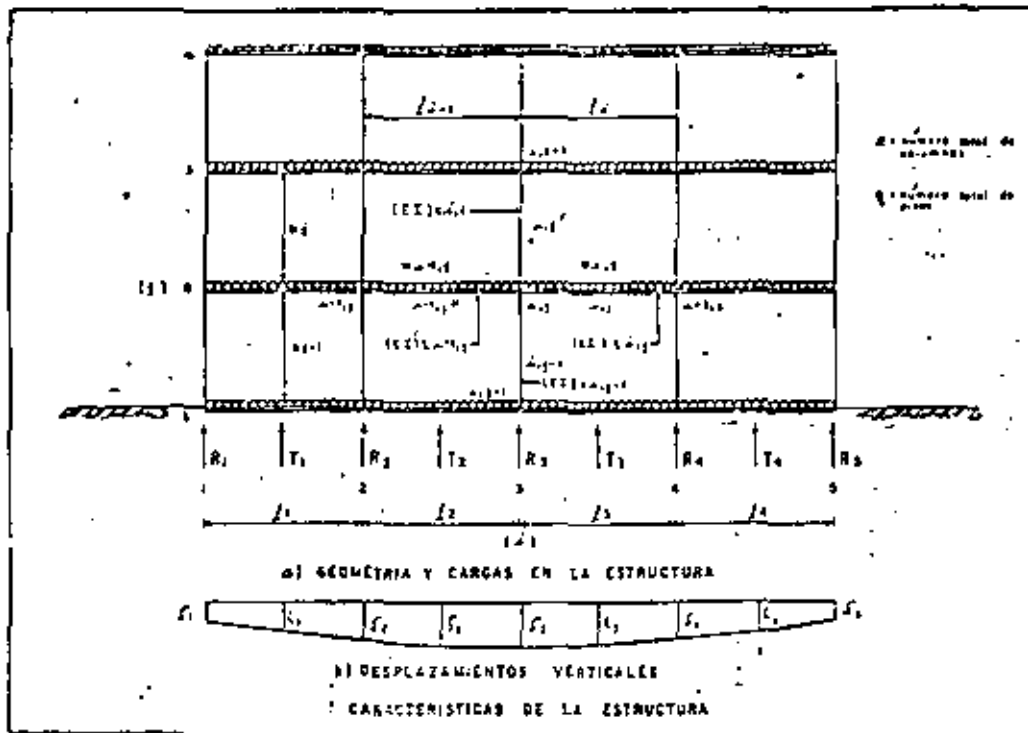


Figura 1

los momentos sobre los nudos i, j debidos a las cargas $W_{i,j}$ y $T_{i,j}$ serán:

$$M_{i,j}(i,j+1) = M^0_{i,j}(i,j+1) + 2K_{c_{i,j}}\psi_{i,j} + K_{c_{i,j}}\psi_{i,j+1} - \frac{6K_{c_{i,j}}}{h_{j-1}}\delta_{j-1} + 6\frac{K_{c_{i,j}}}{h_j}\delta_{j+1} \quad (3)$$

$$M_{i,j}(i,j-1) = M^0_{i,j}(i,j-1) + 2K_{c_{i,j-1}}\psi_{i,j} + K_{c_{i,j-1}}\psi_{i,j-1}$$

$$\psi_{i,j-1} - 6\frac{K_{c_{i,j-1}}}{h_{j-1}}\delta_{j-1} + 6\frac{K_{c_{i,j-1}}}{h_j}\delta_j \quad (4)$$

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):

$$M^0_{i,1}(i,1+1) = \frac{W_{i,1}l_i^2}{12} - \frac{T_{i,1}l_i}{8} \quad (5)$$

$$M^0_{i,1}(i,1-1) = -\frac{W_{i-1,1}l_{i-1}^2}{12} - \frac{T_{i-1,1}l_{i-1}}{8} \quad (6)$$

donde $W_{i,1}$ = carga por unidad de longitud en la trabe $i,1$.

Para el resto de los niveles ($j > 1$, Fig. 2):

$$M^0_{i,j}(i,j+1) = \frac{W_{i,j}l_j^2}{12} \quad (7)$$

$$M^0_{i,j}(i,j-1) = -\frac{W_{i-1,j}l_{j-1}^2}{12} \quad (8)$$

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:

$$M^0_{i,j}(i,j+1) = M^0_{i,j}(i,j-1) = 0 \quad (9)$$

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:

$$\delta_{j-1} = \delta_j = \delta_{j+1} = 0 \quad (10)$$

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 ($j=1$):

$$M_{i,1}(i,1+1) = \frac{W_{i,1}l_i^2}{12} - \frac{T_{i,1}l_i}{8} + 2K_{t_{i,1}}\psi_{i,1} + K_{t_{i,1}}\psi_{i,1+1} + \psi_{i+1,1} - 6\frac{K_{t_{i,1}}}{l_i}\delta_1 + 6\frac{K_{t_{i,1}}}{l_j}\delta_{j+1} \quad (11)$$

$$M_{i,1}(i,1-1) = -\frac{W_{i-1,1}l_{i-1}^2}{12} + \frac{T_{i-1,1}l_{i-1}}{8} + 2K_{t_{i-1,1}}\psi_{i-1,1} + K_{t_{i-1,1}}\psi_{i-1,1-1} - 6\frac{K_{t_{i-1,1}}}{l_{i-1}}\delta_{i-1} + 6\frac{K_{t_{i-1,1}}}{l_{j-1}}\delta_j \quad (12)$$

Para el resto de los niveles ($j > 1$):

$$M_{i,j}(i,j+1) = \frac{W_{i,j}l_j^2}{12} + 2K_{t_{i,j}}\psi_{i,j} + K_{t_{i,j}}\psi_{i+1,j} - 6\frac{K_{t_{i,j}}}{l_j}\delta_j + 6\frac{K_{t_{i,j}}}{l_j}\delta_{j+1} \quad (13)$$

$$M_{(i,j)(i-1,j)} = -\frac{W_{i-1,j} l_{i-1}^2}{12} + 2K_{t_{i-1,j}} \psi_{i,j} + K_{t_{i-1,j}} \psi_{i-1,j} - 6\frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + 6\frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} \delta_i \quad (14)$$

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:

$$K_{t_{i-1,j}} \psi_{i-1,j} + 2K_{t_{i,j}} \psi_{i,j} + K_{t_{i,j}} \psi_{i+1,j} + K_{c_{i,j}} \psi_{i,j+1} - 6\frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + 6\left(\frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} - \frac{K_{t_{i,j}}}{l_i}\right) \delta_i + 6\frac{K_{t_{i,j}}}{l_i} \delta_{i+1} + \frac{l_{i-1}}{8} T_{i-1} - \frac{l_i}{8} T_i = \frac{W_{i-1,j} l_{i-1}^2 - W_{i,j} l_i^2}{12} \quad (18)$$

(Primer nivel, $j=1$)

en donde:

$$K_{i,j} = \text{rigidez del nudo } i,j = K_{t_{i-1,j}} + K_{t_{i,j}} + K_{c_{i,j}} + K_{c_{i,j-1}}$$

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 ($j > 1$):

$$K_{t_{i-1,j}} \psi_{i-1,j} + 2K_{t_{i,j}} \psi_{i,j} + K_{t_{i,j}} \psi_{i+1,j} + K_{c_{i,j-1}} \psi_{i,j-1} + K_{c_{i,j}} \psi_{i,j+1} - 6\frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} \delta_{i-1} + 6\left(\frac{K_{t_{i-1,j}}}{l_{i-1}} - \frac{K_{t_{i,j}}}{l_i}\right) \delta_i + 6\frac{K_{t_{i,j}}}{l_i} \delta_{i+1} = \frac{W_{i-1,j} l_{i-1}^2 - W_{i,j} l_i^2}{12} \quad (19)$$

$j > 1$

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 cruzija i

En la cruzija i se debe cumplir que las fuerzas cortantes en las trabes 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 cruzija i :

$$3 \sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \psi_{i,j} + 3 \sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \psi_{i+1,j} - \frac{12}{l_i} \left(\sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \right) \delta_i + \frac{12}{l_i} \left(\sum_{j=1}^q K_{t_{i,j}} \right) \delta_{i+1} - l_i \sum_{k=1}^q R_k - l_i \sum_{k=1}^{i-1} T_k =$$

$$\frac{l_i}{2} T_i = -l_i \sum_{k=1}^{i-1} \sum_{j=1}^q W_{k,j} l_k - \frac{l_i^2}{2} \sum_{j=1}^q W_{i,j} \quad (21)$$

3.3 Obtención del desplazamiento ξ_i en la cimentación, a la mitad de la cruzija i (Figs. 1 y 3).

Nos falta encontrar ecuaciones que relacionen los desplazamientos ξ_i a la mitad de la cruzija i en el primer nivel de piso ($j=1$), con los doblegiros en los extremos de la barra $\psi_{i,j}$, $\psi_{i+1,j}$, con los desplazamientos δ_j y δ_{j+1} bajo las columnas y con la fuerza a la mitad de la cruzija T_j (Fig. 3). Para esto emplearemos el segundo teorema de la viga conjugada: las cargas sobre la barra i,j se muestran en la Fig. 3a, el diagrama de momento 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 cruzija i , obtenemos la siguiente expresión, en la cual tenemos relacionados doblegiros, desplazamientos y cargas:

$$l_i \psi_{i,j} - l_i \psi_{i+1,j} - 8\delta_j - 8\delta_{j+1} + 16\xi_i +$$

$$\frac{l_i^3}{12(EI)_{i,j}} T_i =$$

$$\frac{1}{24} \frac{W_{i,j} l_i^3}{(EI)_{i,j}}$$

pero:

$$K_{i,j} = \frac{(EI)_{i,j}}{l_i}$$

$$\therefore l_i \psi_{i,j} - l_i \psi_{i+1,j} - 8\delta_j - 8\delta_{j+1} + 16\xi_i + \frac{l_i^3}{12(EI)_{i,j}} T_i =$$

$$T_i = \frac{1}{24} \frac{W_{i,j} l_i^3}{K_{i,j}} \quad (22)$$

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 doblegiros $\psi_{i,j}$, los desplazamientos bajo las columnas δ_j , los desplazamientos bajo la mitad de las cruzijas 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_i y T_i (Fig. 1). Para esto, haremos un cambio de notación, llamando Q_j a las fuerzas y ξ_i a los desplazamientos (Fig. 4). Se puede ver que el cambio de variable está dado por:

$$\delta_j = \xi_{2j-1} ; \xi_i = \xi_{2i}$$

$$i = 1, 2, \dots, n$$

$$R_i = Q_{2i-1} ; T_i = Q_{2i}$$

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 Q_j , es decir, la deformación del "cuadro" i,j , debida a una carga

colocada en r , Q_r , valdrá:

$$\epsilon_{(i,j)r} = m_{v_{i,j}} H_j (\Delta T)_{(i,j)r}$$

en donde:

$\epsilon_{(i,j)r}$ = 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 .

Poró:

$$(\Delta T)_{(i,j)r} = I_{(i,j)r} \frac{Q_r}{a_r}$$

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:

$$\epsilon_{i,j} = m_{v_{i,j}} H_j \sum_{r=1}^m I_{(i,j)r} \frac{Q_r}{a_r}$$

en donde:

m = número de cargas aplicadas en la superficie (Fig. 4)

$$m = 2n - 1$$

Ahora bien, el hundimiento bajo el punto i valdrá:

$$\xi_i = \sum_{j=1}^p \epsilon_{i,j}$$

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 sub suelo

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 ζ_i [notación en la estructura, Fig. 1], empleamos las siguientes transformaciones:

$$R_i = Q_{2i-1} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (25)$$

$$T_i = Q_{2i}$$

$$\delta_i = \xi_{2i-1} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (26)$$

$$\zeta_i = \xi_{2i}$$

De esta manera, los hundimientos del terreno δ_i y ζ_i quedarán en función lineal de las reacciones R_i y T_i .

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 doblegiros en los nudos i,j y las reacciones R_i y T_i . 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 doblegiros y las reacciones. Utilizando las Ecs. 24 a 26, ya conocidos R_i y T_i , se pueden también determinar los hundimientos del terreno.

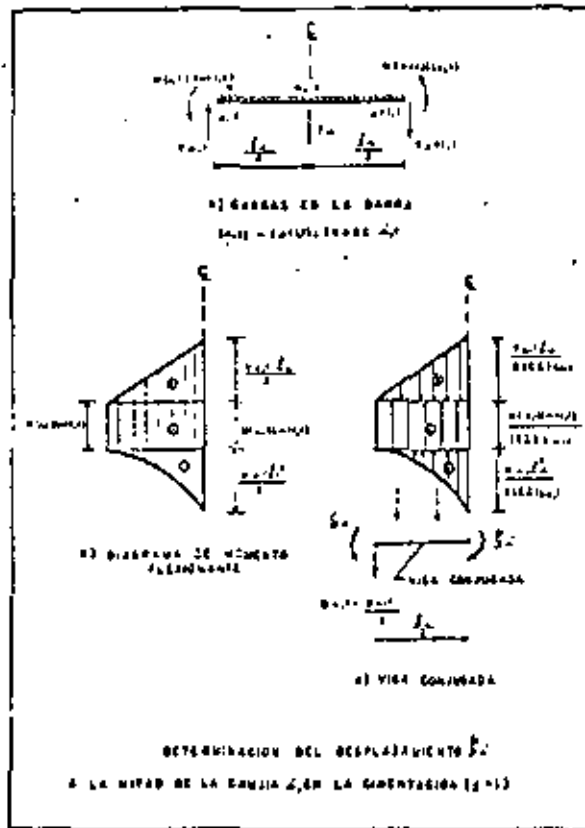


Figura 3

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 $l_{i,j}$; alturas de columnas h_j), las cargas actuantes sobre ella $w_{i,j}$ y las rigideces de traveses y columnas

$$(EI)_{t_{i,j}}, (EI)_{c_{j,j}}, K_{t_{i,j}} = \frac{(EI)_{t_{i,j}}}{l_{i,j}}$$

$$K_{c_{j,j}} = \frac{(EI)_{c_{j,j}}}{h_j}, \text{ Fig. 1.}$$

b) Emplear la Ec. 18 para el primer nivel ($j = 1$) y la Ec. 19 para el resto de los niveles ($j > 1$), 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 cruzía i , para todas las cruzías de la estructura, haciendo variar i desde 1 hasta $n-1$.

d) Aplicar la Ec. 22, que relaciona los desplazamientos δ_i a la mitad de la cruzía i con los doblegidos.

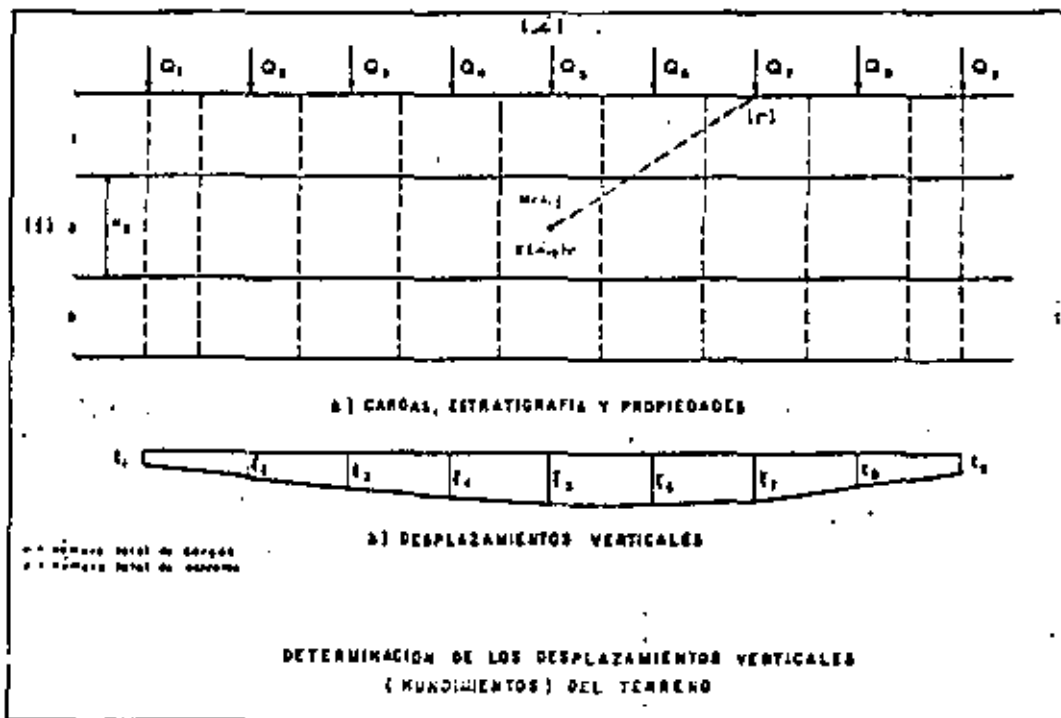


Figura 4

los desplazamientos δ_i y δ_{i+1} y la reacción T_i , para todas las crujeas de la estructura, variando i desde 1 hasta $n-1$.

- e) Usar la Ec. 23 de equilibrio de fuerzas verticales.
- f) Emplear la Ec. 24 para obtener los hundimientos del terreno ξ_i en función de las cargas Q_i (Fig. 4).
- g) Hacer el cambio de variables para volver a la notación de la estructura, aplicando las Ecs. 25 y 26.
- h) Sustituir las ecuaciones que nos relacionan δ_i^e y ξ_i con R_i y T_i 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 doblegros $\theta_{i,j}$ y las reacciones R_i y T_i .
- i) Resolver el sistema de ecuaciones anterior, con lo que conoceremos los valores de los doblegros $\theta_{i,j}$ y las reacciones R_i y T_i .
- j) 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 doblegros, 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.

6. COMENTARIOS

- a) Se ha presentado un método para realizar el análisis conjunto de la estructura y el suelo, el cual se puede aplicar sobre todo al cálculo de edificios sobre suelos compresibles.
- b) 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.
- c) 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. ■



**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 Demeneghi Colina

JULIO, 1981

Agustín Denéneghi *

1. Introducción

En un artículo publicado previamente (Denéneghi 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 contratraves de concreto armado; se recomendaba sustituir el diagrama de reacción del terreno por cargas concentradas bajo las columnas y bajo los puntos medios de las contratraves, 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_i y T_i como incógnitas; al efectuar el cálculo de hundimientos se obtenían los desplazamientos δ_i y ξ_i en función de las reacciones R_i y T_i , 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_i y T_i . 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.

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. 2)

$$K_{t, i, j} = \frac{(EI)_t}{l_i} = \text{rigidez de la trabe } i, j$$

$$K_{c, i, j} = \frac{(EI)_c}{h_j} = \text{rigidez de la columna } i, j$$

E = módulo de elasticidad de trabe o columna.

I = momento de inercia de trabe o columna

l_i = longitud de la trabe i

h_j = altura de la columna j

$$\theta_{i, j} = 2 \theta_{i, j} = \text{doble giro en el nudo } i, j \text{ (Fig. 3)}$$

Haciendo que se cumpla la condición de equilibrio de momentos en el nudo i, j (Luthe 1971, Figs. 2 y 3):

* Profesor del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Para el primer nivel (cimentación, $j = 1$):

$$\begin{aligned}
 & K_{t_{i,1}} \phi_{i-1,1} + 2 K_{i,1} \phi_{i,1} + K_{t_{i,1}} \phi_{i+1,1} + K_{c_{i,1}} \phi_{i,2} \\
 & - 6 \frac{K_{t_{i,1}}}{l_i} \delta_{i-1} + 6 \left(\frac{K_{t_{i,1}}}{l_{i-1}} - \frac{K_{t_{i,1}}}{l_i} \right) \delta_i + 6 \frac{K_{t_{i,1}}}{l_i} \delta_{i+1} \\
 & + \frac{13}{3072} l_{i-1}^2 r_{i-1} + \frac{67}{3072} (l_{i-1}^2 - l_i^2) r_i - \frac{13}{3072} l_i^2 r_{i+1} + \frac{11}{142} l_{i-1}^2 t_{i-1} \\
 & - \frac{11}{142} l_i^2 t_i = \frac{w_{i-1,1} l_{i-1}^2 - w_{i,1} l_i^2}{12} \quad (1)
 \end{aligned}$$

en donde: $K_{i,1}$ = rigidez del nudo $i,1 = K_{t_{i-1,1}} + K_{t_{i,1}} + K_{c_{i,1}}$

Para el resto de los niveles ($j > 1$):

$$\begin{aligned}
 & K_{t_{i,j}} \phi_{i-1,j} + 2 K_{i,j} \phi_{i,j} + K_{t_{i,j}} \phi_{i+1,j} + K_{c_{i,j-1}} \phi_{i,j-1} \\
 & + K_{c_{i,j}} \phi_{i,j+1} - 6 \frac{K_{t_{i,j}}}{l_i} \delta_{i-1} + 6 \left(\frac{K_{t_{i,j}}}{l_{i-1}} - \frac{K_{t_{i,j}}}{l_i} \right) \delta_i \\
 & + 6 \frac{K_{t_{i,j}}}{l_i} \delta_{i+1} = \frac{w_{i-1,j} l_{i-1}^2 - w_{i,j} l_i^2}{12} \quad (2)
 \end{aligned}$$

siendo: $K_{i,j}$ = rigidez del nudo $i,j = K_{t_{i-1,j}} + K_{t_{i,j}} + K_{c_{i,j}} + K_{c_{i,j-1}}$

Estableciendo la condición de equilibrio de fuerzas cortantes en el entre-eje i (Luthe 1971, Fig. 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 $i > 1$:

$$\begin{aligned}
 & 3 \sum_{j=i}^q K_{t_{i,j}} \phi_{i,j} + 3 \sum_{j=i}^q K_{t_{i,j}} \phi_{i+1,j} - \frac{12}{l_i} \left(\sum_{j=i}^q K_{t_{i,j}} \right) \delta_i \\
 & + \frac{12}{l_i} \left(\sum_{j=i}^q K_{t_{i,j}} \right) \delta_{i+1} - \frac{l_i l_i}{4} r_i - \frac{l_i}{4} \sum_{k=2}^{i-1} (l_{k-1} + l_k) r_k \\
 & - \left(\frac{l_{i-1} l_i}{4} + \frac{121}{512} l_i^2 \right) r_i - \frac{7}{512} l_i^2 r_{i+1} - \frac{l_i}{2} \sum_{k=1}^{i-1} l_k t_k - \frac{l_i^2}{4} t_i \\
 & = - l_i \sum_{k=1}^{i-1} l_k \sum_{j=1}^q w_{k,j} - \frac{l_i^2}{2} \sum_{j=1}^q w_{i,j} \quad (4)
 \end{aligned}$$

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:

$$\begin{aligned}
 & K_{t,i}^2 \phi_{i,i} - K_{t,i} \phi_{i,i+1} - 8 \frac{K_{t,i}}{l_i} s_i - 8 \frac{K_{t,i}}{l_i} s_{i+1} \\
 & + 16 \frac{K_{t,i}}{l_i} b_i + \frac{1}{256} l_i^2 r_i + \frac{1}{256} l_i^2 r_{i+1} + \frac{13}{384} l_i^2 t_i \\
 & = \frac{1}{24} w_{i,i} l_i^2 \quad (5)
 \end{aligned}$$

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:

$$\begin{aligned}
 r_i &= q_{2i-1} \\
 t_i &= q_{2i} \\
 s_i &= \eta_{2i-1} \\
 b_i &= \eta_{2i}
 \end{aligned} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (7)$$

Los desplazamientos η_i en función de las reacciones, para la estratificación y propiedades del subsuelo indicadas en la Fig. 4, vienen:

$$\eta_i = \sum_{j=1}^p w_{i,j} H_j \sum_{r=1}^m I_{(i,j),r} \frac{q_r}{b_r} \quad (8)$$

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 reacción 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

m = 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 doblegiros en los nudos $\beta_{i,j}$ y las reacciones r_i y t_i . 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 doblegiros y las reacciones.

4. Comentarios

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 (Deméneghi 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 al efecto de desplazamientos lineales horizontales.

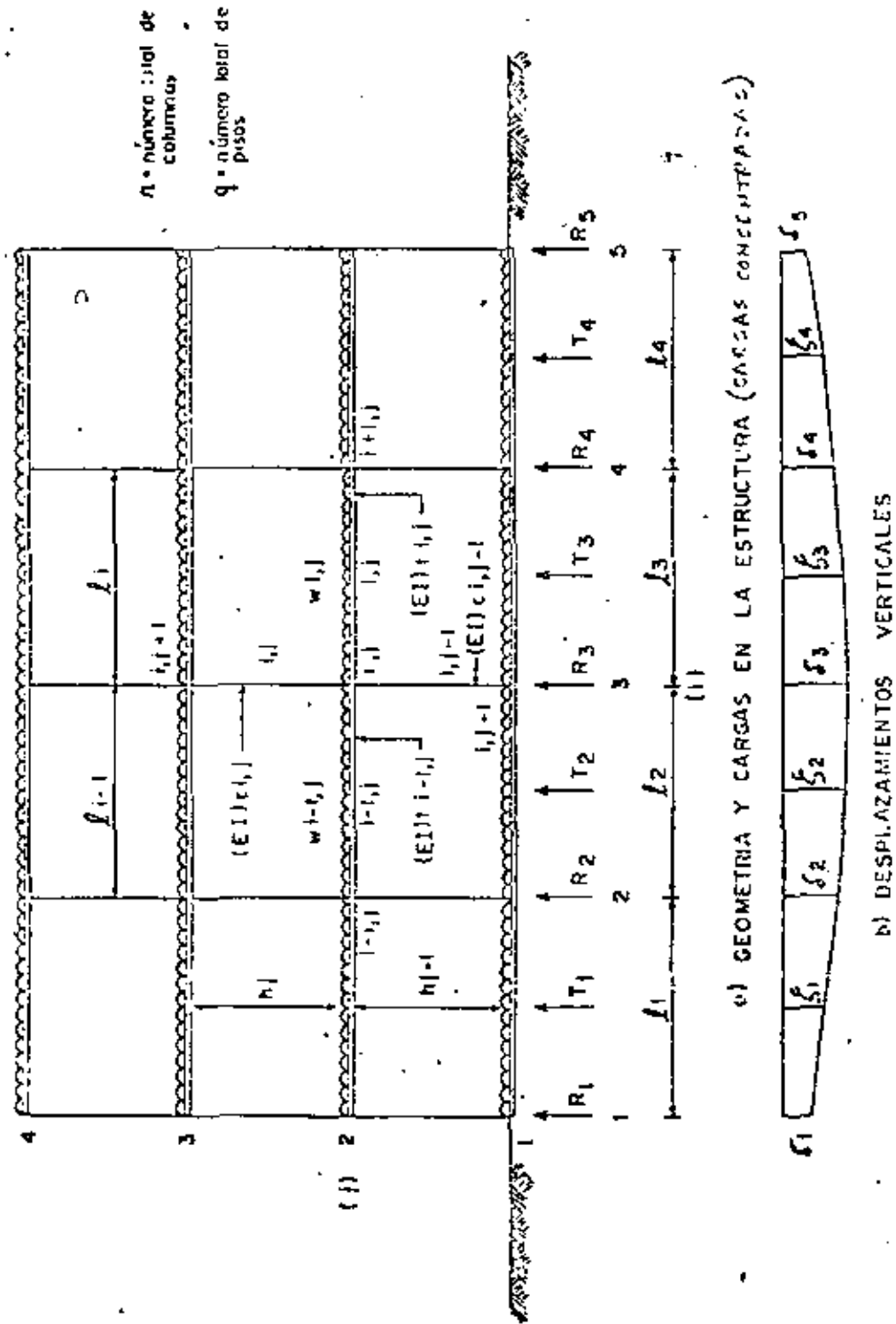
Por lo que respecta a las recomendaciones dadas en el trabajo ya citado, relativas a la secuencia de operaciones que conviene seguir, así como comentarios adicionales, se consideran también válidas para las expresiones obtenidas de la estructura y el suelo, presentadas en los Incisos 3 y 4, respectivamente, de este trabajo.

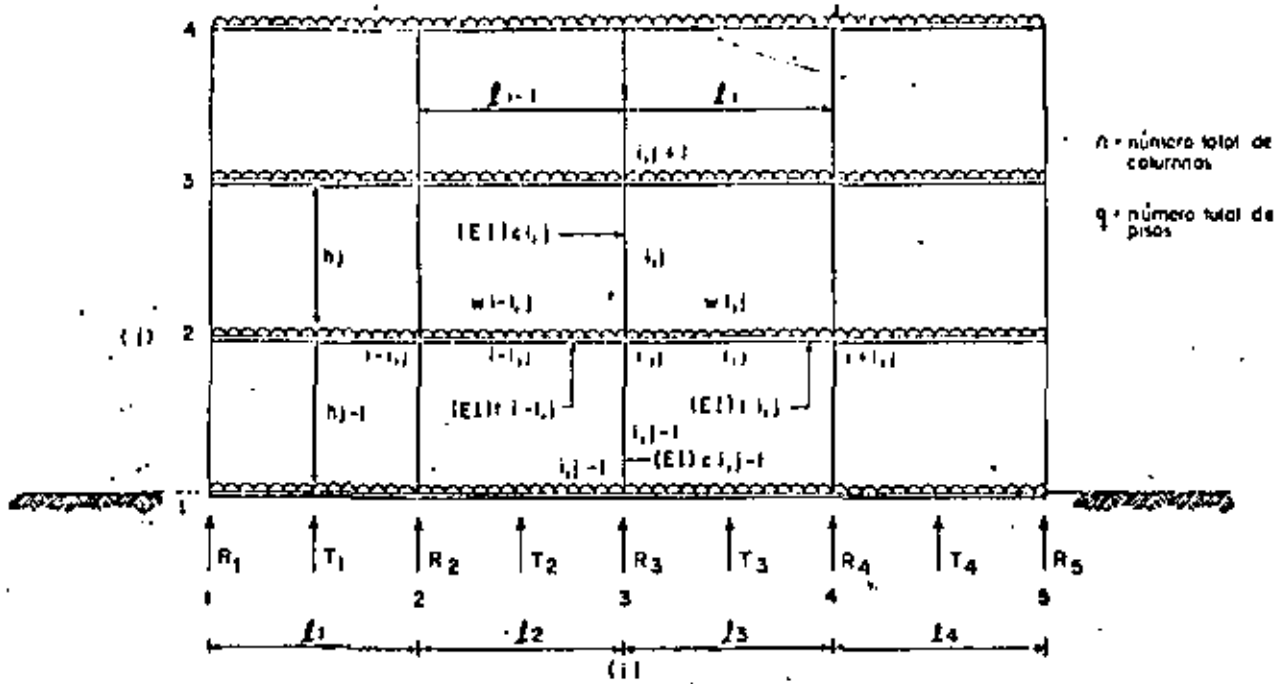
Referencias

Deméneghi A, "Un método para el análisis conjunto de la estructura y el suelo", Rev. Ingeniería, Nueva Época, Vol. XLIX, No. 3, Feb. 1930.

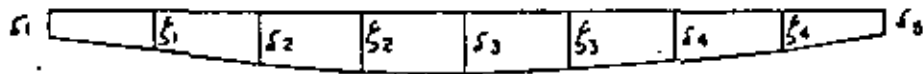
Luths R, Análisis Estructural, Cap. 5, Representaciones y Servicios de Ingeniería, México, 1971.

Zeevaert L, Foundation Engineering for Difficult Soil Conditions, Chaps. II and IV, Van Nostrand Reinhold, 1973.



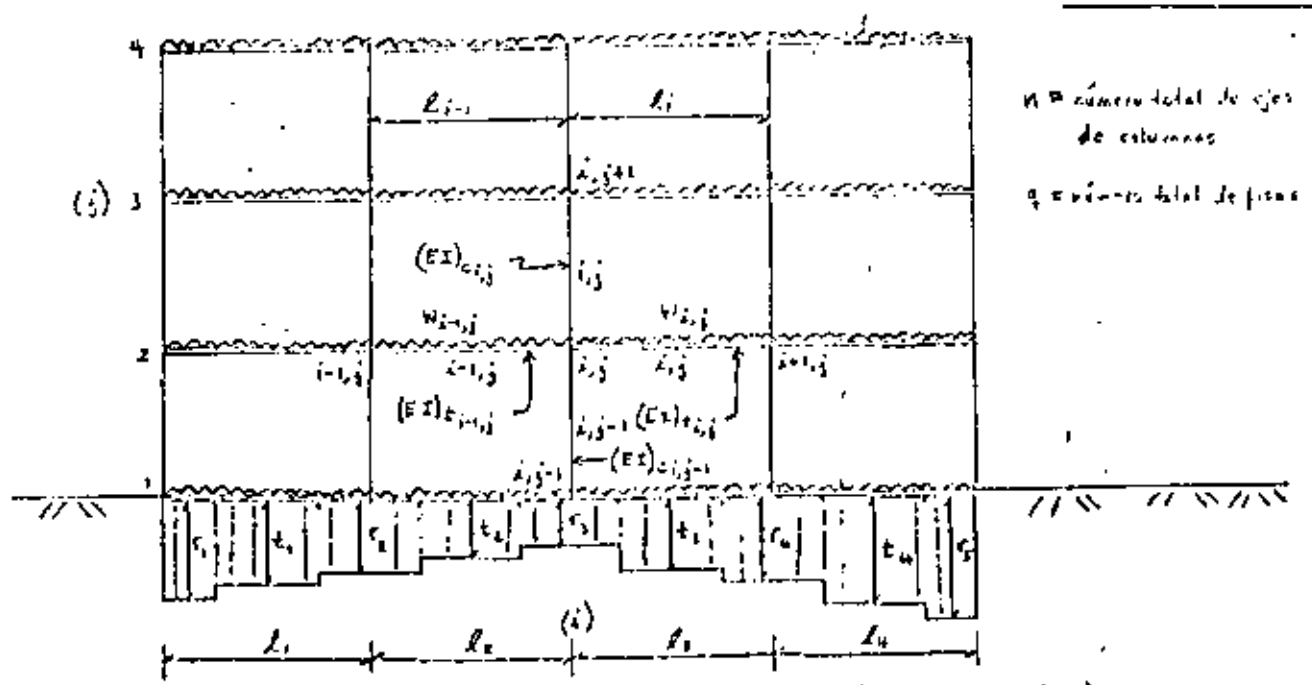


a) GEOMETRIA Y CARGAS EN LA ESTRUCTURA (CARGAS CONCENTRADAS)

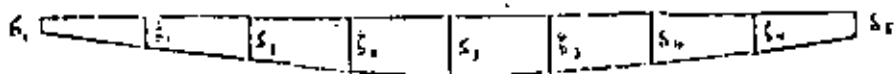


b) DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

FIG. 1 CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA (CARGAS CONCENTRADAS)



a) Geometría y cargas en la estructura (Reacción repartida)



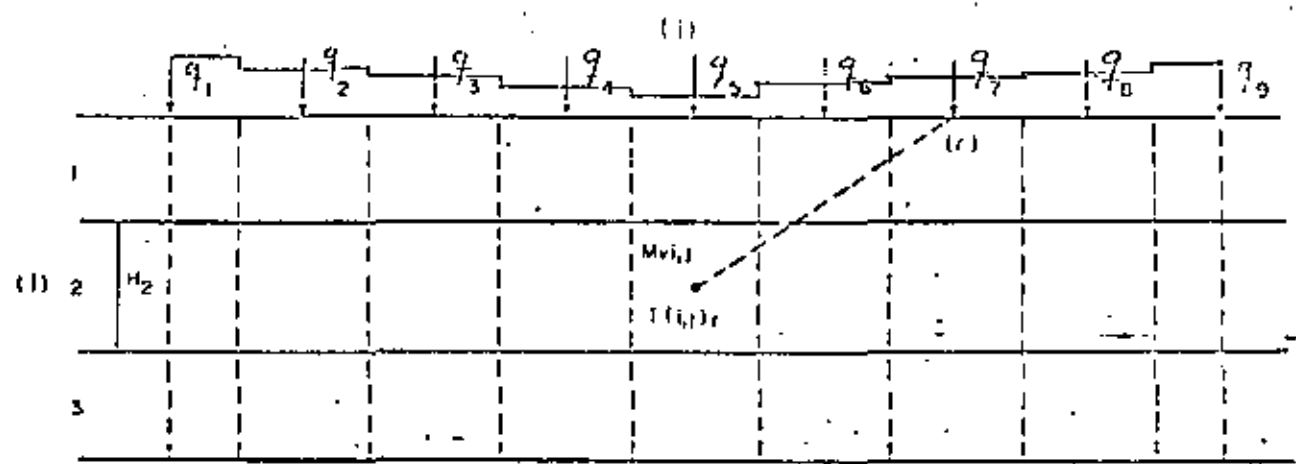
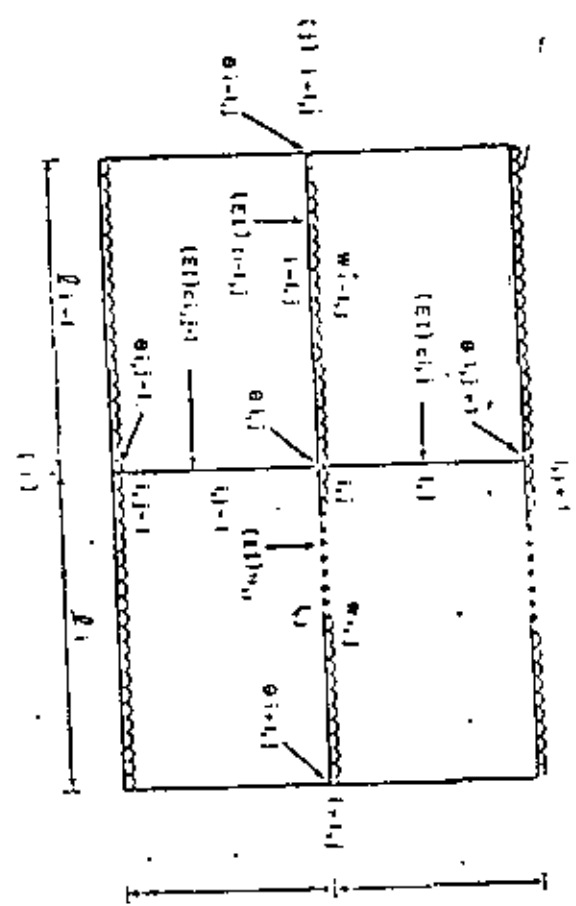
b) Desplazamientos verticales

FIG. 2 CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA (REACCION REPARTIDA)

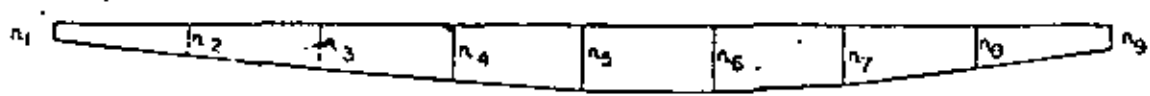
FIG. 3 NOTACION Y GIROS EN LA ESTRUCTURA

$\theta_{i,j} = 2\theta_{i,j}$ doble giro en el nodo i_j

$\theta_{i,j}$ giro en el nodo i_j



c) CARGAS, ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES



d) DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

m = número total de cargas
p = número total de estratos

FIG. 4. DETERMINACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (HUNDIMIENTOS) DEL TERRENO



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

**CAPACIDAD DE CARGA
CIMENTACIONES PROFUNDAS.**

Ing Celso Barrera Chávez

Julio, 1981

CAPACIDAD DE CARGA

CIMENTACIONES PROFUNDAS

INTRODUCCION:

En el campo de las cimentaciones como ya se ha mencionado anteriormente tenemos las cimentaciones superficiales y las cimentaciones profundas. Elementos que se calculan a partir de la capacidad de carga que presenta el suelo. Lo que nos hace suponer que la forma de calcular la capacidad de carga de una zapata debe ser diferente a la forma de calcular la capacidad de carga de un pilote. No obstante esta sensación se tiene una familiaridad con las teorías generales de capacidad de carga tratadas en la parte correspondiente a la capacidad de carga para cimentaciones superficiales.

Las siguientes análisis e expresiones que se mencionen estarán referidas al diseño de pilotes, mismos análisis y expresiones que podrán ser aplicables a las bolas, cilindros y cajones, profundos de cimentación.

En el diseño y análisis de pilotes principalmente se han desarrollado diferentes fórmulas e métodos para el análisis, teniéndose así las fórmulas estáticas y dinámicas, así como las pruebas de carga en pilotes.

En estas notas se tratarán más las fórmulas estáticas, ya que estas han resultado ser ultimamente las más usadas. Por obtenerse un buen comportamiento de los elementos analizados por estas fórmulas.

Pero es importante hacer notar que un buen uso de estas expresiones estarán basadas en una completa y buena información de los suelos. Las fórmulas dinámicas tuvieron un gran auge en su aplicación pero los problemas en considerar adecuadamente todos los factores que intervienen en su manejo han hecho que se pierda interés en su uso.

ING. CELSO BARRERA CHAVEZ

Las pruebas de capacidad de carga, resulta ser una información muy valiosa y confiable pero el alto costo que involucra su realización, hace que no sea muy común hacerlas.

TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICAS

Las fórmulas estáticas para calcular la capacidad de carga en pilotes son el resultado de la aplicación de teorías de falla. Tratadas dentro del campo de la mecánica del medio continuo.

En el desarrollo de las teorías de capacidad de carga se aplica la teoría de la plasticidad a la mecánica de suelos para el establecimiento de estas.

Desarrollos teóricos como las contribuciones de Prandtl; o de Hill en la determinación de la superficie de falla o de un medio semi-infinito, homogéneo, isotrópico y rígido plástico perfecto han servido de base para el desarrollo de soluciones semi-empíricas, en donde la observación y el empirismo tienen una gran relevancia en su funcionamiento con un respaldo en las teorías que aunque están basadas en teorías poco apegables al comportamiento de los suelos, son teorías simplificadoras que dan un buen resultado.

Existen diferentes teorías de capacidad de carga de las cuales la de Terzaghi, fué uno de los primeros esfuerzos por adoptar a la Mecánica de Suelos los resultados de la Mecánica de Medio Continuo, tales teorías se diferencian principalmente en la forma y desarrollo del mecanismo de falla en la siguiente figura se muestra formas de falla supuestas por diferentes investigadores en cimentaciones profundas.

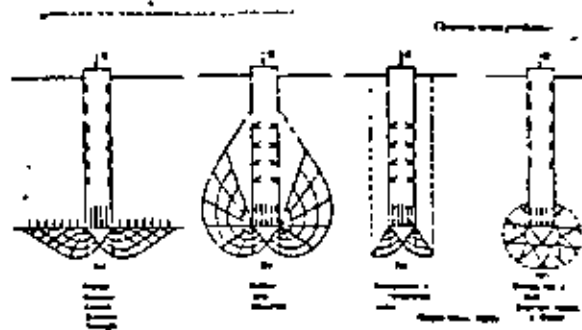


Fig. 14. - Formas de falla supuestas bajo cimentaciones profundas.

Para una cimentación profunda la capacidad de carga estará expresada por una expresión general como la siguiente:

$$Q_t = Q_p + Q_f$$

en donde:

Q_t = capacidad de carga total

Q_p = capacidad de carga en la punta

Q_f = capacidad de carga por fricción y/o adherencia

Lo que quiere decir que un cimiento profundo puede desarrollar trabajo por punta o en la base y un trabajo por fricción y/o adherencia a lo largo del fuste del elemento. Lo que en tal caso se tiene un trabajo mixto de la cimentación.

En lo sucesivo nos referiremos a los pilotes en las siguientes expresiones.

Capacidad de carga en la punta o la base:

Este trabajo se desarrolla cuando el pilote o pilotes son apoyados en estratos resistentes, quedando la expresión anterior como:

$$Q_p = q_p A_p$$

donde:

Q_p = capacidad de carga por punta

q_p = capacidad de carga unitaria última, en ton/m^2

A_p = área de la base o sección de apoyo del pilote

El valor de q_p podemos obtenerlo utilizando la teoría de Meyerhof en suelos combinados.

$$q_p = cN_c' + \gamma D_f N_q'$$

en donde:

c = cohesión del suelo al nivel de apoyo, en ton/m^2

γD_f = esfuerzo efectivo del suelo a nivel de desplante en ton/m^2

γ = peso volumétrico del suelo en ton/m^3 , si el suelo está sumergido se tomará el peso volumétrico en esta condición.

D_f = Profundidad de desplante en m.

N_c' y N_q' = factores de capacidad de carga, que toman su valor en función del ángulo de fricción interna θ .

Para Suelos Granulares. El valor de q_p lo podemos obtener también por la expresión de Meyerhof

$$q_p = \gamma D_f N_q'$$

en donde los términos son los mismos que la expresión anterior.

Para la obtención de N_q' es necesario conocer el ángulo de fricción interna y la imposibilidad de obtener muestras inalteradas, nos conduce hacer uso del método de penetración estándar, mediante el cual podemos correlacionar el N de golpes para penetrar 30 cm. con el ángulo de fricción correspondiente, y con el uso de la gráfica propuesta por Meyerhof para cimientos profundos podemos obtener el valor de N_q' .

En esta gráfica usando las curvas de líneas discontinuas se tienen los valores más altos de N_q' y esto sucede cuando el elemento de cimentación penetra

$$L = 4 \sqrt{W_f} D$$

donde:

L = longitud que penetra el cimiento en la capa de apoyo en m.

D = diámetro o lado del elemento

$$N_6 = \frac{1}{2} \sigma_v' (1 + \frac{\sigma_v'}{\sigma_h'})$$

Los valores más bajos de N_q se tienen cuando se usan las líneas -- continuas y esto ocurre cuando el cimiento se apoya en el horizonte superior de la capa resistente.

En ocasiones se tienen penetraciones intermedias del cimiento, en este caso el valor de N_q' se obtiene interpolando entre el valor de N_q' obtenido a la profundidad L de penetración del pilote y el valor de N_q' obtenido cuando se apoya en el horizonte superior.

El mismo Meyerhof propone un criterio semiempírico para evaluar la capacidad de carga en la punta, considerando directamente los valores de N cercanos en la punta o base del cimiento.

$$q_p = 40N, \text{ en ton/m}^2$$

Capacidad de carga en suelos cohesivos. la capacidad de carga es recomendable efectuarla con skempton.

$$c \neq 0$$

$$\phi = 0$$

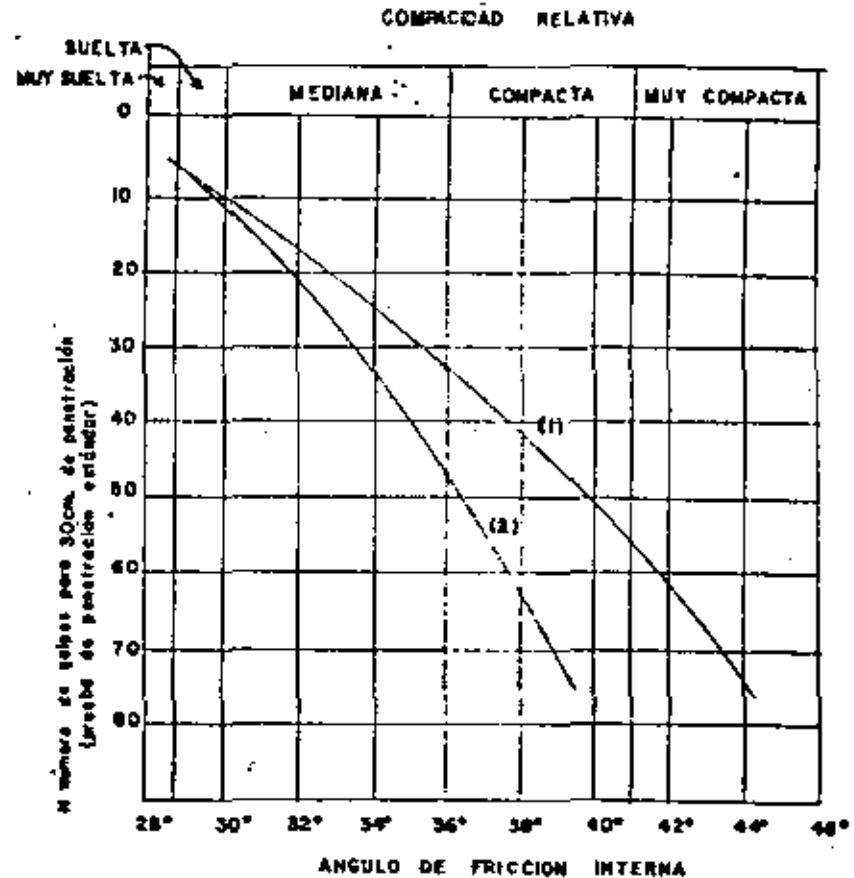
$$q_p = C N_c + \gamma D_f$$

donde el único término que cambia es el valor de N_c y que se determina con la gráfica propuesta por skempton. c, es la cohesión obtenida de un laboratorio efectuada en una muestra inalterada.

CAPACIDAD DE CARGA POR ADHIERENCIA Y/O FRICCIÓN

Cuando el elemento de cimentación no se apoya sobre un estrato que presente una capacidad de carga alta, se tiene este elemento embebido en los estratos de baja resistencia y generándose un trabajo de fricción y/o adherencia en toda la área lateral del elemento, la expresión que nos determina este trabajo es la siguiente

$$Q_f = f_p A_p$$



- 1) RELACION PARA ARENAS DE GRANO ANULOSO O REDONDEADO DE MEDIANO A GRUESO.
- 2) RELACION PARA ARENAS FINAS Y PARA ARENAS LIMBRAS.

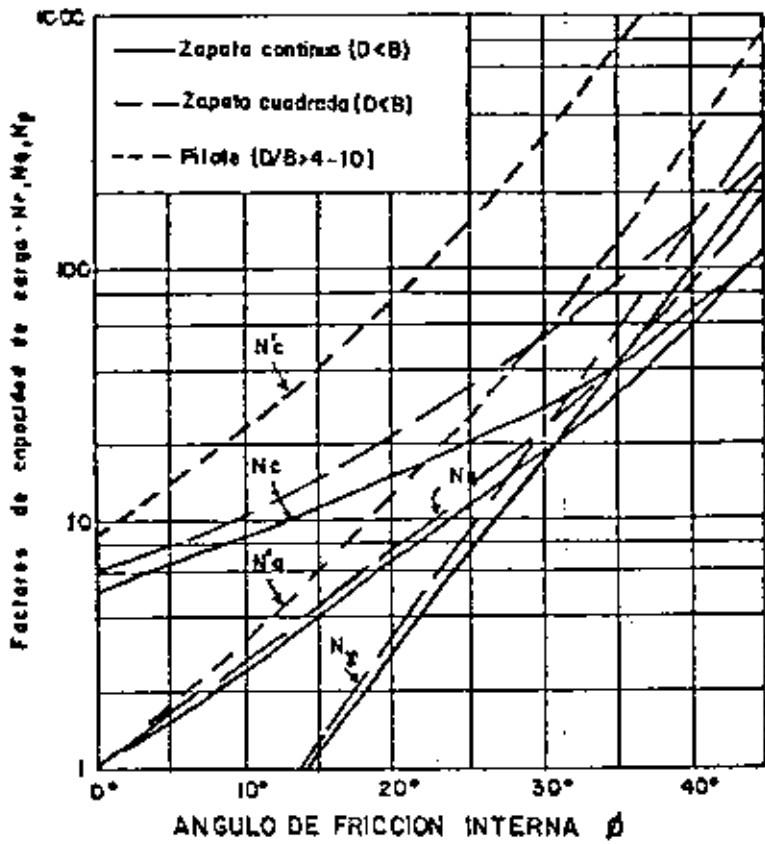


Fig. 2 Factores de capacidad de carga para zapatas y pilotes (Meyerhof, 1963)

Valores de N_c según Stearns para suelos puramente cohesivos (Verder R. y Rico)

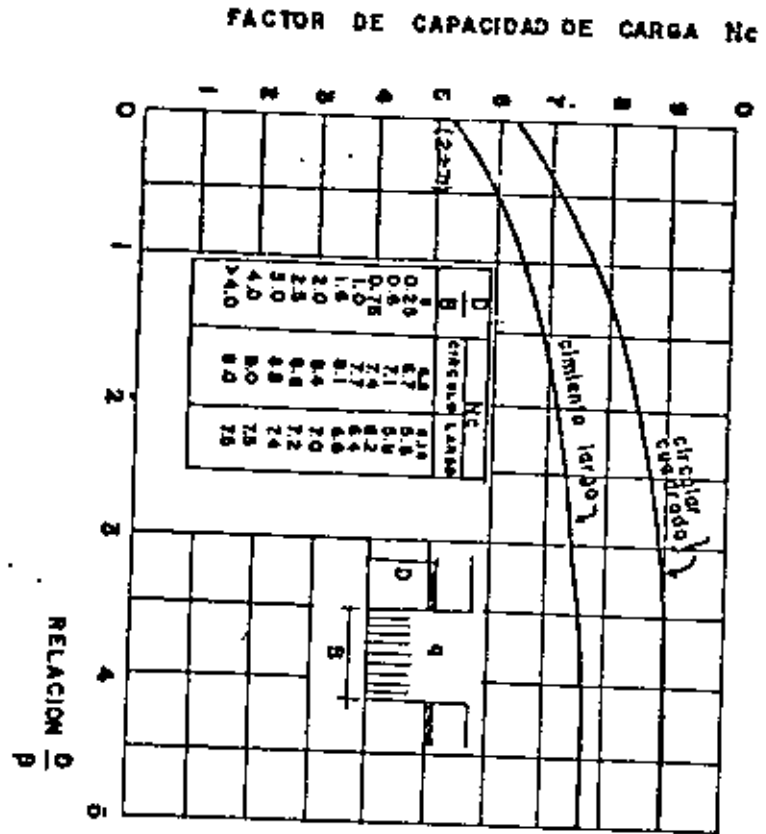


Fig. 33.4

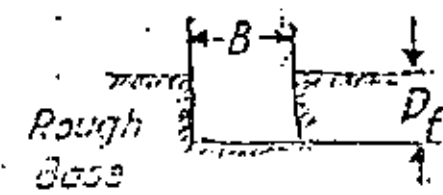
Values of bearing capacity factors

for smooth base: $q_d = cN_c + \tau D_f N_q + \frac{1}{2} \tau B N_\gamma$

for rough base: $q'_d = \frac{2}{3} c i c' + \tau D_f N'_q + \frac{1}{2} \tau B N'_\gamma$

Square footing, width B

Load per unit area: $q_{ds} = 1.2 c i c' + \tau D_f N_q + 0.4 \tau B N_\gamma$



Unit weight of earth = γ

Unit shear resistance,

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

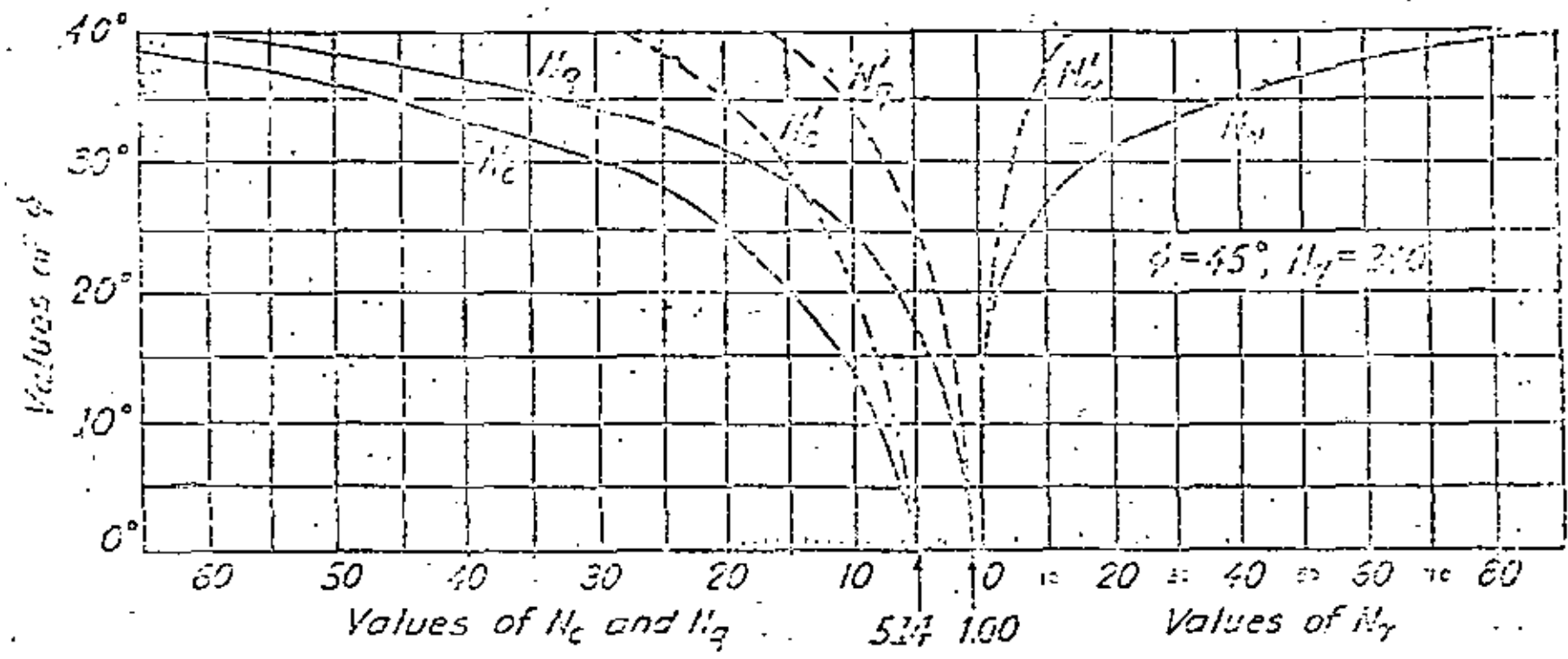


Fig. 33.4. Chart showing relation between ϕ and bearing capacity factors (values of N_γ after Meyerhof, 1955).

donde:

f_s = fricción lateral unitaria, generada en la parte embuda del pilote.

A_s = area lateral del cimiento en m^2

el término f_s en suelos combinados se puede evaluar con la siguiente expresión

$$f_s = C_a + k_s \gamma \frac{D_c}{2} \tan \delta$$

C_a = adhesión o adherencia entre suelo y cimiento, en ton/m^2

δ = ángulo de fricción en el contacto suelo-cimiento

k_s = coeficiente medio de presión del suelo en los lados del cimiento.

k_s = tiene valores de 0.4 para arenas sueltas y 0.6 para arenas compactas.

δ , se acostumbra tomar como $2/3 \phi$

La adherencia C_a en arcilla se puede tomar de la siguiente tabla propuesta por Tomlinsen:

| Material del Pilote | Consistencia de la arcilla | cohesión | adherencia a , ton/m^2 |
|---------------------|----------------------------|----------|----------------------------|
| Concreto y Madera | blanda | 0-4 | 0-3.5 |
| | firme | 4-8 | 3.5-4.5 |
| | dura | 8-15 | 4.5-7 |
| acero | blanda | 0-4 | 0-3 |
| | firme | 4-8 | 3-4 |
| | dura | 8-15 | 2 |

| Material del Pilote | Resistencia a la compresión no confinada, q_u , ton/m^2 | Adherencia G (para pilotes-arcilla) ton/m^2 |
|---------------------|---|---|
| Concreto y Madera | 0-7.5 | 0-3.5 |
| | 7.5-15 | 3.5-5 |
| | 15-30 | 5-6.5 |
| acero | más de 30 | 6.5 |
| | 0-7.5 | 0-3.5 |
| | 7.5-15 | 3.5-5 |
| | 15-30 | 5-6 |
| | más de 30 | 6 |

o en términos de la compresión no confinada

Cuando se carece de una información de la adherencia ésta se puede obtener de la siguiente forma

$$C_u = 1/2 q_u$$

siendo que el valor de la resistencia obtenida en la prueba de compresión simple.

En las arcillas de la ciudad de México se tienen unos valores que se pueden considerar como generales para estos suelos.

En arcillas normalmente consolidadas $C_u = 0.6 q_u$

En arcillas preconsolidadas $C_u = 0.3 q_u$

Fricción Negativa en Pilotes.

Podemos entender como fricción negativa a las fuerzas que se desarrollan entre el pilote y el suelo y que tienen una dirección que hace que se incrementen las cargas en los pilotes. Esto ocurre generalmente cuando hay un movimiento relativo entre el suelo y el pilote, y cuando este es hincado en un suelo compresible, y la punta del pilote está en un material firme, si el suelo compresible es cubierto o será cubierto con una sobre carga como un terraplen, este suelo estará sujeto a un fenómeno de consolidación, produciendo un movimiento vertical hacia abajo. Este movimiento desarrolla fuerzas de fricción en las Areas laterales del pilote. Estas fuerzas se traducirán en una sobrecarga en el pilote haciendo que el pilote sufra asentamientos o se origine una falla estructural del material del pilote.

La fricción negativa también puede tener origen por tener un abatimiento del nivel de aguas freáticas ya que se incrementan los esfuerzos efectivos debido a la consolidación del suelo.

La fricción negativa para un suelo cohesivo puede ser tomada como:

$$F_n = p L_f s$$

donde:

L_f = profundidad del terraplen (relleno) o suelo que se mueve verticalmente.

s = Esfuerzo cortante del suelo cohesivo en la zona de L_f

p = perimetro del pilote

En suelos granulares eventualmente se puede tener una fricción negativa, pudiéndose calcular como:

$$F_n = 1/2 L_f^2 p \gamma k f$$

donde:

k = coeficiente de fricción basado en las propiedades del suelo y en el criterio del ingeniero (k_a o k_p)

f = coeficiente de fricción con limite superior de $\tan \phi$ para pilotes de pared lisa. Puede usarse $\tan \phi$ para tubos corrugados y pilotes rugosos colados en el lugar (in situ).

Para grupos de pilotes, la acción del grupo puede ser estudiada, existiendo dos posibilidades, calculadas.

$$F_n = \sum L_f p' + \gamma \sum L_f A \dots \dots \dots (A)$$

y

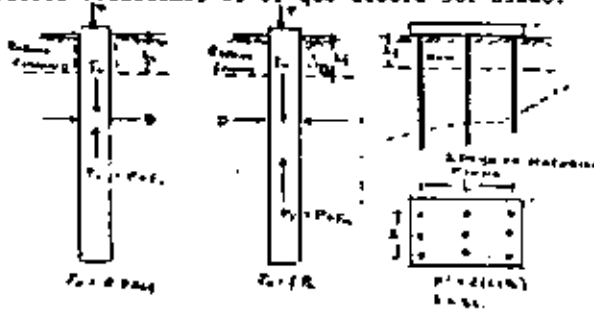
$$F_n = n F_n \dots \dots \dots (B)$$

donde:

γ = peso unitario del suelo encerrado en el grupo de pilotes hasta la profundidad L_f .

A = Área del grupo de pilotes, rodada por el perímetro p = Perímetro del grupo de pilotes.

En la ecuación (A), la fricción negativa desarrollada es simplemente la suma de las fuerzas de fricción en todos los pilotes. La ecuación (B) considera la posibilidad de una acción de grupo tal que el perímetro tallo por cortante con el grupo de pilotes. Cargando un volumen de suelo $\gamma L_f A$. El valor máximo obtenido en las anteriores ecuaciones es el que deberá ser usado.



Desarrollo de las fuerzas de fricción negativa para un sólo pilote en un terraplén cohesivo o friccionante o un grupo de pilotes en un terraplén cohesivo. (Bowles).

Pilotes de fricción en limos y loes.

Los pilotes de fricción en limos y loes requieren consideraciones adicionales:

Para limos:

1.- Cuando la cohesión es grande, el pilote debe ser diseñado

como una arcilla, usando un valor apropiado de la cohesión.

- 2.- Cuando no hay cohesión, el hincado del pilote licúa el suelo si éste está saturado.
- 3.- Puede ser necesario usar pilotes-punta los cuales vayan hasta un estrato firme a través del suelo limoso.

Para loes; el peso volumétrico del suelo determinará la de los pilotes.

- 1.- Pilotes de Fricción pueden ser usados, si el peso volumétrico seco del suelo es de 1280 a 1440 Kg/m^3 ; pero el hincado debe ser realizado con ayuda de agua.
- 2.- Utilizar una zapata aislada si $\gamma < 1440 \text{ Kg/m}^3$, ya que la capacidad de carga puede ser la adecuada.
- 3.- Utilizar pilotes a un estrato inferior si $\gamma < 1280 \text{ kg/m}^3$.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE Y USO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

Las capacidades de carga obtenidas anteriormente corresponden a capacidades de carga últimas. Para tener las capacidades de carga admisibles o de trabajo tendremos que afectarlas por un factor de seguridad F. 5.

Cuando contamos con información suficiente y confiable del subsuelo y las acciones de las cargas estáticas, muertas y vivas, se recomienda usar un F.S. de 3. Cuando se tenga la acción combinada de cargas estáticas y accidentales, la cimentación se revisa con un F.S. mínimo de 1.5.

Cuando se tiene una fricción negativa se recomienda no afectar esta por el factor de seguridad, quedando la capacidad de carga útil de trabajo como:

$$Q = \frac{Q_L}{F.S.} - F_n$$

donde: F_n es la fricción negativa

REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE GRUPOS DE PILOTES

Cuando se hace necesaria la colocación de más de dos pilotes se colocan éstos de tal manera que definen a una área piloteada formada por el grupo de pilotes.

Al hacer el diseño del pilote lo hacemos en base de uno y es fácil intuir que el comportamiento del grupo de pilotes será diferente al comportamiento de un pilote.

Esto ocasiona que se tenga que revisar la capacidad del conjunto de pilotes. Para conocer su comportamiento a la falla.

En el grupo de pilotes apoyados en un estrato resistente y bajo el cual no existe un estrato compresible, la capacidad de carga del grupo de pilotes se podrá calcular como la suma de las capacidades de los pilotes individuales; esto se podrá efectuar siempre y cuando se respete una separación mínima de 3 veces el diámetro lado mayor del pilote; si el estrato resistente se encuentra arriba de un estrato de suelo blando, la capacidad de carga del grupo de pilotes, quedará limitada por la capacidad de los suelos del estrato blando.

Falla de grupo en pilotes de fricción.

La posibilidad de que ocurra esta falla, está en que la resistencia por adherencia y/o fricción en el área lateral del prisma de altura L , envolvente de los pilotes sea menor que la suma de la resistencia de todos los pilotes considerados individualmente. Si n es el número de pilotes en la cimentación, p el perímetro de cada uno, P el Perímetro del conjunto y C_a es la adherencia entre

pilote y suelo, el peligro de falla del conjunto dejará de ser crítico si se cumple la desigualdad.

$$C_a n p L \geq C_b P L$$

Ecuación en la cual podemos eliminar los términos C_b y L quedando:

$$n p \geq P$$

Lo que nos indica que no hay riesgo dominante de falla de conjunto siempre y cuando el perímetro del área ocupada por los pilotes sea mayor o igual a la suma de los perímetros de los pilotes individuales.

El criterio más aceptado en cuanto a la revisión de la capacidad de carga última de un grupo de pilote, es considerar que el comportamiento del conjunto es equivalente al de una gran pila, cuya base queda al nivel de la punta de los pilotes, el perímetro es la envolvente del grupo y su capacidad de carga es prácticamente independiente del espaciamiento de los pilotes, para garantizar el comportamiento adecuado del grupo de pilotes debe cumplir que

$$Q_g \geq \frac{Q_L}{F.S.}$$

en donde:

n = número de pilotes

Q_L = capacidad de carga admisible por pilote

Q_g = capacidad de carga del grupo de pilotes

$F.S.$ = Factor de seguridad

Q_g = Se debe calcular de la siguiente manera:

$$Q_g = n p B L + B_f (2B + 2L) f_s$$

$n p$ = capacidad de carga en la planta de la base

- B= ancho del area de cimentación piloteada, en m
- L= Largo del área de cimentación piloteada, en m.
- f_s = resistencia al corte media del suelo en ton/m², entre la superficie y la profundidad d desplante Df.

Se considerará que el grupo de pilotes actuará adecuadamente ante la falla por resistencia al corte, si la carga total de diseño no excede a Q_g / 3.

FORMULAS DINAMICAS

Como se menciona a principio de las notas las fórmulas dinámicas para el calcular la resistencia a la carga de los pilotes han venido perdiendo popularidad en su uso, por la dificultad para valorar todos los factores que intervienen.

Estas fórmulas tratan de determinar la capacidad de carga de un pilote correlacionando la energía de impacto con el trabajo efectuado durante la penetración. Esto hace suponer que la resistencia dinámica del suelo es igual a la resistencia que el pilote encontrará en su punta bajo carga estática, sin considerar las respuestas que el suelo pueda dar a dichas sollicitaciones.

A continuación solo se mencionarán algunas de las fórmulas empleadas en el cálculo.

Hiley presenta esta fórmula

$$P_u = \frac{E_n W_r h}{S + 1/2 (k_1 + k_2 + k_3)} \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p}$$

donde

E_n = Eficiencia de la piloteadora

- n = altura de caída del pistón en ft
- s = penetración neta de la punta, in
- W_r = peso del pilote, (incluye el cabezal, guía del martinete y el yunque para piloteadoras de doble acción), lb
- W_p = Peso del martinete (todas las partes que chocan con el martinete) lb
- n = coeficiente de restitución
- k₁ = compresión elástica del cabezal
- k₂ = compresión elástica del pilote
- k₃ = compresión elástica del suelo

Los valores de k pueden ser evaluados por medio de tablas que se dan en el (Bowles) tablas 9-3, 9-4 y 9-5.

Esta fórmula no es aplicable cuando el pilote se apoya en roca o en un material relativamente impenetrante.

Otra fórmula derivadas de esta es la de Engineering News Record, que resulta simple de usar si el término 1/2 (k₁ + k₂ + k₃) es tomado como 1.0 para piloteadoras de martinete de caída libre y 0.1 para piloteadoras de vapor de acción simple, la eficiencia se toma como 1.0 y un factor de seguridad de 6.0 la ecuación de Hiley puede expresarse como la fórmula de Engineering News-Record queda como sigue:

Para piloteadoras de caída libre (P es igual a la carga permisible del pilote con el factor de seguridad ya mencionado de 6.0)

$$P = \frac{2W_r h}{S + 1.0}$$

Para piloteadoras de vapor de acción simple:

$$p = \frac{2 W_h h}{S + 0.1}$$

Para piloteadoras de vapor de doble acción, si la energía total -- del martinete es E en ft -lb será:

$$P = \frac{2 E}{S + 0.1}$$

La Fórmula Engineering News-Record fué modificada más tarde en:

$$P = \frac{2 E}{S + 0.1} \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p}$$

Gates propuso otra fórmula, en la que se tiene un factor de seguridad de 3.0, su estudio estuvo basada en un análisis estático de -- 130 pilotes, se presenta en una forma simple de usar, y se recomienda para pilotes que tienen una carga última de 400 kips (180 ton)

$$P = \frac{1}{7} \sqrt{kE} (1 - \log S)$$

donde:

- P= es la carga permisible, tons (F_s igual a 3.0)
- E= Energía del martinete, ft-lb
- k= 0.75 para piloteadoras de caída libre y 0.85 para cualquier otra piloteadora.
- S= penetración por golpe para las últimas 6 pulgadas de penetración o para los últimos 20 golpes.

Un estudio realizado por el Michigan Highway Department (por. 467 Bowles) indicó que el factor de seguridad verdadero en varias de las fórmulas dinámicas, basados en pruebas de pilotes, es el mostrado en la tabla siguiente:

Rangos de factor de seguridad para ecuaciones usadas en el Programa de Pilotes Michigan.

| FORMULA | RANGO DE LA CARGA EN PILOTES | | |
|-------------------------------------|------------------------------|----------|-----------|
| | 0-200 | 200-400 | 400-700 |
| Engineering News | 1.1-2.4 | 0.9-2.1 | 1.2-7 |
| Hiley | 1.1-2.2 | 3.0-6.5 | 4.0-9.6 |
| Pacific Coast Uniform Building Code | 2.7-5.1 | 4.3-9.7 | 8.3-16.5 |
| Heddenbacher | 1.7-3.6 | 2.3-6.5 | 6.9-10.9 |
| Sytelwein | 1.0-2.4 | 1.0-3.4 | 2.2-6.1 |
| Navy-McKay | 0.8-3.0 | 0.2-2.5 | 0.2-3.0 |
| Hankins | 0.9-1.7 | 1.3-2.7 | 2.3-5.1 |
| Canadian National Building Code | 1.2-6.6 | 5.1-11.1 | 10.1-19.9 |
| Modified Engineering News | 1.7-4.4 | 1.6-5.2 | 2.7-5.3 |
| Gates | 1.8-2.8 | 2.5-4.6 | 3.8-7.3 |
| Rabe | 1.0-4.0 | 2.9-7.0 | 3.2-8.0 |

Bowles

La tabla indica valores razonables para la fórmula de Gates, para cargas dentro del rango entre 0 y 400 kips (0-180 tons).

La fórmula modificada Engineering News-Record es razonablemente consistente para el rango restante. Actualmente, basado en pruebas de pilotes, se ha propuesto (ref. 13, cap. 9, Bowles) que la fórmula - Engineering News- Record, se lea como sigue:

$$P = \frac{2 E}{S + 0.1} \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p}$$

El estudio realizado por el Michigan State Highway Department, también demostró que la energía de los fabricantes y la energía que aprovecha el pilote son considerablemente diferentes, las investigaciones mostraron que la relación entre ambas energías es de 26 a 65%, el promedio fue menor al 50 %

PRUEBAS DE CARGA EN PILOTES

Indudablemente que de las tres opciones que hay para determinar la carga que puede soportar un pilote. Fórmulas Estáticas, Fórmulas Dinámicas y Pruebas de Carga en pilotes. Estas últimas resultan ser el método más aceptable para determinarlas. Pero el alto costo y tiempo así como las altas cargas que se tienen que emplear lo hacen ineficaz para la mayoría de los estudios y solo se realizan en obras de gran magnitud.

La prueba consiste en hincar un pilote y, a través de una protección adecuada, aplicar incrementos de carga y tomar los datos de los movimientos del pilote. La carga puede determinar la capacidad a cargas laterales o a fuerzas de extracción (fuerzas de tensión).

Pero la prueba más común es una prueba de carga a compresión. Los resultados obtenidos durante la prueba son gratificados como "carga contra deformación" para una prueba de compresión. La carga última del pilote se toma como el valor correspondiente a la deflexión de la curva cuando comienza a ser esencialmente diferente. La carga permisible del pilote se toma como porcentaje de la carga última o como la carga correspondiente a una cantidad especificada de deflexión, como puede ser 0.1, 2.0 cms; etc.

Estos valores son dados generalmente por los reglamentos locales en donde se estipula la cantidad de deflexión que determina la carga permisible del pilote.

Para pilotes hincados en suelos granulares la prueba de carga debe

realizarse ~~en un~~ inmediatamente. En pilotes hincados en limos o arcillas pueden permitirse que transcurra algún tiempo, ya que su comportamiento puede cambiar de un día a otro, así se puede considerar que se toma en cuenta el fenómeno de tixotropía. Los datos de pruebas de carga en pilotes de fricción en limos y arcillas deben de ser usados cuidadosamente dado que la naturaleza de la prueba requiere que sea de corta duración, considerando que los asentamientos se deberán en parte a la consolidación, el cual es un fenómeno a largo plazo.

El procedimiento para llevar a cabo una prueba de carga en pilotes se encuentra detallado en el ASTM 1143 61 T, parte II.

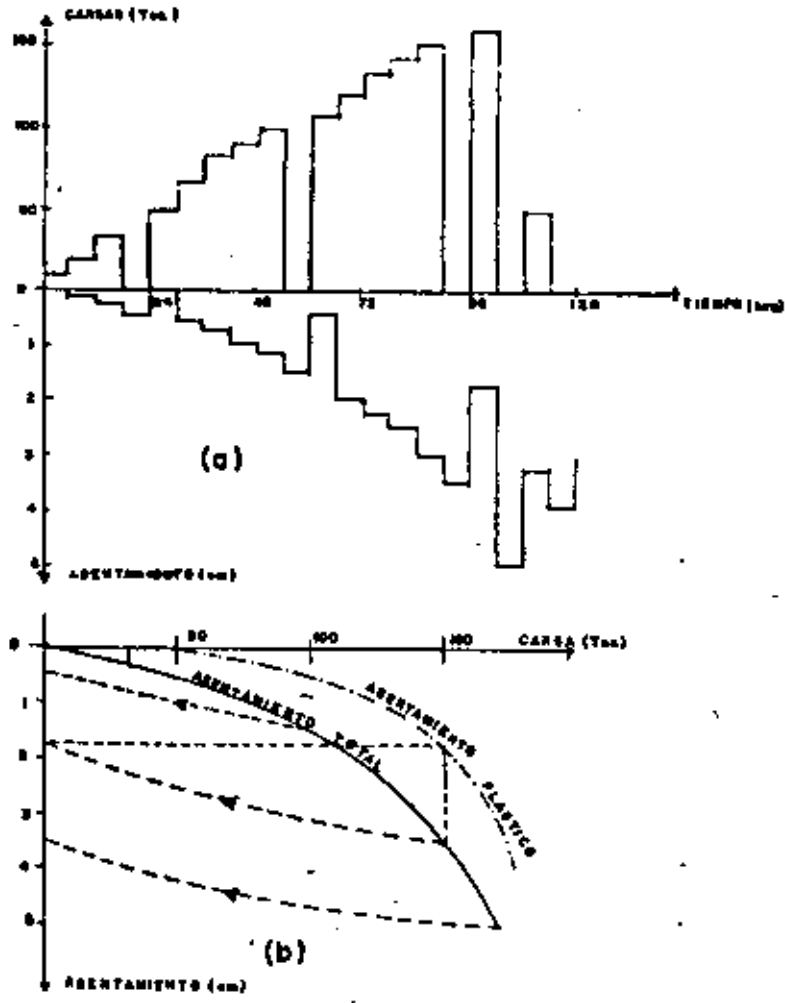
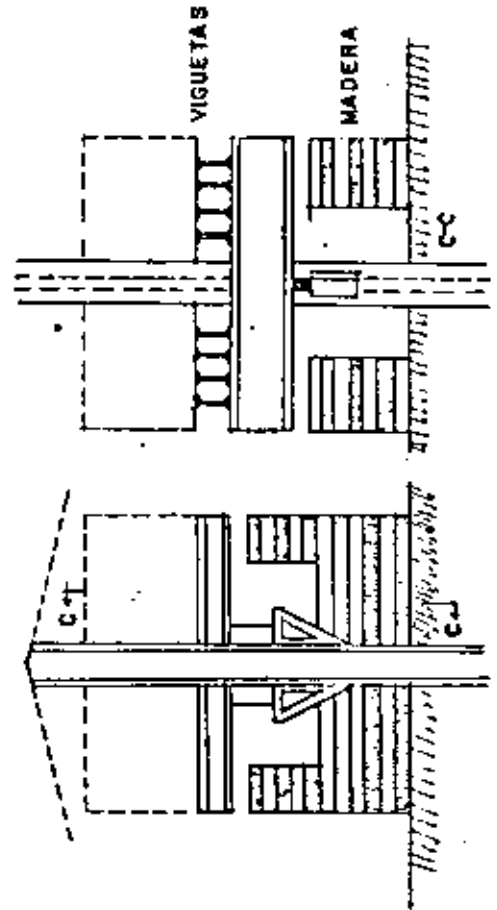
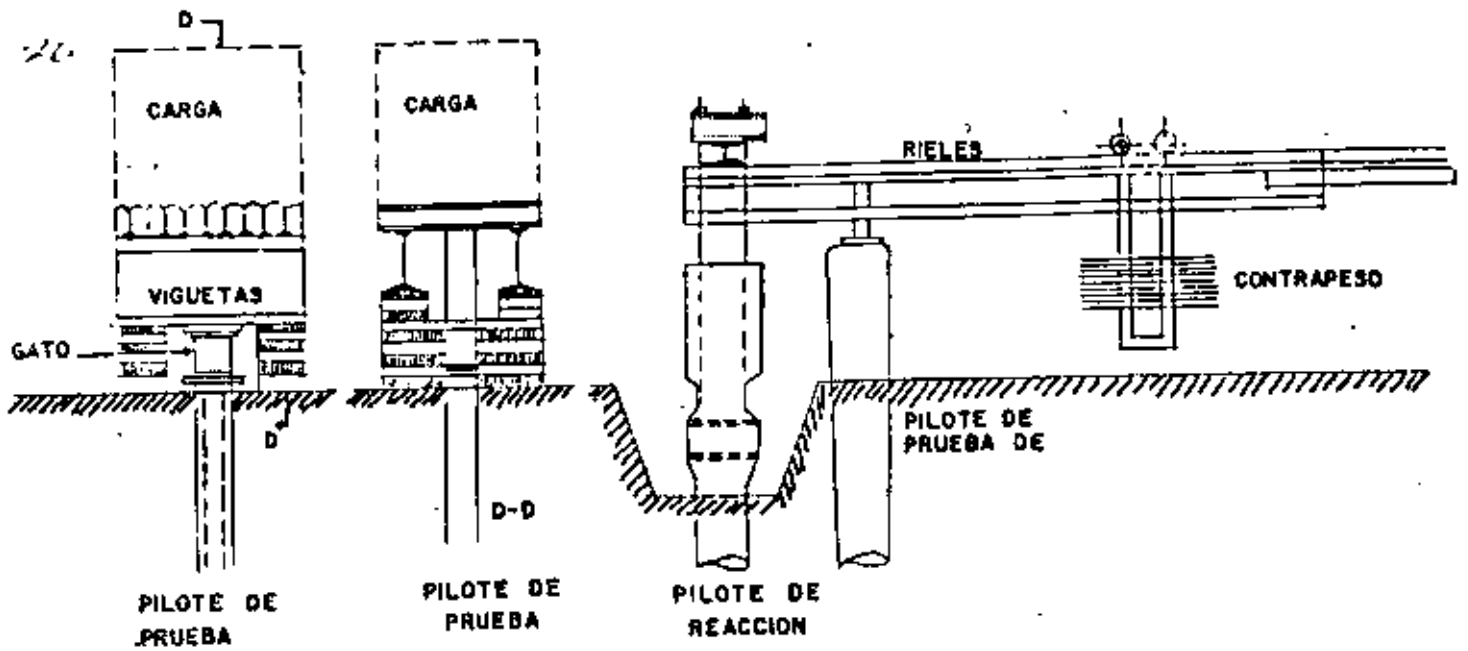


DIAGRAMA DE CORRELACION TIPO ENTRE CARGA,ASENTAMIENTO Y TIEMPO,EN UNA PRUEBA DE CARGA EN UN PILETE.



PILOTE DE PRUEBA

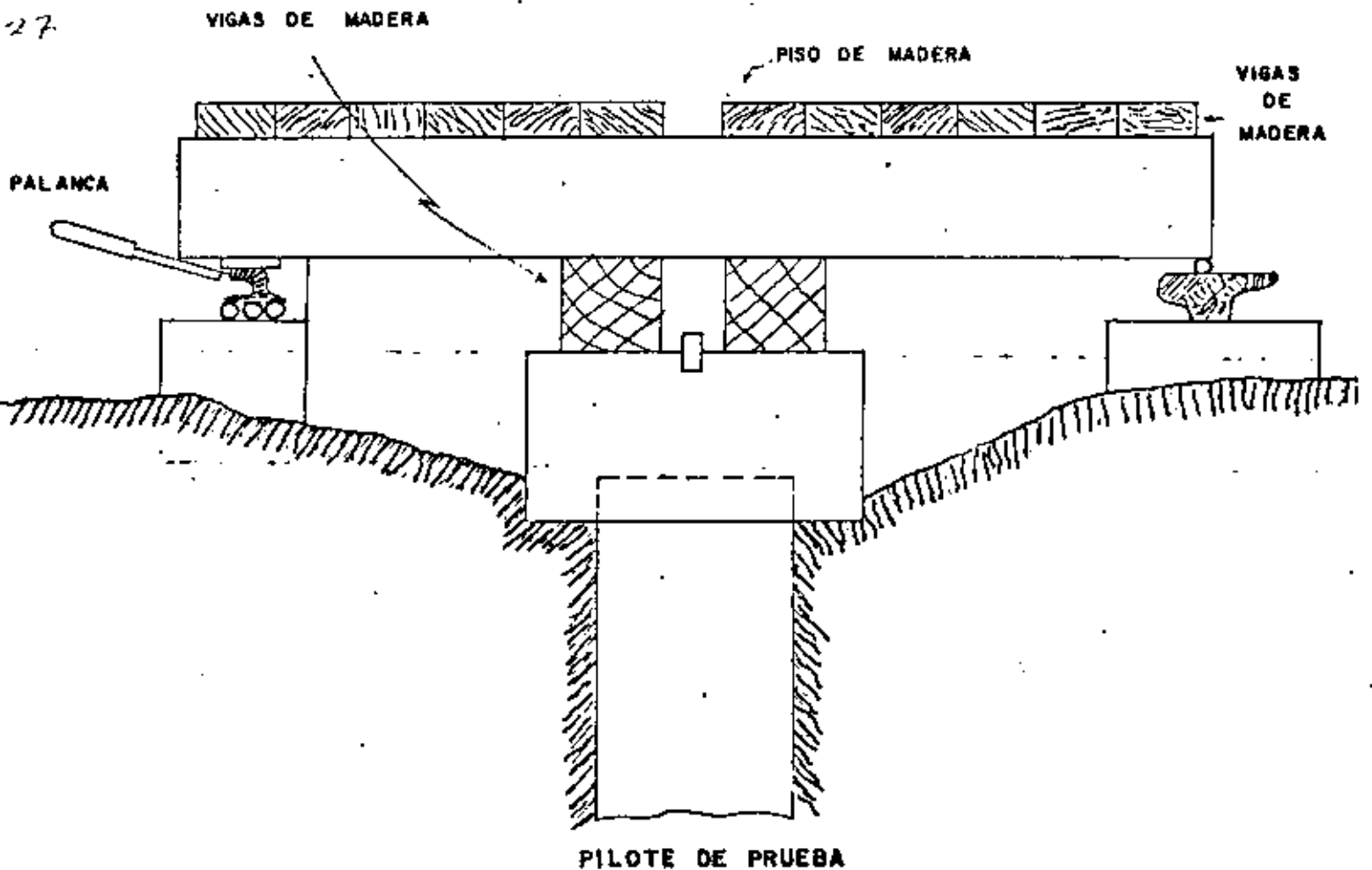
(b) PLATAFORMA DE CARGA

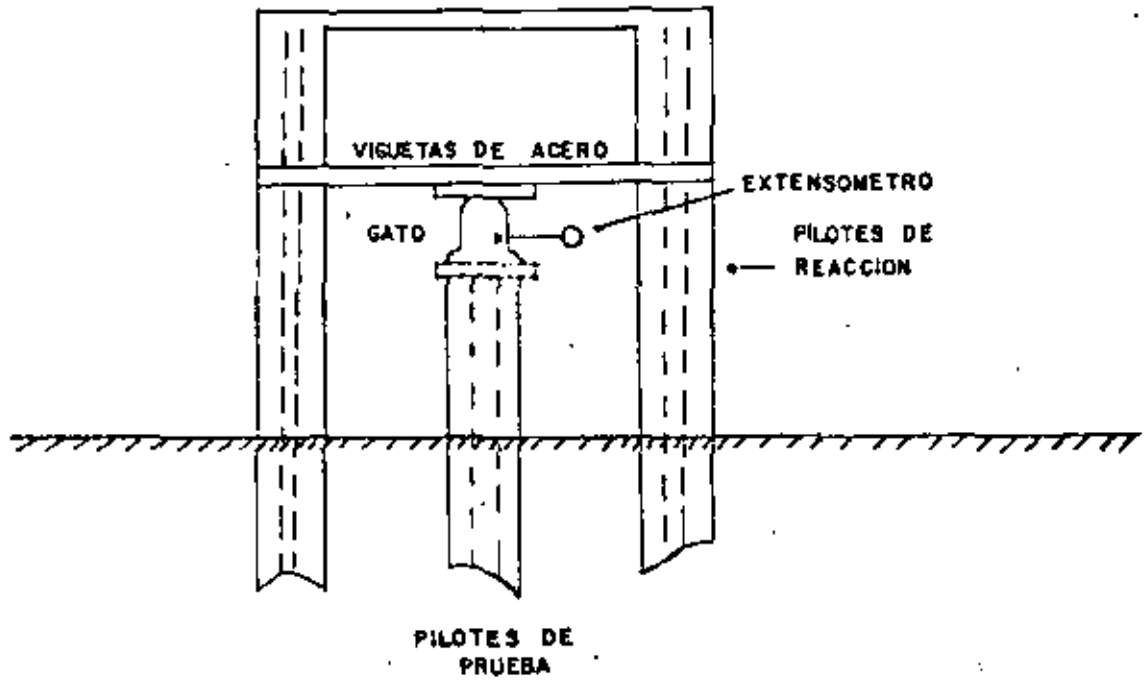


GATEO CONTRA UNA PLATAFORMA

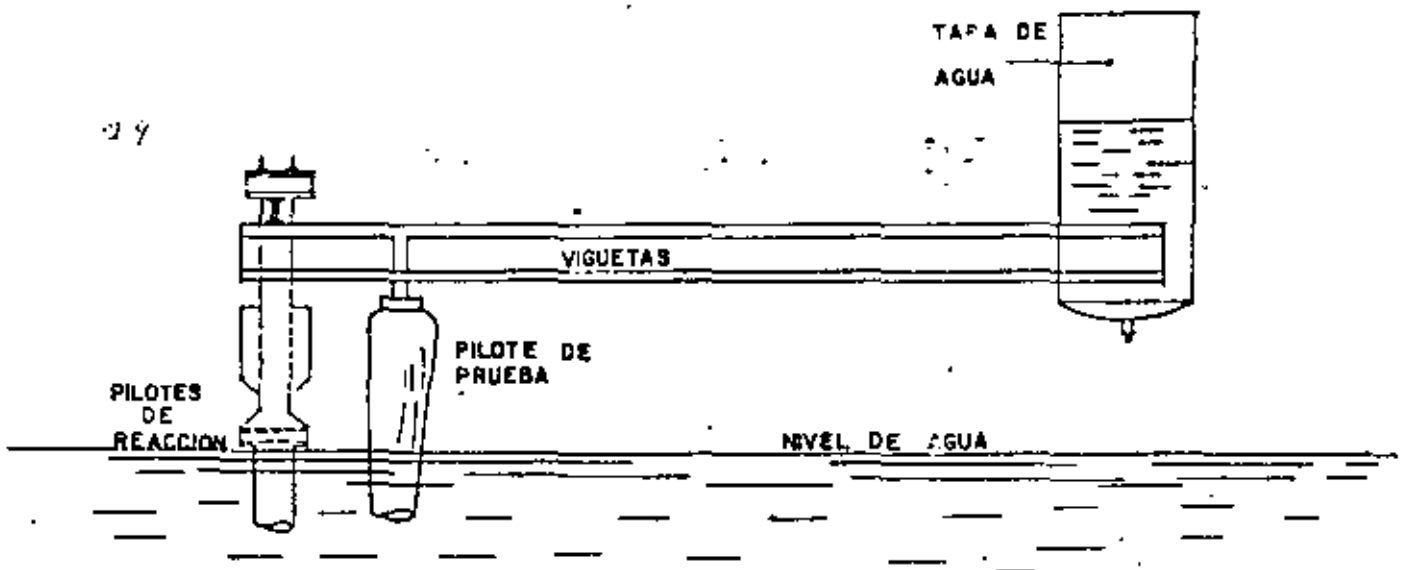
F) CONTILIVER CON CARGA MOVIL

PLATAFORMA DE CARGA





DISPOSITIVO CON GATO CONTRA PILOTES



(e) CONTILIVER CON TARA DE AGUA.

BIBLIOGRAFIA

- A); INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES TOMO II
M en I. Alfonso Rico Rodríguez
Hernilo del Castillo
Edi. LIMUSA
México, D. F.

- B) TESINA CIMENTACIONES
M. en I. Gabriel Moreno Pecero
México, D. F.

- C) SERIES IN GEOTECHNICAL ENGINEERING
H. G.
E. H. Davis
The University of Sydney
U.S.A

- D). FOUNDATION ANALYSIS DESIGN
Bowles J. E,
The Mc Graw Hill Book Co.
U.S.A.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

CAPACIDAD DE CARGA

CIMENTACION DE PLATAFORMAS MARINAS

***Ejercicios Resueltos**

Ing Celso Barrera Chávez

Julio, 1981

CIMENTACION DE PLATAFORMAS MARINAS

CAPACIDAD DE CARGA

INTRODUCCION

Ahora trataremos un tema que presenta un gran interés por el gran desarrollo y auge que se ha tenido en la explotación de los yacimientos petroleros marinos. Lo que aborcaremos aquí, representa solamente una información general que se sigue en los procedimientos para obtener la capacidad de carga, para evaluar el comportamiento de los pilotes.

La manera de analizar los pilotes difiere poco en la forma en que se evalúan las cimentaciones profundas en tierra firme, lo que sí cambia son los procedimientos que se usan en la exploración y manejo de los parámetros de resistencia del suelo, por lo que antes de mencionar las expresiones que se utilizan en las cimentaciones marinas hablaremos de los métodos empleados en la exploración y obtención de los parámetros de resistencia.

OBTENCION DE MUESTRAS

La perforación es ejecutada por medio de tuberías y barrenas, las muestras son obtenidas con un martinete muestreador, el que se baja hasta el fondo del pozo y se lleva hasta la superficie por el interior de la tubería utilizando un cable guía con su malacate correspondiente.

Los muestreros son hincados a percusión utilizando un martinete de 80 kg de peso, el que se deja caer desde una altura de 1.50, este al caer golpea en la cabeza del muestreador, que tiene la forma semejante a la cabeza de un tubo Shelby con válvula de balón convencional.

La obtención de muestras sigue el siguiente procedimiento:

En la superficie y hasta una profundidad de 12 m aproximados, las muestras se extraen en forma casi continua, a intervalos de 90 cm. se recupera una muestra que tiene una longitud de 60 cm. A profundidades entre 12 y 18 m. se obtienen en intervalos de 1.50 m. De 18 m. y hasta 115 m. Se recupera en intervalos de 3 m.

USO DE LODOS DE PERFORACION

El fluido de perforación utilizado, es un lodo preparado con agua de mar a base de un polímero llamado KELSAN-XC y de Barita, es una proporción de 11.34 Kg. de polímero por 226.8 Kg de Barita en 3000 litros de agua para obtener una densidad de 1.135 kg/lt. Esta mezcla tiene la función de lubricar la herramienta, extraer el recorte y estabilizar las paredes del pozo.

PRUEBAS DE CAMPO

Para efectuar ensayos preliminares en el barco se cuenta con un pequeño laboratorio, donde se nos permite conocer de una manera directa los parámetros de resistencia, deformabilidad, etc., contándose para esto con tercoméetro, veleta miniatura, compresión axial no confinada (penetrómetro de bolsillo) además de equipo para preparar las muestras que se envían al laboratorio en tierra para complementar su análisis.

Además se cuenta con una veleta de control remoto. Esta es utilizada para medir la Resistencia de los sedimentos marinos in situ, se efectúa su uso cuando las muestras recuperadas presentan un grado de alteración notable o para comparar los resultados obtenidos en el laboratorio, además se pueden hacer pruebas cíclicas alternando el sentido de los esfuerzos cortantes.

Los elementos que integran el aparato son: Veleta, Cuchillas de Reacción, Sistemas de Aplicación y Medición del Momento Torsionante, Tubo Cabezal, Tubo Martillo, Cable Guía Especial, Malacate y Consola de Control y Adquisición de Datos.

El cable guía especial lleva en su interior los alambres eléctricos que transmiten las señales eléctricas de la consola de control hacia los sistemas de aplicación y medición del par torsionante y de regreso a dicha consola. Se dispone de tres veletas de diferentes dimensiones, que permiten medir resistencia hasta de 2.9 Kg/cm^2 .

PENETROMETRO CONICO WISON

Recientemente, dentro de los estudios geotécnicos, se ha desarrollado un penetrómetro cónico WISON con el objeto de poder complementar los medios de investigación existentes, y poder obtener en cuanto se refiere al tipo de suelo información definitiva de: Resistencia en la punta, fricción lateral, mediciones de presión de poro, densidad relativa de los suelos granulares y determinación de la estratigrafía a lo largo del sondeo.

El Wison es un penetrómetro cónico hidroléctrico del tipo cable-guía, diseñado para ejecutar pruebas de penetración cónica estática en el fondo del sondeo. Consiste en un gato hidráulico individual que es baja por el interior de la sarta de perforación, mediante un cable central especial hasta llegar a la barrena de perforación (trépano) donde es asegurado automáticamente. El cono tiene una área en corte transversal de 10 cm^2 y contiene celdas de carga y medidores de deformación que miden la resistencia en la punta y la fricción superficial lateral.

Para trabajar en conjunción con el penetrómetro cónico Wison, se ha diseñado un muestreador llamado Wisaampler que es usado para obtener muestras de suelo mediante la acción de empuje. Este método permite obtener un menor número de muestras alteradas y una gran recuperación de las mismas. El martinete hidráulico empleado con el wipsampler tiene una capacidad de empuje de 8 toneladas y utiliza tubos muestreadores de pared delgada de 3 m. de longitud con un diámetro exterior variable desde 51 mm. a 76 mm. de tal for-

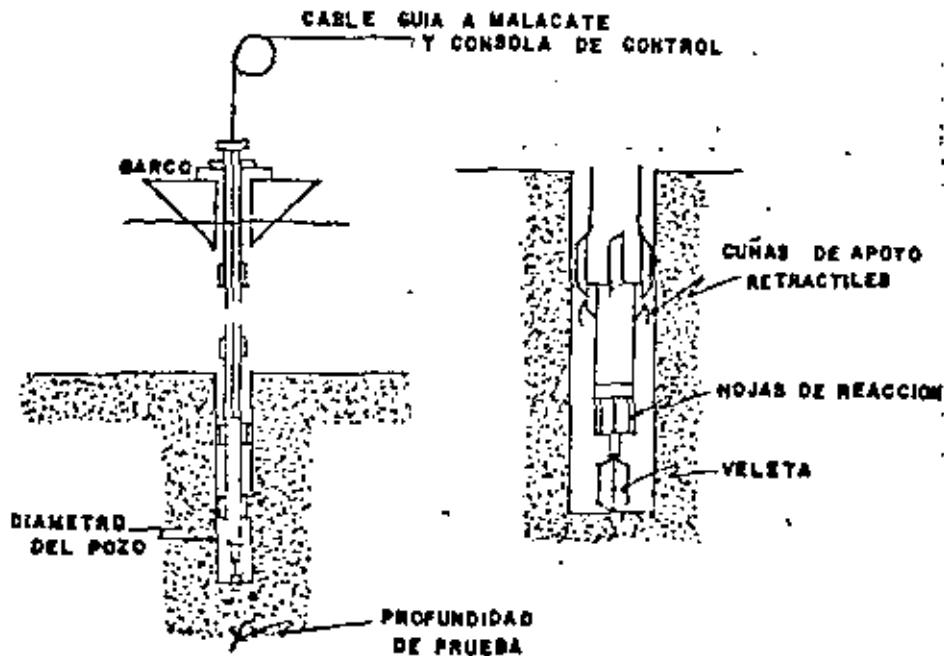


FIG. 24. - VELETA DE CONTROL REMOTO.

ma que se puede obtener información del suelo mediante el uso de la prueba de penetración cónica Wison combinada con el muestreo de suelos del Wipsoaler.

Los sondeos con el penetrómetro cónico se efectúan mediante la recepción de señales eléctricas que son amplificadas y transmitidas a la cabina de control en la vía superficial del cable central, -- donde son registrados automáticamente sobre una franja en una tabla de registro durante la prueba. Los resultados son presentados como curvas de resistencia del cono (q_c) y fricción superficial -- (f_s). El análisis preliminar de éstas es a menudo hecha en campo y el análisis ingenieril final es complementado normalmente en gabinete.

El uso del sistema de penetración cónica tiene varias aplicaciones para obtener en forma rápida y efectiva, información referente al sondeo en estudio. La información que se determina en base a los sondeos de penetración cónica es la siguiente:

Determinación de la estratigrafía.- Esta información es suministrada por dos parámetros:

- a) La Resistencia unitaria en la punta (q_c)
- b) La relación de fricción (f_r) que está en función de q_c y la fricción superficial unitaria (f_s)

La obtención de una curva relativamente uniforme de resistencia del cono incrementada gradualmente con la profundidad indica usualmente la presencia de una arcilla normalmente consolidada. Por otra parte mediciones altas de la resistencia del cono indican la presencia de suelos granulares que tendrán que ser correlacionados con la densidad relativa in situ.

Determinación del Tipo de Suelo.- El análisis de los sondeos efectuados con el Wison, nos proporciona una aproximación de la identificación de suelos por medio de la relación de fricción, de finida como la fricción superficial.

$$F_r = \frac{F_s \times 100}{q_c}$$

donde:

- F_r = relación de fricción
 F_s = medición de la fricción superficial
 q_c = medición de la Resistencia del cono.

Por ejemplo una relación alta (F_r de 3 ó 4) indica la presencia de granos finos o suelos cohesivos; mientras que una relación de fricción baja (F_r 2 ó 3) denota la presencia de granos gruesos o suelos granulares.

La gráfica N° 4 corresponde a una carta típica correlacionando la resistencia del cono y la fricción superficial (relación de fricción) con los tipos de suelos en general.

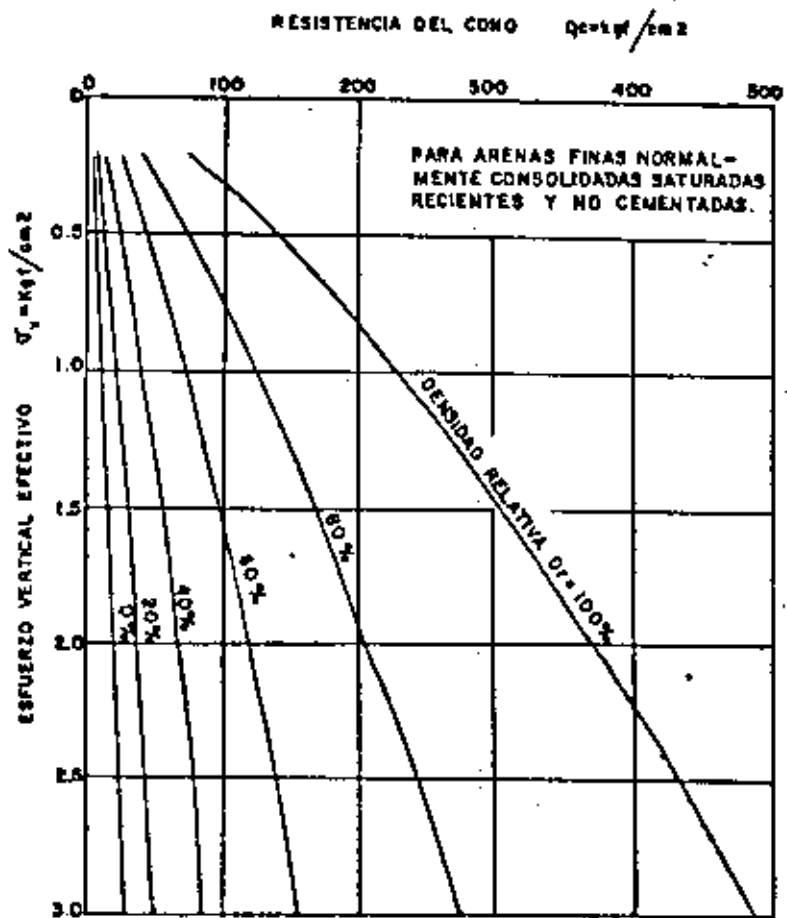
SUELOS GRANULARES.- Los sondeos con el Wison son usados para estimar la densidad relativa in situ del Estrato de Suelos Granulares. La gráfica N° 2 nos proporciona una correlación entre la penetración del cono, el esfuerzo vertical efectivo y la densidad para arenas finas no cementadas, saturadas y normalmente consolidadas. Hay que considerar en el uso de la tabla que la resistencia a la penetración del cono es afectada tanto por el tipo de suelo granular, la distribución del tamaño de las partículas, la cementación, los esfuerzos laterales, la compresibilidad, así como, la presión de poro.

SUELOS COHESIVOS.- La estimación de la resistencia al corte no drenada de los suelos cohesivos es igual a la medida de la resistencia a la penetración ajustada por la presión de la sobrecarga dividida por un factor del cono N_k .

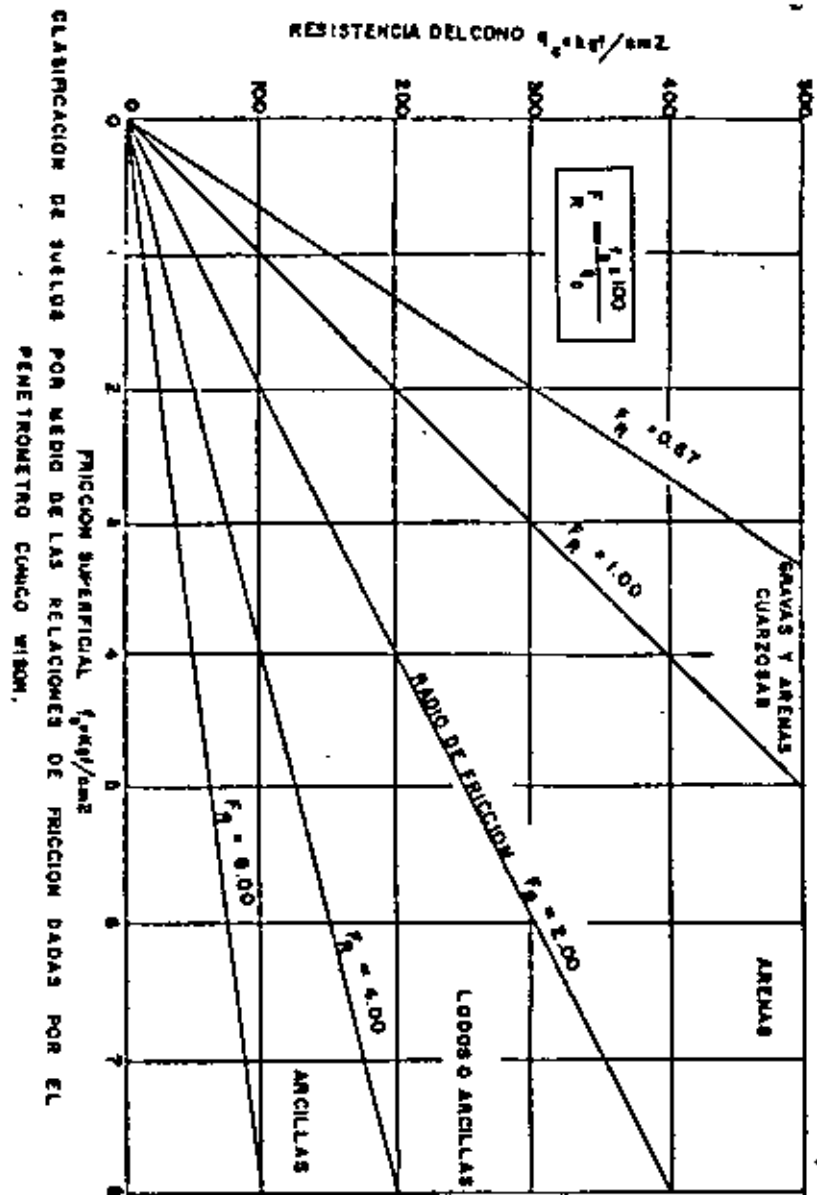
$$S_u = \frac{q_c - T}{N_k}$$

donde:

S_u = Resistencia al corte no drenada



GRAF 2)
CORRELACION DE LA
RESISTENCIA DEL CONO
Y LA DENSIDAD RELATIVA



grafica 1

- Q_c = medición a la resistencia
- T = presión de la sobrecarga del suelo
- NF = Factor del Cono

CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES .

Capacidad axial en pilotes.

La capacidad última de carga a compresión axial Q, de un pilote para una penetración determinada, es la suma de la capacidad por fricción lateral superficial, Q_s , y de la carga en la punta, Q_p :

$$Q_{total} = Q_{fricción\ superficial} + Q_{carga\ en\ la\ punta}$$

$$Q_T = Q_B + Q_P = f A_s + q A_p$$

en pilotes que se encuentran trabajando a tensión

$$Q_{total} = Q_{fricción\ superficial}$$

De las expresiones anteriores A_s y A_p , son respectivamente, el área lateral del tramo hincado del pilote y el área de toda la sección transversal en la punta del pilote. (f) y (q) son la fricción superficial unitaria y la resistencia unitaria por punta respectivamente.

Los valores que puede tomar (f) según el uso del cono son:

Fricción Superficial

Arcillas

$$f = \alpha S_u$$

Arenas

$$f = 2qc$$

donde:

$$\alpha = 1.0 \text{ para arcillas normalmente consolidadas.}$$

$$\alpha = 0.5 \text{ para arcillas con solidades.}$$

donde:

$$B = 1/300 \text{ para compresión}$$

$$B = 1/400 \text{ para torsión}$$

Resistencia Unitaria por punta.

Arcillas

$$q = 9 s_u$$

Arenas

- q es función de
- resistencia del cono
- profundidad
- diámetro
- tamaños de granos
- esfuerzo in situ

Se tienen otros métodos de análisis para calcular las capacidades axiales de pilotes. Basadas en las recomendaciones del API (AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE) RP 2A, 1979. A continuación se hace una breve descripción del procedimiento recomendado.

SUELOS COHESIVOS

De acuerdo a las recomendaciones del API RP 2A: La fricción lateral por unidad de superficie, F, y por tanto la capacidad por fricción, Q_s , de un pilote hincado en arcilla a una profundidad determinada está relacionada con la resistencia al corte sin drenar, C, de la arcilla.

La fricción lateral unitaria de la arcilla, f, puede ser igual o menor, pero no mayor que la adhesión. Para arcillas muy plásticas, como las que se encuentran en el Golfo de México, la fricción, f, puede ser igual a C para arcillas en proceso de consolidación y

y normalmente consolidadas. Para arcillas preconsolidadas, f no debe pasar de 1/2 tonelada (corta) por pie cuadrado en profundidades pequeñas, o la cohesión equivalente a la que tendría una arcilla normalmente consolidada en profundidades mayores. Tomándose de estos dos valores el que resulta mayor.

La capacidad de carga por punta se calcula usando la expresión.

$$q = C_{nc}$$

- C = resistencia cohesiva al corte sin drenar
 N_c = factor de capacidad de carga dimensional
 $N_c = 9$ (para cimentaciones profundas)

SUELOS GRANULARES

La contribución de la capacidad de carga por fricción, desarrollada, en suelos granulares se determina usando la ecuación siguiente:

$$f = k \bar{\sigma}_v \tan \delta$$

donde:

- k = coeficiente de presión lateral del suelo
 $\bar{\sigma}_v$ = esfuerzo vertical efectivo
 δ = ángulo de fricción entre el suelo de cimentación y el pilote de acero, el cual es una función de θ , ángulo de fricción interna del suelo.

El valor de k se considera como 0.7 para cargas de compresión y 0.5 para cargas de tensión. Los valores de los esfuerzos verticales efectivos se calculan a partir de los valores del peso volumétrico sumergido.

La capacidad de carga unitaria por punta, q , para pilotes instalados en suelos granulares, se calcula usando la siguiente ecuación.

$$q = \bar{\sigma}_v N_q$$

donde:

$\bar{\sigma}_v$ = esfuerzo vertical efectivo

N_q = factor de capacidad de carga adimensional que es función de θ ángulo de fricción interna del suelo.

En el cálculo de capacidad de carga, los valores calculados de q no deberán exceder de ciertos límites. De los datos disponibles se ha observado que la capacidad unitaria por punta y por fricción lateral, junto con los valores límites en suelos granulares que exhiben un considerable contenido de carbonato, son apreciablemente más bajos que los valores correspondientes a suelos granulares no carbonatados. Por lo que se recomienda seleccionar los parámetros de diseño y los valores límite o máximos aplicables a las ecuaciones anteriores en función del contenido del carbonato.

Los parámetros de diseño de los sedimentos granulares de origen carbonatado son implicaciones de las recomendaciones API RP 2A, dadas para facilitar la evaluación de los pilotes hincados en tales sedimentos. Estos valores aparecen en la siguiente tabla, donde aparece un resumen de los parámetros de diseño seleccionados junto con los valores límite para sedimentos granulares.

También debe hacerse notar que si a cualquier profundidad la capacidad de carga por punta excede a la acumulada por fricción, la capacidad total a esa profundidad está limitada a dos veces la correspondiente por fricción (es decir, la fricción a lo largo de la superficie lateral exterior del pilote más la componente a lo largo del tapón interno de suelo dentro del pilote).

CRITERIOS DE CAPACIDAD DE PILOTE PARA
SEDIMENTOS GRANULARES

SUELOS NO CARBONATADOS Y POCO CARBONATADOS

(contenido de carbonato 25%)

| TIPO DE SUELO | φ° | | | | |
|---------------|-----|-----|------|----|-----|
| arena | 35° | 30° | 2.00 | 40 | 200 |
| arena limosa | 30° | 25° | 1.70 | 20 | 100 |
| limo arenoso | 25° | 20° | 1.40 | 12 | 60 |
| limo | 20° | 15° | 1.00 | 3 | 40 |

SUELOS CALCAREOS

(contenido de carbonato 25 a 50%)

| TIPO DE SUELO | φ° | | | | |
|-----------------------|-----|-----|------|----|-----|
| arena | 19° | 14° | 2.00 | 40 | 200 |
| arena limosa | 19° | 14° | 1.70 | 20 | 100 |
| limo arenoso | 19° | 14° | 1.40 | 12 | 60 |
| limo y limo arcilloso | 19° | 14° | 1.00 | 8 | 40 |

SUELOS CARBONATADOS

(contenido de carbonato 50%)

| TIPO DE SUELO | φ° | | | | |
|-----------------------|-----|-----|------|----|-----|
| arena | 19° | 14° | 0.40 | 20 | 100 |
| arena limosa | 19° | 14° | 0.40 | 20 | 100 |
| limo arenoso | 19° | 14° | 0.40 | 12 | 60 |
| limo y limo arcilloso | 19° | 14° | 0.40 | 8 | 40 |

FACTORES DE SEGURIDAD

El valor que se le asigne al factor de seguridad que se va a usar con la capacidad última del pilote deberá seleccionarse tras considerar varios aspectos entre ellos la frecuencia de las tormentas, las fuerzas de oleaje, las corrientes, la importancia económica de la estructura, los métodos usados en la determinación de las condiciones bajo la superficie, la predeterminación de las capacidades de los pilotes y la sensibilidad de la estructura al movimiento vertical. Se recomienda un valor de 1.5 para carga ambiental máxima, factor considerado como consistente con el grado de confiabilidad de los datos del suelo.

BIBLIOGRAFIA

I

- a) SIMPOSIO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS MARINOS,
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS

tomos I y II
México, 1980

- b) TESIS PROFESIONAL

J. Luis Ontañón León
Niguel Flores Méndez
Luis Nunguía Avila
México, 1980

II
ARTICULOS

- a) ANALYSIS OF LATERALLY LOADED PILLS IN SAND

By

Lyman C. Reese
William R. Cox
Francis D. Koop
1974 O.T.C. 2080

- b) PILE AXIAL LOAD CAPACITY AND DYNAMIC INSITU TESTING
BY G. G. Goble

- c) WIGON MK II AND WIPSAAMPLER SYSTEM

Fugro Gulf, Consultant

EJERCICIOS RESUELTOS:

Capacidad de carga superficial:

ejemplo (1)

Calcular la capacidad de carga del suelo bajo una cimentación superficial localizada a 2.5 m, los datos del suelo son los siguientes:

$$q_u = 2.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 1.5 \text{ ton/m}^3, \text{ N}^\circ \text{ de golpes en penetración estandar.}$$

pensando que se nos podría presentar una falla de tipo local, la expresión que podemos utilizar es la de Terzaghi.

DATOS

$$q_u = 2.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 1.50 \text{ ton/m}^3$$

$$N = 7 \text{ golpes}$$

$$Df = 2.5$$

$$q_c = \frac{2}{3} C N^{\circ} c + \gamma Df N^{\circ} q + \frac{1}{2} \gamma B N^{\circ} \gamma$$

$$C = \frac{q_u}{2} = \frac{2.5}{2} = \frac{1.25}{2} \text{ ton / m}^2$$

de la grafica de N° de golpes y compacidades

$$\beta = 28^\circ$$

de graficas

$$N^{\circ} c = 14$$

$$N^{\circ} q = 7$$

$$N^{\circ} \gamma = 4$$

suponiendo B = 1.0 metro

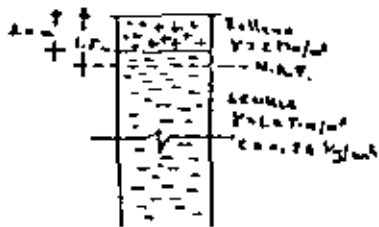
$$q_c = 2/3 (1.25) (14) + (1.3) (2.5) + 1/2 (1.3) (1) (4)$$

$$q_c = 37.01$$

$$q_d = \frac{37.01}{3} = 12.33 \text{ ton/m}^2$$

ejemplo (2)

Calcular la capacidad de carga para una cimentación superficial de tipo zapata aislada de 1.5 x 1.5 m, las características del suelo son las que se muestran



DATOS:

$$c = 0.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 1.8 \text{ ton/m}^3$$

$$Df = 1.0$$

$$F = 0$$

Se trata de un suelo cohesivo podemos emplear Terzaghi falla general

$$q_c = 1.3 c N_c + Df N_q$$

$$N_c = 5.14$$

$$N_q = 1.0$$

Como el N.A.F. se encuentra muy superficial conviene tomar el γ^* (sumergido)

$$\gamma^* = (1.8 - 1) = 0.8 \text{ ton/m}^3$$

$$q_c = 1.3 (2.5) (5.14) + (0.8) (1.0) (1.0)$$

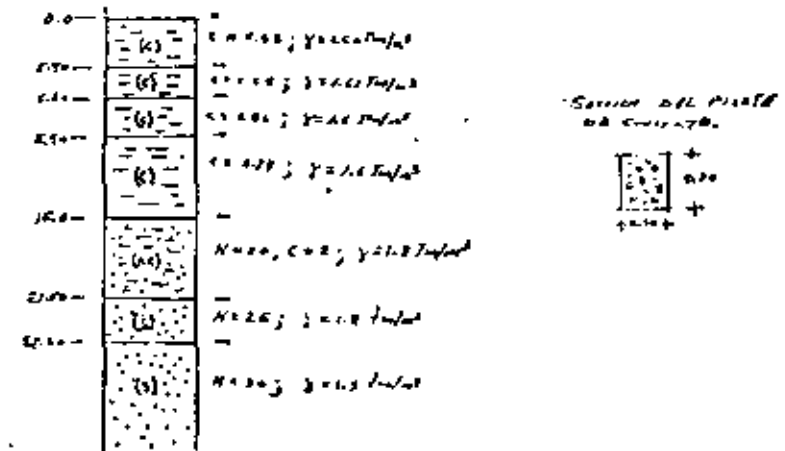
$$q_c = 17.5 \text{ ton/m}^2$$

$$q_d = \frac{q_c}{F \cdot S} = \frac{17.5}{1 \cdot 3} = 5.75 \text{ ton/m}^2$$

CAPACIDAD DE CARGA CIMENTACIONES PROFUNDAS

ejemplo (1)

Calcular el número de pilotes para una descarga de 500 ton.



Plantando pilotes de fricción a una profundidad de 21.50 metros.

1er estrato 0 - 5.40 m.

$$Q_f = f_r A_L$$

$$q_u = 2c = 11.06 \rightarrow C_u = 4.2$$

$$Q_f = (4.2) (4) (0.3) (5.40) = 27.21$$

$$Q_f = 27.21 \text{ ton}$$

2º estrato 5.40 - 6.00 m.

$$Q_f = f_r A_L$$

$$q_u = 2c = 13.30 \rightarrow C_u = 4.25$$

$$Q_f = (4.25) (4) (0.3) (1.2) = 6.12$$

$$Q_f = 6.12 \text{ ton}$$

3° Estrato 6.60 - 8.40 m

$$Q_f = f_r A_L$$

$$q_u = 2c = 2 \times 2.85 = 5.70 \rightarrow Ca = 3$$

$$Q_f = (3) (4) (0.3) (1.8) = 6.48$$

$$Q_f = 6.48 \text{ ton}$$

4° estrato 8.40 - 15.0 m

$$Q_f = f_r A_L$$

$$q_u = 2c = 2 \times 5.74 = 11.48 \rightarrow Ca = 4.3$$

$$Q_f = (4.3) (4) (0.3) (6.6) = 34.06 \text{ ton}$$

5° Estrato 15.0 - 21.50 mt.

$$Q_f = f_r A_L$$

$$f_r = Ca + K \frac{1}{2} \gamma \text{ ton } \sigma + Ca$$

$$q_u = 2 \times 2 = 4 \quad Ca = 1.87$$

$$K = 0.4$$

$$N = 20 \rightarrow \theta = 32^\circ$$

$$f_r = (1.87) + (0.4) \left(\frac{6.5}{2} \right) \left[(1.8-1) (\tan 2/3 (32)) \right] = 1.87$$

$$f_r = 1.87 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_f = (1.87) (4) (0.30) (6.5) = 17.78 \text{ ton}$$

$$Q_T = Q_{f_1} + Q_{f_2} + Q_{f_3} + Q_{f_4}$$

$$Q_T = 27.21 + 6.12 + 11.35 + 5.93 = 50.61 \text{ ton}$$

$$Q_{dT} = \frac{Q_T}{FS} = \frac{50.61}{3} = 16.87 \text{ ton}$$

N° de pilotes

$$N = \frac{P}{Q_{dT}} = \frac{500 \text{ ton}}{16.87 \text{ ton}} = 29.63 \text{ pilotes}$$

La capacidad de carga resulta ser muy baja y da un número muy elevado de pilotes.

PLANTEAMIENTO POR PILOTES DE FRICCIÓN Y PUNTA

Con los datos anteriores y prosiguiendo con los otros estratos tenemos:

6° Estrato 21.50 - 23.60 m.

$$Q_f = f_r A_L$$

$$f_r = K \frac{1}{2} \gamma \text{ tand}$$

$$N = 25 \rightarrow \theta = 33^\circ$$

$$f_r = (0.4) \left(\frac{2-1}{2} \right) (0.8) \left[\frac{1}{2} 2/3 (33) \right] = 0.136 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_T = (0.136) (4) (0.3) (2-1) = 0.342 \text{ ton}$$

$$Q_{Td} = \frac{0.342}{3} = 0.116 \text{ ton}$$

7° Estrato 23.60 metros

CAPACIDAD POR PUNTA

Aplicando Meyerhof

$$Q_T = q_p A_s$$

$$q_p = \gamma D_f N'' q$$

$$N = 30 \rightarrow \theta = 34^\circ$$

$$N_q = 125$$

$$D = 4 \sqrt{N_q} B$$

$$N_g = \gamma g^2 (45 + d/2)$$

$$N_g = \gamma g^2 (45 + \frac{34}{2}) = 3.53$$

$$D = 4 \cdot 3.53 \cdot (0.3) = 2.26 \text{ m}$$

Considerando que el pilote lo vamos a empotrar los 2.26 en el estrato resistente

$$Df = (1.6) (5.4) + (1.6) (1.2) + (1.6) (1.8) + (1.6) (6.6) + (0.8) (6.5) + (0.8) (2.1) + (0.8) (2.26) = 32.93 \text{ ton/m}^2$$

$$Df = 32.93 \text{ ton/m}^2$$

$$q_p = (32.93) (125) = 4116.25 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_p = (4116.25) (0.3)^2 = 370.46 \text{ ton}$$

$$Q_p = 123.49 \text{ ton}$$

Sumando la capacidad de carga por fricción y por punta

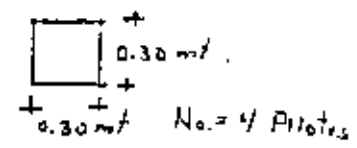
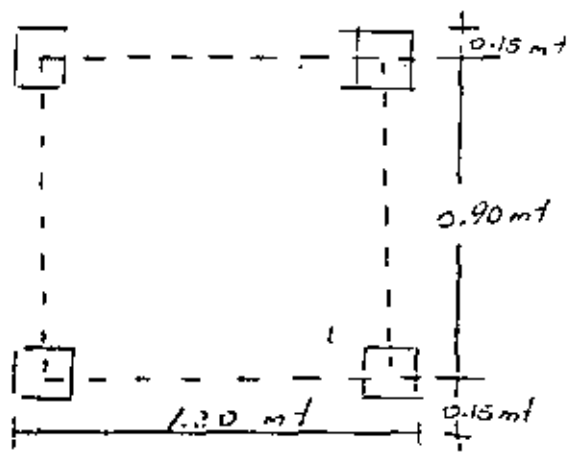
$$Q_{Td} = Q_f + Q_p$$

$$Q_{Td} = 16.87 + 0.116 + 123.49 = 140.47 \text{ ton}$$

N° de pilotes de 30 x 30 cm.

$$N = \frac{P}{Q_{Td}} = \frac{500}{140.47} = 3.55 \approx 4 \text{ pilotes}$$

REVISION DEL GRUPO DE PILOTES



Considerando la separación mínima entre pilotes 5 Ø nos da una área de 1.20 x 1.20 m.

$$N_{QTd} \quad \frac{Q_g}{F.S}$$

$$Q_g = q_p \cdot B \cdot L + D_f \cdot (2L + 2B) \cdot s$$

$$D_f = 23.60 \text{ m}$$

$$B = 1.20 \text{ m}$$

$$L = 1.20 \text{ m}$$

$$s = 4 \text{ ton/m}^2$$

$$q_p = 4285 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_g = \frac{(4285) (1.20) (1.20) + 23.60 (2) (1.20) \cdot 4}{(1.20) (4)}$$

$$Q_g = 6623 \text{ ton}$$

$$Q_g = 2207.84 \text{ ton}$$

F.S

$$N_{QTd} = 4 \times 154.16 = 616.64 \text{ ton}$$

$$N_{QTd} \quad \frac{Q_g}{F.S}$$



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

- * INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA
- ** Ejemplos de aplicación

Ing Agustín Deméneghi Colina

Agosto, 1981

NOTAS SOBRE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

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 Hico 1976, Pozas 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

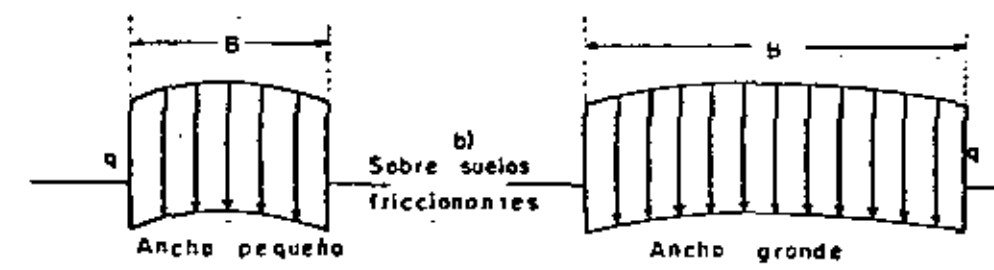
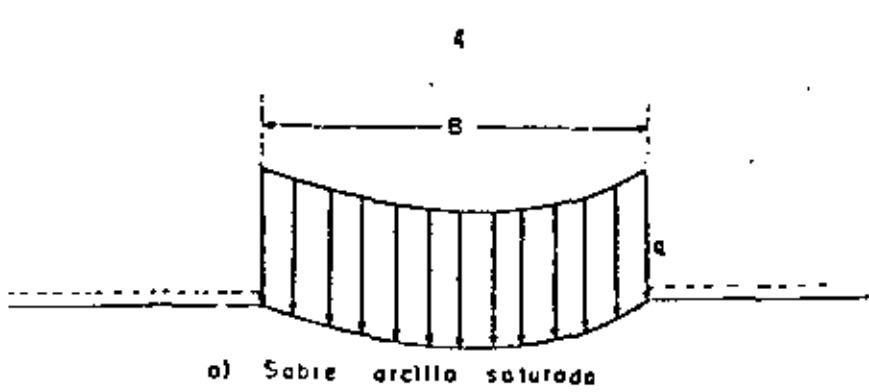


Fig. 2.1 Perfil del asentamiento bajo un área uniformemente cargada sobre la superficie de un medio semi-infinito.

FIG. 1.1

dealmente 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. (2.1).

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. (2.1), 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.

3'

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. (2.1), 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. (2.2) se muestran ambas distribuciones (partes (a) y (b)).

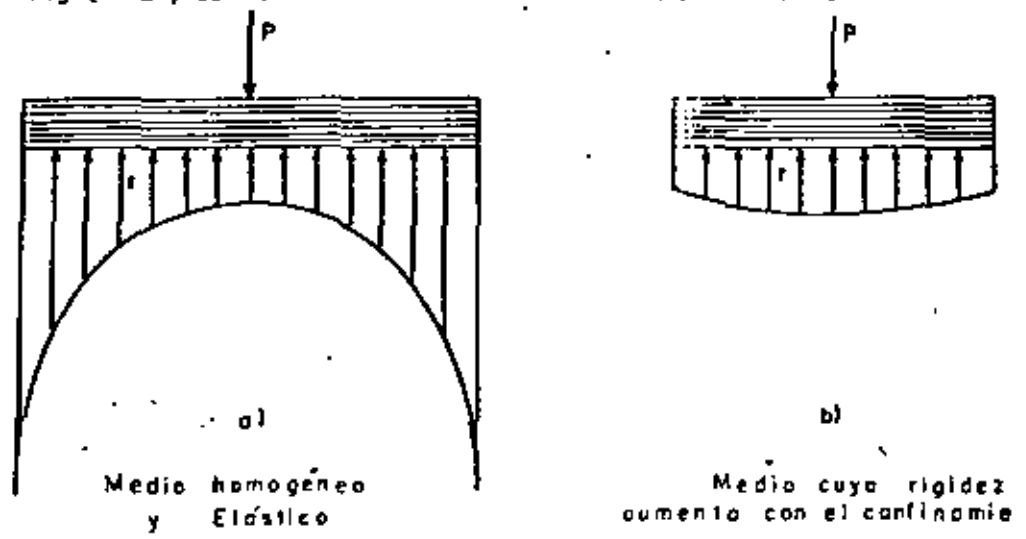


Fig. 2.2 Distribuciones de presiones bajo una placa infinitamente rígida

FIG. 1.2

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 car
g
as ^{indicados} en la misma figura, apoyada sobre una serie de estratos de suelo com
presible. 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 ver
se 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.

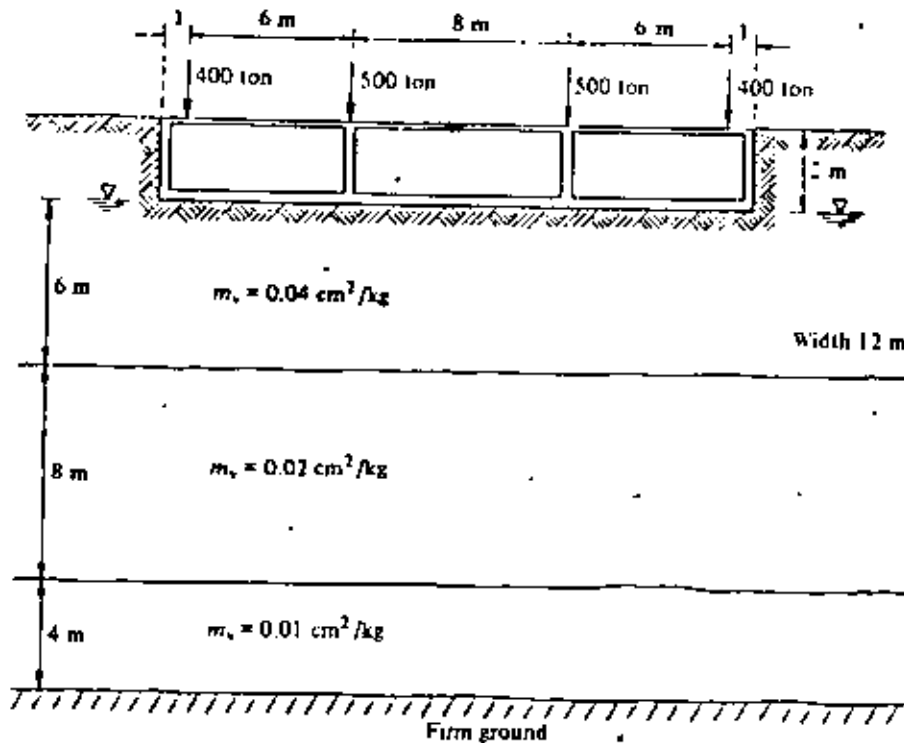


Fig. 1-A.IV Cross section of foundation.

FIG. 1.3

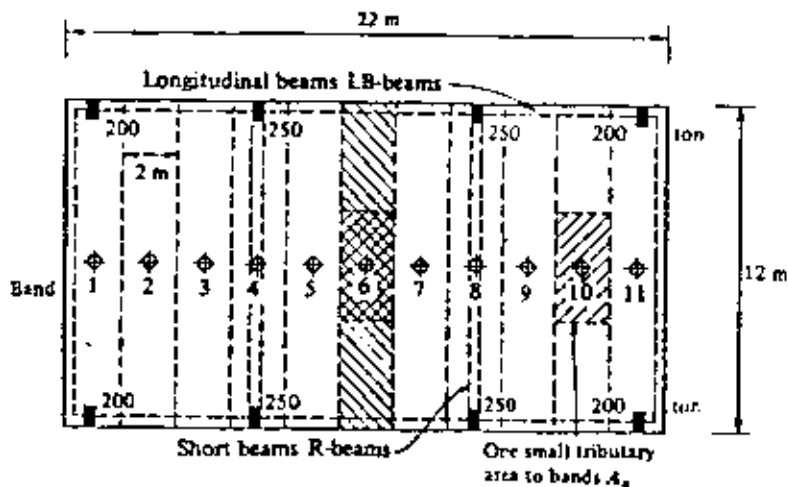
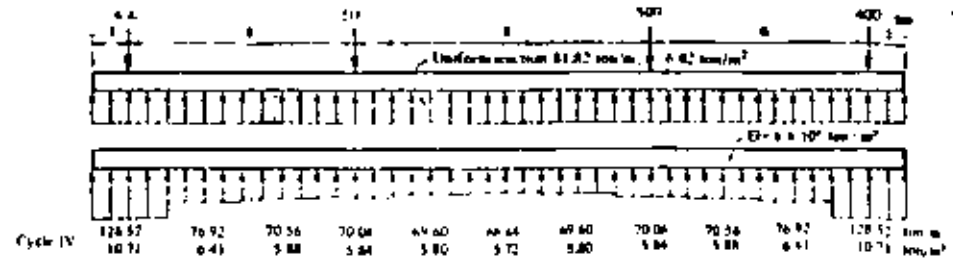


Fig. 2-A.IV Foundation plan.

$$f = \frac{wL^3}{EI} < 1$$



$$f = \frac{81.82 \times 10^3}{6 \times 10^6} = 1.36 \times 10^{-2} = 0.0136 \quad (a)$$

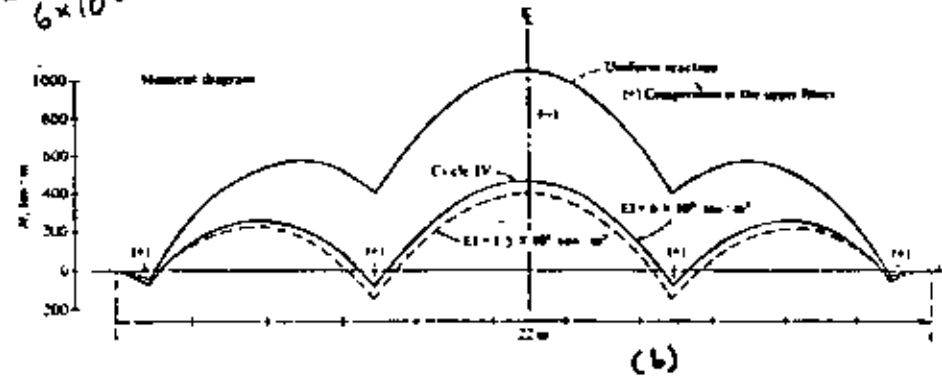


Fig. 5-A.IV Subgrade reactions per unit length and bending moments for total width of foundation.

FIG. 1.4

Therefore, when $f < 0.01$ the reduction in bending moments is only on the order of 15%, and 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 B.IV 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, Pezas 1980):

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, definiendo como la relación p/δ , siendo p una carga por unidad de área de una superficie horizontal en una masa de suelo y δ el correspondiente asentamiento de la superficie.

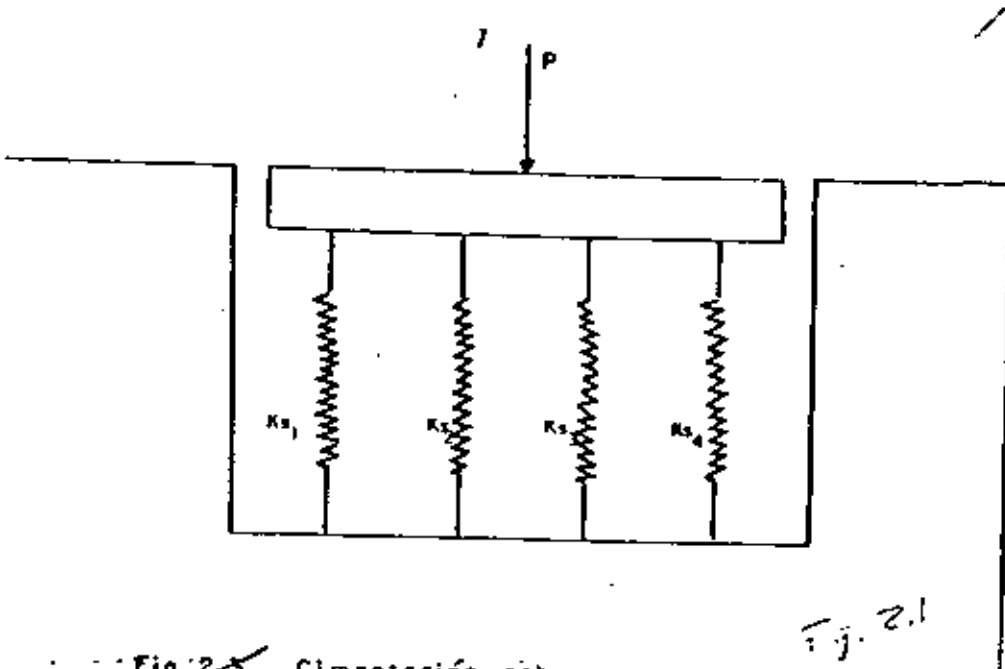


Fig. 2.1 Cimentación sobre resortes
FIG. 2.1

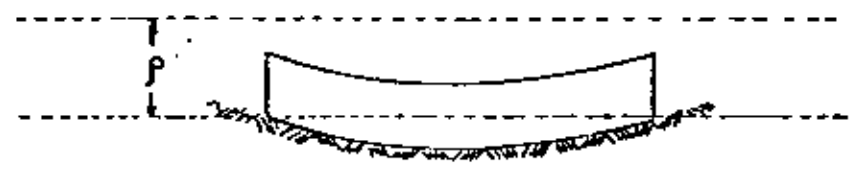
Veamos la manera de determinar este parámetro, el cual denominaremos **Módulo de Reacción del Subsuelo**, definido como la relación p/δ , siendo p una carga por unidad de área de una superficie horizontal en una masa de suelo y δ el correspondiente asentamiento de la superficie.

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 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 despla-

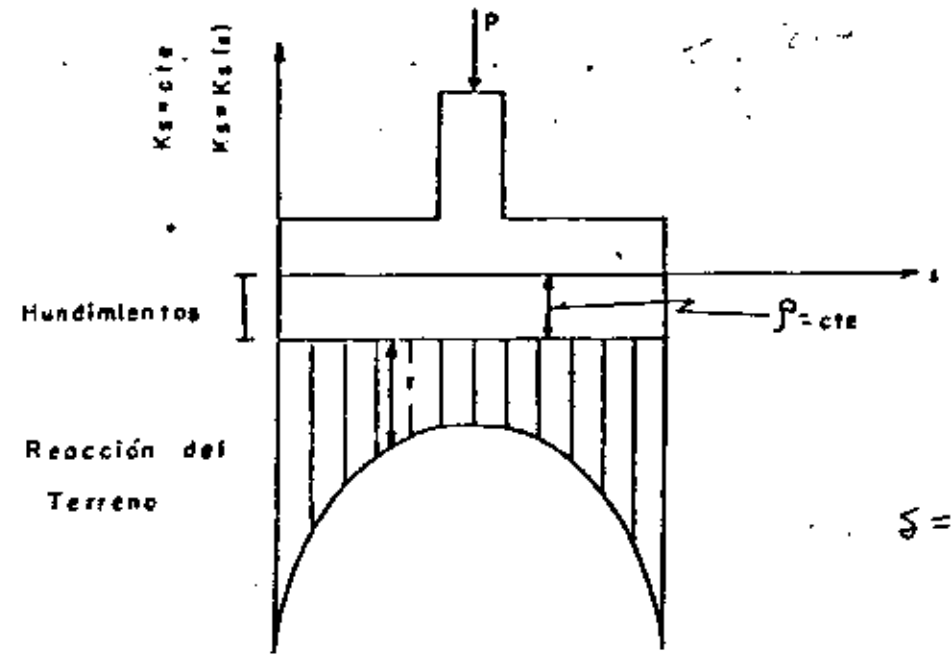
nto. Fig. (2.4).

7'

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 subsuelo (K_s).



a) Placa Flexible



b) Placa Rígida

Fig. 2.4. Determinación del módulo de reacción del subsuelo K_s
FIG. 2.2

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

$$K_s = \frac{P}{S} \left[\frac{-K_y}{cm^3} \right] \quad (2.1)$$

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 asemeja 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:

$$\frac{F}{S} = K_s \cdot \delta = cte$$

$$s = p$$

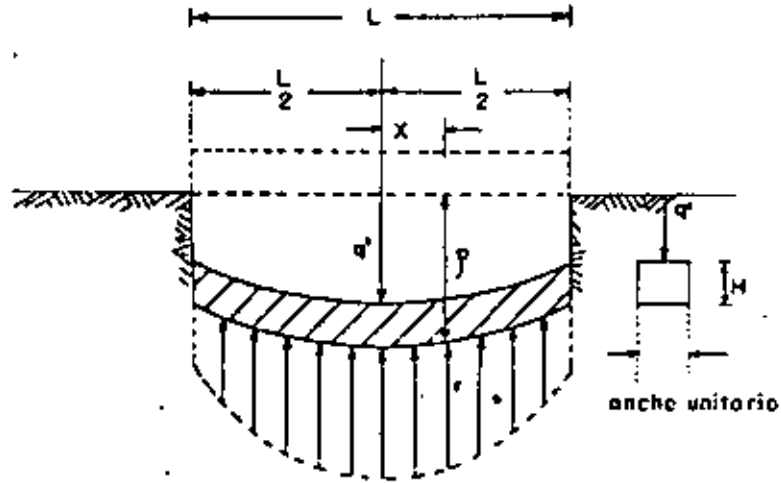


Fig. 2.5 Distribución de la reacción del subsuelo sobre la base de una viga elástica la cual está accionada por una carga lineal q' por unidad de ancho.

FIG. 2.3

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 viga

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:

$$\delta = C_1 \cosh \Omega \cos \Omega + C_2 \sinh \Omega \sin \Omega + C_3 \cosh \Omega \sin \Omega + C_4 \sinh \Omega \cos \Omega \quad (2.4 a)$$

donde:

$$\Omega = x \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4EI}} \quad (2.4 b)$$

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. 2.4a 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.

$$r = s K_s = \frac{q^* \Omega_1}{2L} \frac{1}{\sinh \Omega_1 + \sin \Omega_1} \left\{ \begin{aligned} & \sin \Omega \sinh(\Omega_1 - \Omega) \\ & - \sinh \Omega \sin(\Omega_1 - \Omega) + 2 \left[\cosh \Omega \cos \frac{\Omega_1}{2} \cos \left(\frac{\Omega_1}{2} - \Omega \right) \right. \\ & \left. + \cos \Omega \cosh \frac{\Omega_1}{2} \cosh \left(\frac{\Omega_1}{2} - \Omega \right) \right] \end{aligned} \right\}$$

y el momento flexionante M a la misma distancia por unidad de ancho:

$$M = \frac{q^* L}{4 \Omega_1} \left(\cosh \Omega \cos \Omega + \sinh \Omega \sin \Omega - \sinh \Omega \cos \Omega \right. \\ \left. - \cosh \Omega \sin \Omega - D \cosh \Omega \cos \Omega + A \sinh \Omega \sin \Omega \right)$$

donde:

$$\Omega = x \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4EI}} \quad \Omega_1 = L \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4EI}}$$

$$A = \frac{2 + \cos \Omega_1 - \operatorname{sen} \Omega_1 + e^{-\Omega_1}}{\operatorname{senh} \Omega_1 + \operatorname{sen} \Omega_1} ; \quad D = \frac{\cos \Omega_1 + \operatorname{sen} \Omega_1 - e^{-\Omega_1}}{\operatorname{senh} \Omega_1 + \operatorname{sen} \Omega_1}$$

Como la reacción del terreno r y el momento flexionante M son más grandes bajo la carga a $x = 0$ y $\Omega = 0$:

$$r_{\max} = S_{\max} K_s = q' \frac{\Omega_1}{2L} (1 + A)$$

$$M_{\max} = \frac{q' L^2}{4 \Omega_1} (1 - D)$$

Para vigas totalmente rígidas sus valores correspondiente 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_g , 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 Terzaghi (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 S'_{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:

$$K_s'' = \frac{q_{an}'' A_n}{\sum_{an}'''}$$

Usando el valor de K_s'' 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 (Deméneghi 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, sustituycamos 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_{ij} de cada uno de los nudos de la estructura y a los desplazamientos verticales δ_i y ξ_i). 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_i y t_i son también incógnitas. No obstante, al realizar el análisis de hundimientos del terreno podremos obtener los desplazamientos del suelo δ_i y ξ_i en función de las reacciones r_i y t_i . 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_{ij} y las reacciones del te-

trazo r_1 y t_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.

Vamos 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.

Es interesante notar que con este procedimiento para nada se emplea el concepto de módulo de reacción del suelo K_g , con lo cual se evitan las iteraciones.

Dado que la formación de la matriz de rigideces depende del tipo de estructura, en este trabajo presentamos a manera de ilustración la forma de analizar una estructura reticular continua junto con el suelo. Para analizar otro tipo de estructuras (con articulaciones, vigas flotantes, pilotes, etc.), se puede proceder en forma análoga a la aquí expuesta.

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 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 consideramos 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

$$\frac{1.4 \times 10^8}{2.2} \times 10^2 = \frac{0.02 \times 9}{0.136 \times 1.4 \times 10^8} \times 7(4^2) = 7.4 \times 10^2 \frac{m}{s^2}$$

$f = 0.199$

CAPITULO IV.

EJEMPLO DE APLICACION

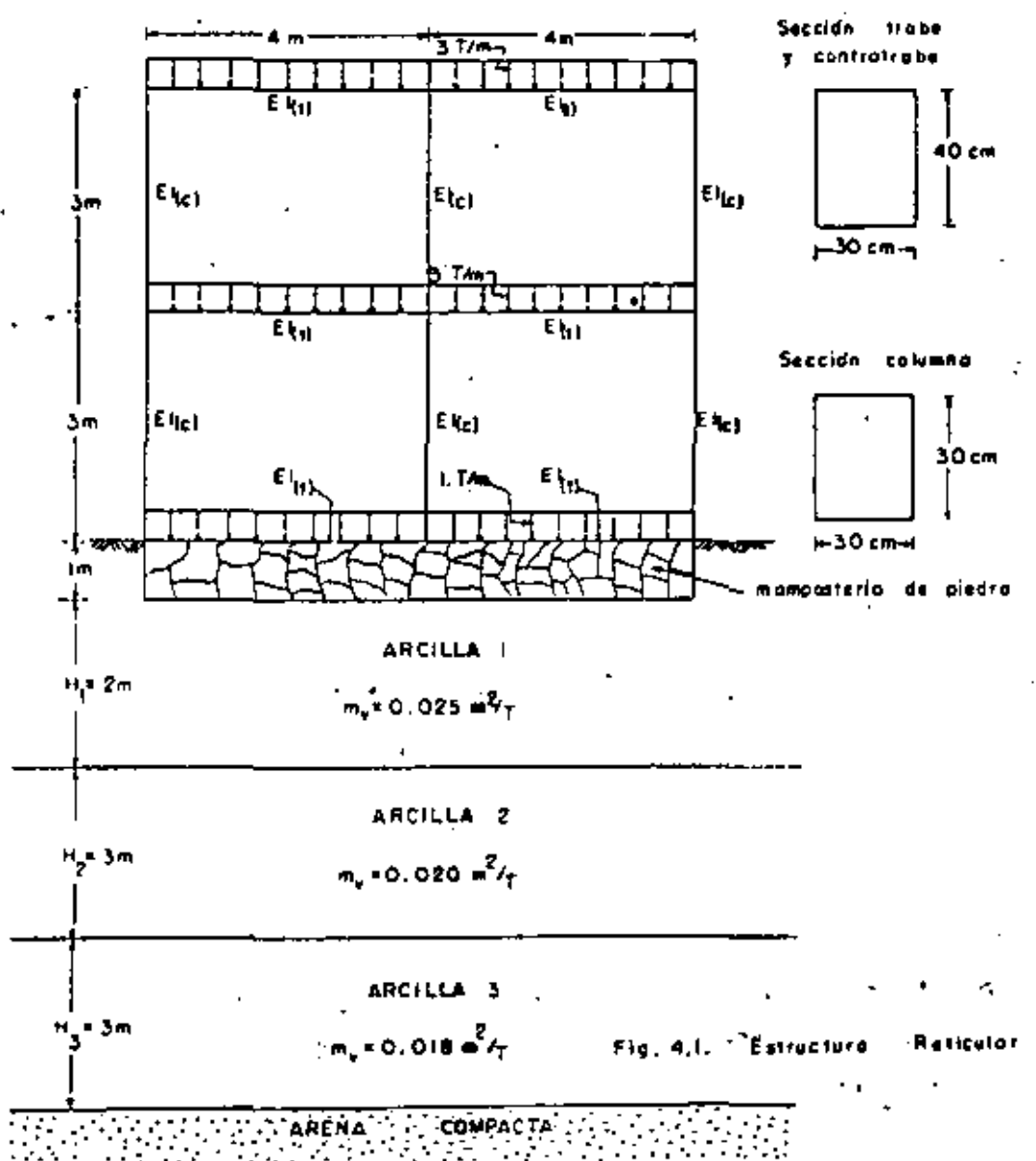


Fig. 4.1. Estructura Reticular

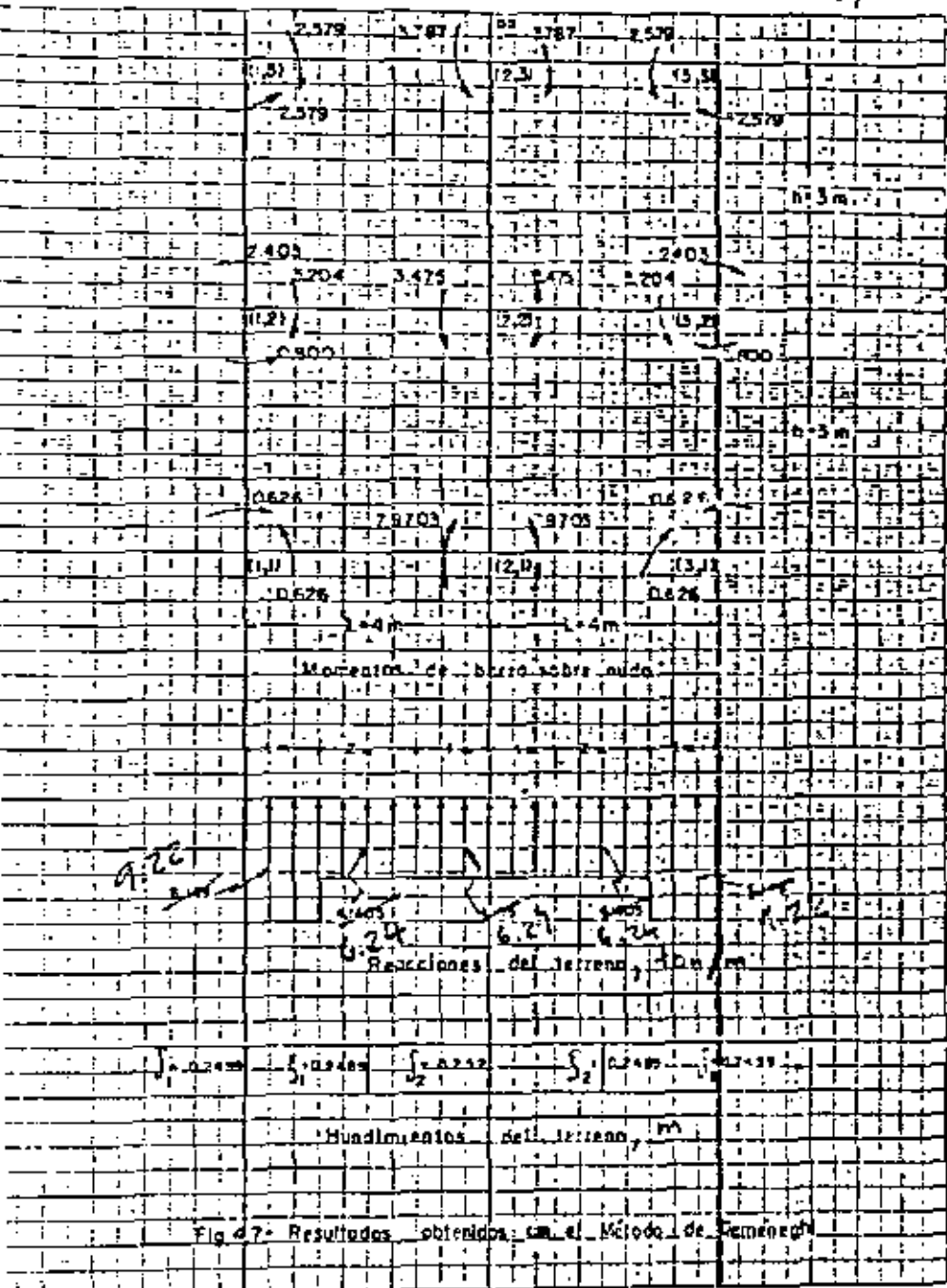


FIG. 4.2

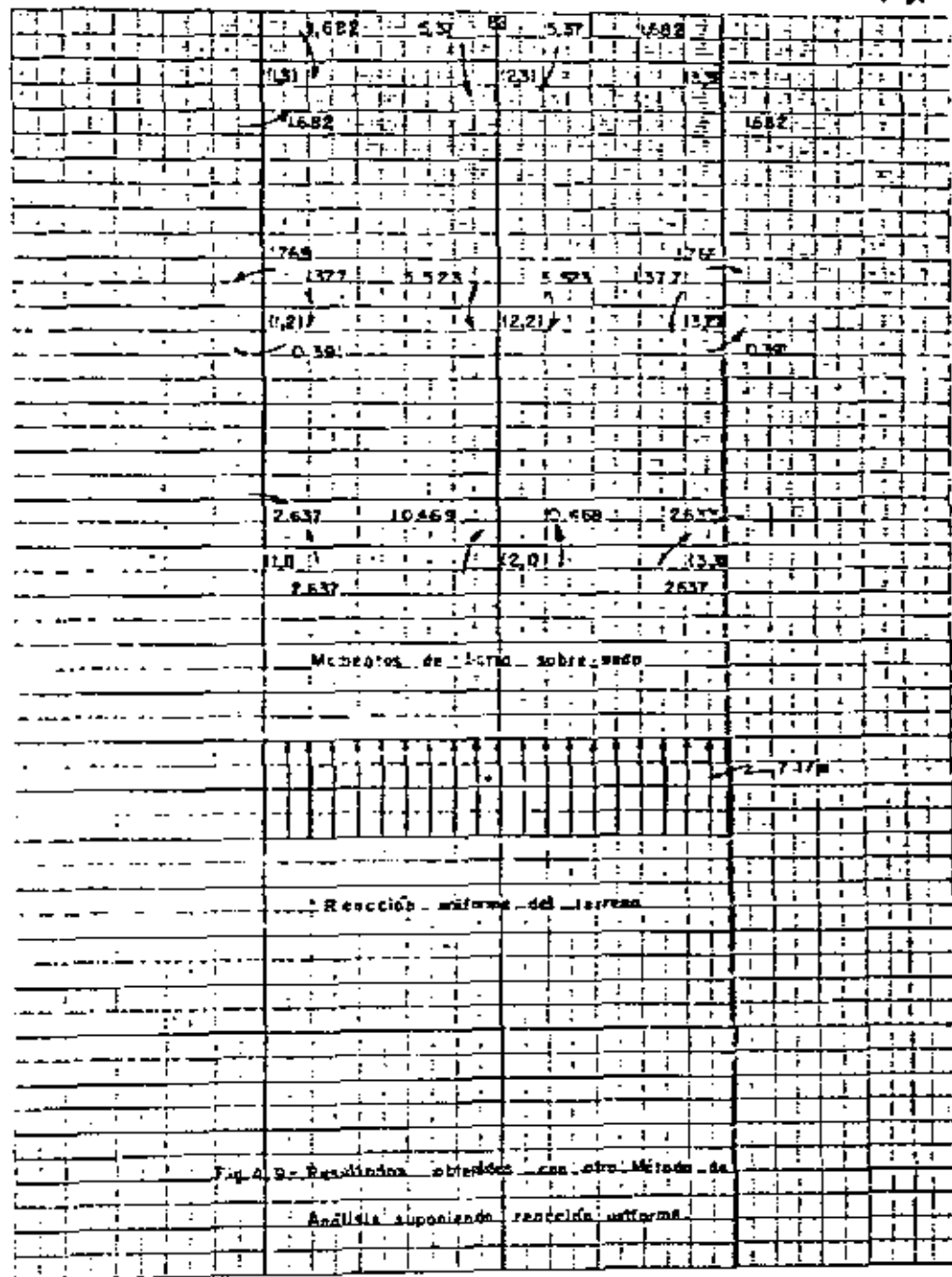


FIG. 4.3

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 1 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 (Lladó 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.

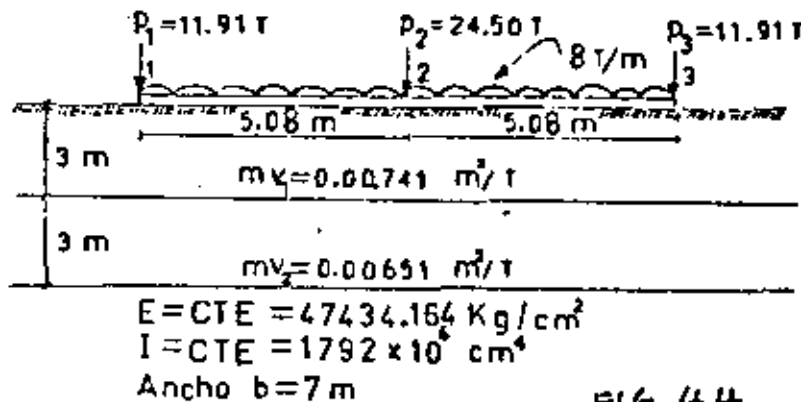


FIG. 4.4

FIG. 4-1

Se pide encontrar las reacciones del terreno y los hundimientos totales que provoca la estructura sobre el suelo bajo cada nudo 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.

$$M_{max} = -4.349 \text{ ton-m}$$

para el intervalo $L_1/4 \leq x \leq 3L_1/4$, la ecuación de momentos que finalmente se obtiene es:

$$M = 0.5155X^2 + 7.4897X - 12.3185$$

sustituyendo valores de "X":

| | |
|---------------|-------------------|
| en X = 1.27 m | M4 = -1.976 ton-m |
| en X = 2.54 m | M5 = 10.029 ton-m |
| en X = 3.81 m | M6 = 23.698 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 en la siguiente:

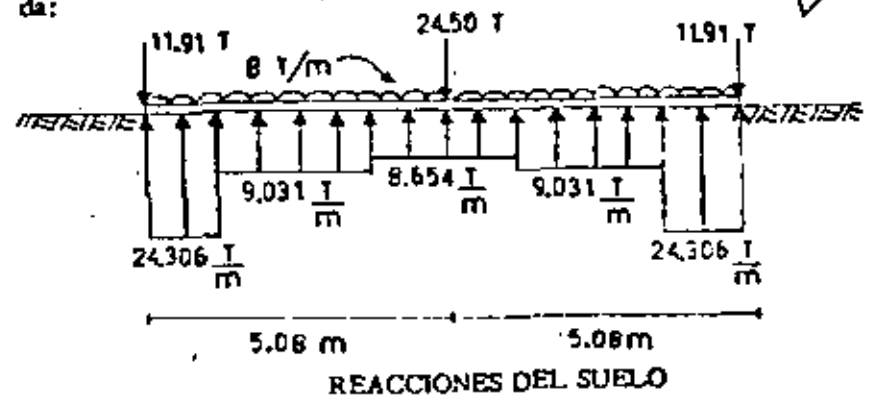
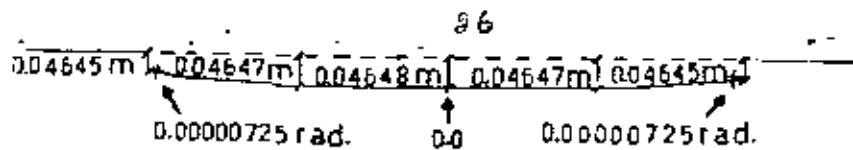


FIG. 4.5



HUNDIMIENTOS DEL TERRENO Y GIROS EN LA VIGA

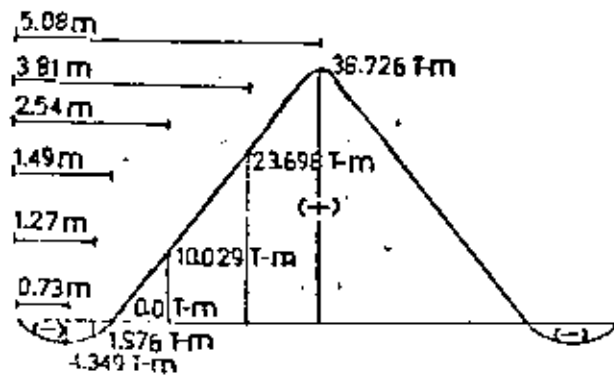


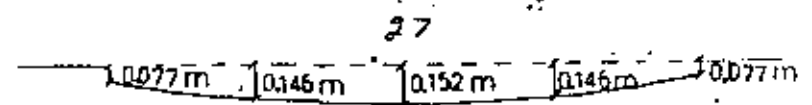
FIG. 4.5

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:



HUNDIMIENTOS DEL SUELO.

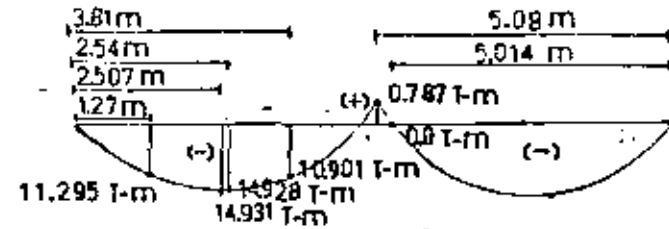


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

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 negativo

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 esquina 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 empleando 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

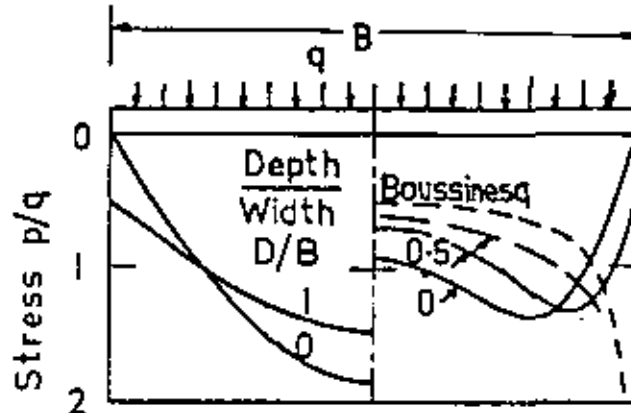
De lo tratado en los incisos anteriores se pueden derivar las siguientes conclusiones, válidas para la cimentación de estructuras sobre suelos de mediana a alta compresibilidad:

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

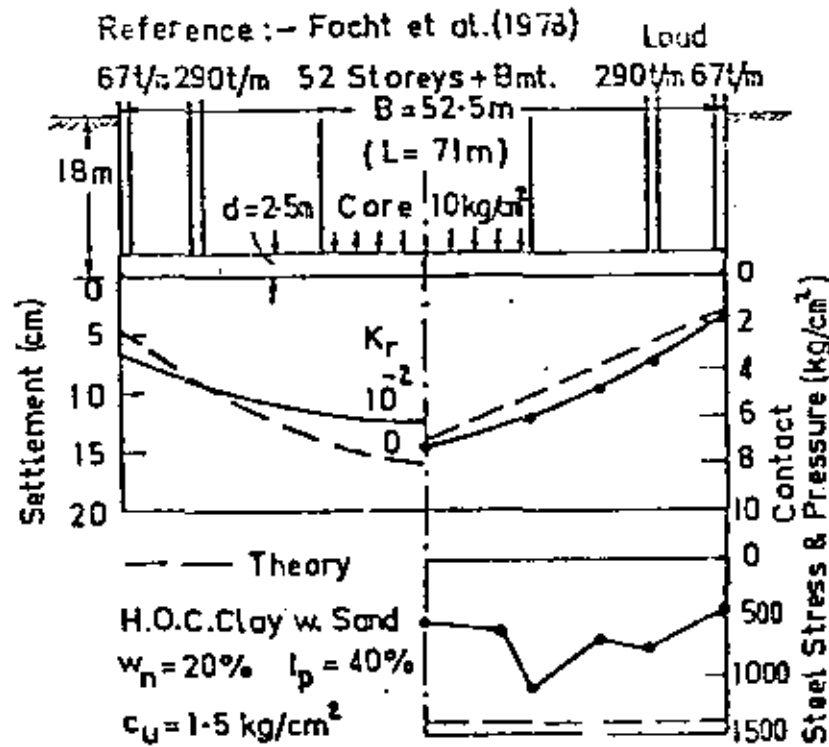


Fig. 5. Settlement, Contact Pressure and Steel Stress for Semi-Rigid Raft on Clay.

FIG. 4.8

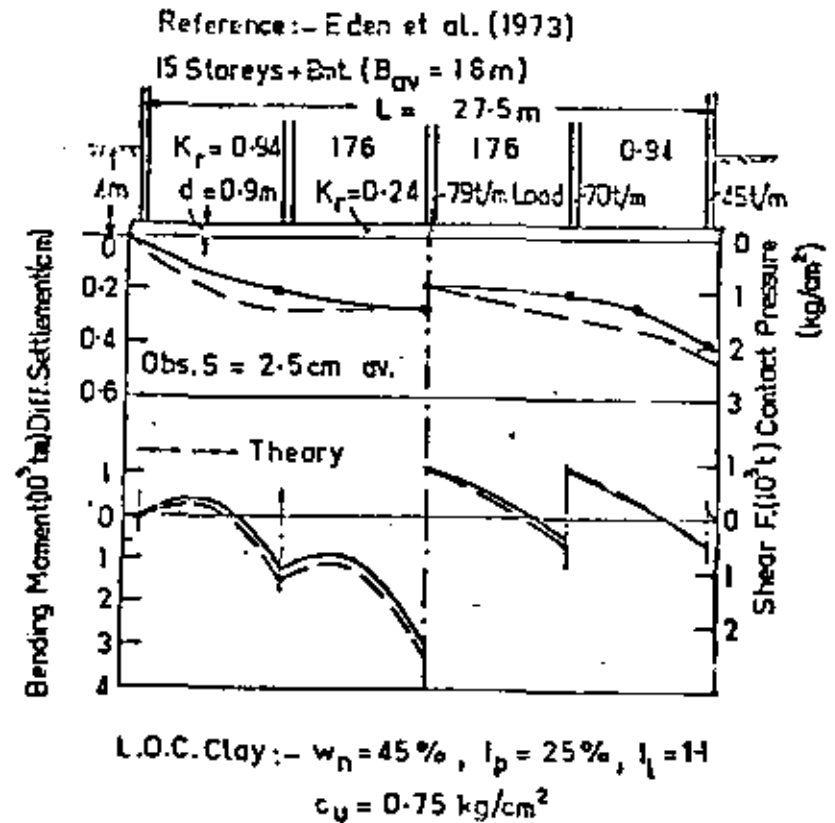


Fig. 6. Settlement, Contact Pressure, Bending Moment and Shear Force for Rigid Raft on Clay.

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 emplea el 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 hundimientos 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 promisorios, a pesar de que las mediciones son en pequeño número, pues los valores teóricos y los medidas 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 suelo-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 suelo-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.

h) 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 lechos 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

- Deméneghi A, "Un método para el análisis conjunto de la estructura y el suelo", Revista Ingeniería, Nueva Epoca, Vol. XLIX, No. 3, pp. 56-64, 1979.
- Deméneghi A, "Analysis of Soil-Structure Interaction", Memorias del I Congreso Internacional de Mecánica de Suelos, Estocolmo, 1981.
- Juárez Badillo E y Rico Rodríguez A, Mecánica de Suelos, Tomo II, Cap. VIII, Limusa, 1976.
- Lathe 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 rigides variable", Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 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 M, "Un ejemplo del análisis de la interacción suelo-estructura", Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1980.
- Zeevaert L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Chaps. II and IV, Van Nostrand Reinhold, New York, 1973.
- Zeevaert L, Interacción suelo-estructura de cimentaciones superficiales y profundas, sujetas a cargas estáticas y sísmicas, Limusa, 1980.

DE CIMENTACIONES

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

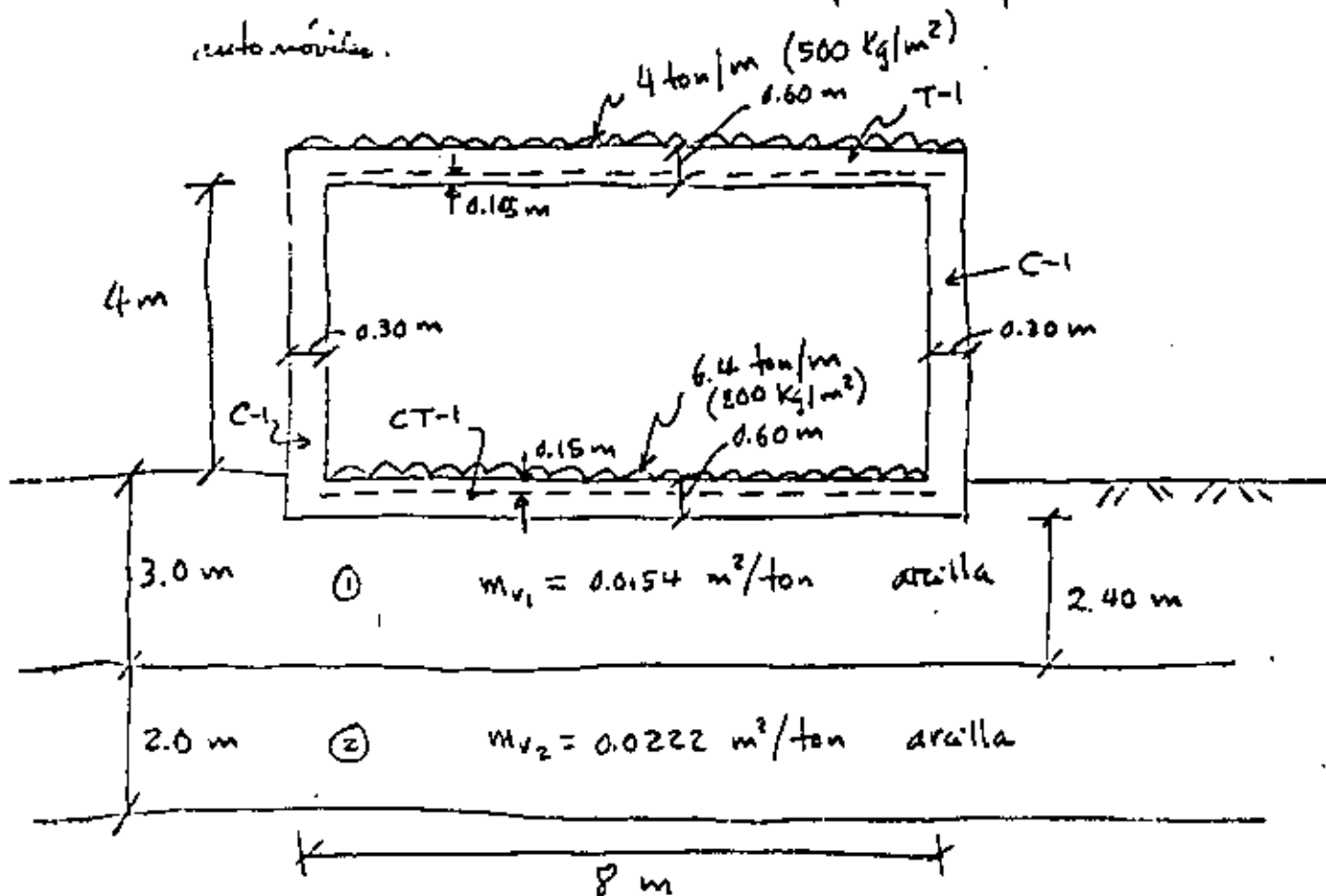
A. Deméneghi

Interacción suelo-estructura

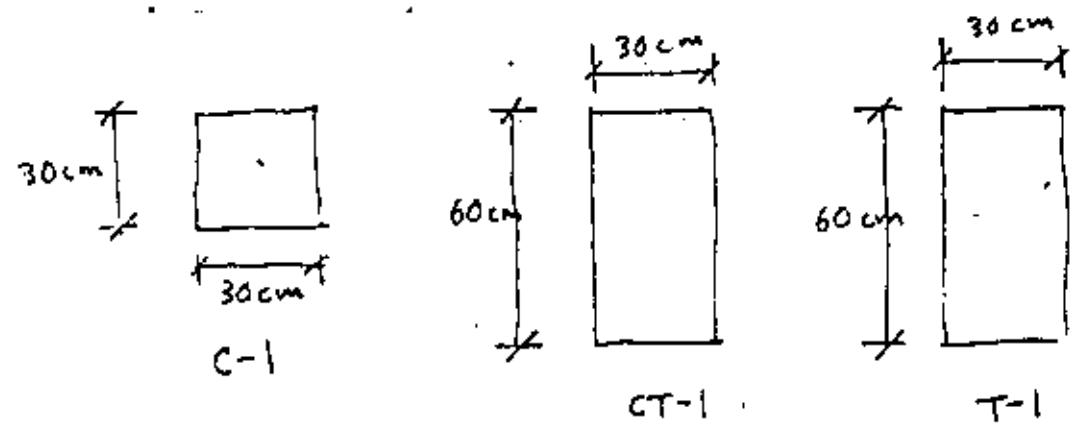
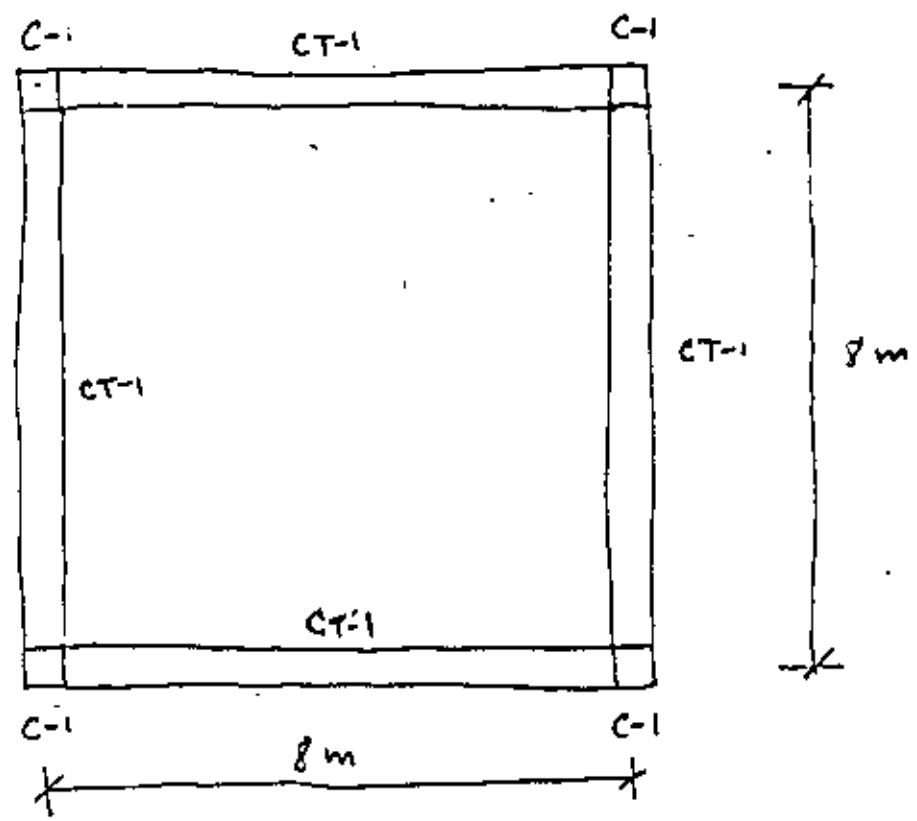
Ejemplo de aplicación

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 automóviles.

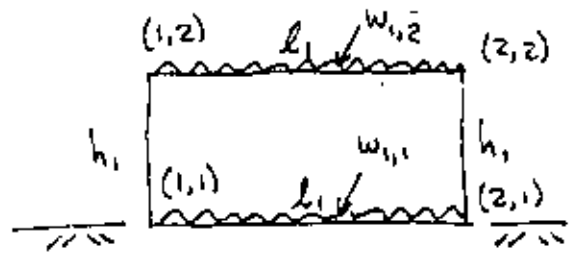


(Planta)



$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

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

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 ; E = 10000 \sqrt{f'_c} = 10000 \sqrt{250} = 1.5811 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Trabe CT-1} \quad I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} (30)(60)^3 = 5.4 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$2 \text{ trabes CT-1: } I = 10.8 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\text{Losa de piso: } I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} (800)(15)^3 = 2.25 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\text{Trabe T-1: } I = 10.8 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\therefore I_{t_{1,1}} = \cancel{\frac{E I}{l_1}} = 10.8 \times 10^5 + 2.25 \times 10^5 = 1.305 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$(EI)_{t_{1,1}} = 2.0633 \times 10^{11} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2 = 1.5811 \times 10^5 \times 1.305 \times 10^6$$

$$(EI)_{t_{1,2}} = (10.8 \times 10^5 + 2.25 \times 10^5) 1.5811 \times 10^5 = 2.0633 \times 10^{11} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$\cancel{K_{t_{1,1}} = \frac{EI_{t_{1,1}}}{l_1} = \frac{2.0633 \times 10^{11}}{800}}$$

$$EI_{t_{1,1}} = 2.0633 \times 10^{11} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2 = 2.0633 \times 10^{11} \times 10^{-7} \text{ ton} \cdot \text{m}^2 = 2.0633 \times 10^4 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{t_{1,1}} = 20,633 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$$

$$K_{t_{1,1}} = \frac{EI_{t_{1,1}}}{l_1} = \frac{20,633}{8} = 2579.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$K_{t_{1,2}} = 2579.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Rigideces de columnas

$$I' = \frac{1}{12} b l^3 = \frac{1}{12} (30)(30)^3 = 6.75 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

2 columnas: $I = 2I' = 13.50 \times 10^4 \text{ cm}^4$

$$EI_c = 1.5811 \times 10^5 \times 13.50 \cdot 10^4 = 2.1345 \times 10^{10} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$EI_c = 2.1345 \times 10^3 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}^2}{\text{cm}^2} = 2134.5 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}^2}{\text{cm}^2}$$

$$K_{c_{1,1}} = \frac{EI_c}{h_1} = \frac{2134.5}{4.60} = 464.02 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$K_{c_{2,1}} = 464.2 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Equilibrio de momentos en cada uno de los nudos

Cimentación, $j=1$

Nudo 1,1 (Ec.1), $i=1$

$$2 K_{1,1} \phi_{1,1} + K_{t_{1,1}} \phi_{2,1} + K_{c_{1,1}} \phi_{1,2} + 6 \left(-\frac{K_{t_{1,1}}}{l_1} \right) \delta_1 + 6 \frac{K_{t_{1,1}}}{l_1} \delta_2$$

$$+ \frac{67}{3072} (-l_1^2) r_1 - \frac{13}{3072} l_1^2 r_2 - \frac{11}{192} l_1^2 t_1 = -\frac{W_{1,1} l_1^2}{12} \quad (1)$$

$$K_{1,1} = K_{t_{1,1}} + K_{c_{1,1}}$$

Sustituyendo valores:

$$K_{1,1} = 2579.12 + 464.02 = 3043.14 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$2 \times 3043.14 \phi_{1,1} + 2579.12 \phi_{2,1} + 464.02 \phi_{1,2} - 6 \frac{2579.12}{8} \delta_1 + 6 \frac{2579.12}{8} \delta_2$$

$$- \frac{67}{3072} (l_1)^2 r_1 - \frac{13}{3072} (l_1)^2 r_2 - \frac{11}{192} (l_1)^2 t_1 = -\frac{64 (l_1)^2}{12}$$

$$3(2579.12 \phi_{1,1} + 2579.12 \phi_{1,2}) + 3(2579.12 \phi_{2,1} + 2579.12 \phi_{2,2})$$

$$- 1.5(2579.12 + 2579.12) \delta_1 + 1.5(2579.12 + 2579.12) \delta_2$$

$$- 15.125 r_1 - 0.875 r_2 - 16 t_1 = -32(6.4 + 4.0)$$

$$7737.36 \phi_{1,1} + 7737.36 \phi_{1,2} + 7737.36 \phi_{2,1} + 7737.36 \phi_{2,2}$$

$$- 7737.36 \delta_1 + 7737.36 \delta_2 - 15.125 r_1 - 0.875 r_2 - 16 t_1 = -382.80 \quad (3')$$

Desplazamiento a la mitad del entre-eje 1:

$$i=1$$

$$K t_{1,1} \phi_{1,1} - K t_{1,1} \phi_{2,1} - 8 \frac{K t_{1,1}}{l_1} \delta_1 - 8 \frac{K t_{1,1}}{l_1} \delta_2 + 16 \frac{K t_{1,1}}{l_1} \xi_1$$

$$+ \frac{1}{256} l_1^2 r_1 + \frac{1}{256} l_1^2 r_2 + \frac{13}{384} l_1^2 t_1 = \frac{1}{24} W_{1,1} l_1^2 \quad (5)$$

Sustituyendo valores:

$$2579.12 \phi_{1,1} - 2579.12 \phi_{2,1} - 8 \frac{2579.12}{8} \delta_1 - 8 \frac{2579.12}{8} \delta_2$$

$$+ 16 \frac{2579.12}{8} \xi_1 + \frac{1}{256} (8)^2 r_1 + \frac{1}{256} (8)^2 r_2 + \frac{13}{384} (8)^2 t_1 = \frac{1}{24} (64)(8)^2$$

$$\therefore 2579.12 \phi_{1,1} - 2579.12 \phi_{2,1} - 2579.12 \delta_1 - 2579.12 \delta_2 + 5158.24 \xi_1$$

$$+ 0.25 r_1 + 0.25 r_2 + 2.166667 t_1 = 17.066667 \quad (5')$$

Dado que hay simetría:

$$\phi_{2,1} = -\phi_{1,1} ; \quad \phi_{2,2} = -\phi_{1,2} ; \quad r_2 = r_1$$

$$\delta_2 = \delta_1$$

$$6086.28 \phi_{1,1} + 2579.12 \phi_{2,1} + 464.02 \phi_{1,2} - 1934.34 \delta_1 + 1934.34 \delta_2 - 1.39583 r_1 - 0.270833 r_2 - 3.66667 t_1 = -34.1333 \quad (1')$$

de 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; $i=1$, $q=2$

$$3 \sum_{j=1}^2 K_{t,1,j} \phi_{1,j} + 3 \sum_{j=1}^2 K_{t,1,j} \phi_{2,j} - \frac{12}{l_1} \left(\sum_{j=1}^2 K_{t,1,j} \right) \delta_1 + \frac{12}{l_1} \left(\sum_{j=1}^2 K_{t,1,j} \right) \delta_2 - \frac{121}{512} l_1^2 r_1 - \frac{7}{512} l_1^2 r_2 - \frac{\rho^2}{4} t_1 = -\frac{\rho^2}{2} \sum_{j=1}^2 w_{1,j}$$

$$\therefore 3(K_{t,1,1} \phi_{1,1} + K_{t,1,2} \phi_{1,2}) + 3(K_{t,1,1} \phi_{2,1} + K_{t,1,2} \phi_{2,2}) - \frac{12}{8} (K_{t,1,1} + K_{t,1,2}) \delta_1 + \frac{12}{8} (K_{t,1,1} + K_{t,1,2}) \delta_2 - \frac{121}{512} (8)^2 r_1 - \frac{7}{512} (8)^2 r_2 - \frac{\rho^2}{4} t_1 = -\frac{\rho^2}{2} (w_{1,1} + w_{1,2})$$

Tendremos entonces 4 incógnitas: $\phi_{1,1}$, $\phi_{1,2}$, r_1 y t_1 , y
disponemos de 4 ecuaciones: 1', 2', 3' y 5'

i) Sustituyendo los valores simétricos:

$$3507.16 \phi_{1,1} + 464.02 \phi_{1,2} - 1.666663 r_1 - 3.666667 t_1 = -34.1333 \quad (1'')$$

$$3507.16 \phi_{1,2} + 464.02 \phi_{1,1} = -21.3333 \quad (2'')$$

$$-16 r_1 - 16 t_1 = -332.80 \quad (3'')$$

$$5158.24 \phi_{1,1} - 5158.24 \delta_1 + 5158.24 \xi_1 + 0.5 r_1 + 2.16667 t_1 = 17.06667 \quad (5'')$$

b) Hundimientos del terreno

Hallaremos ahora δ_i y ξ_i en función de r_1 y t_1 :

Cambio de notación:

$$r_1 = q_{2i-1}$$

$$t_1 = q_{2i} \quad i = 1, 2, \dots, n$$

$$\delta_i = \eta_{2i-1}$$

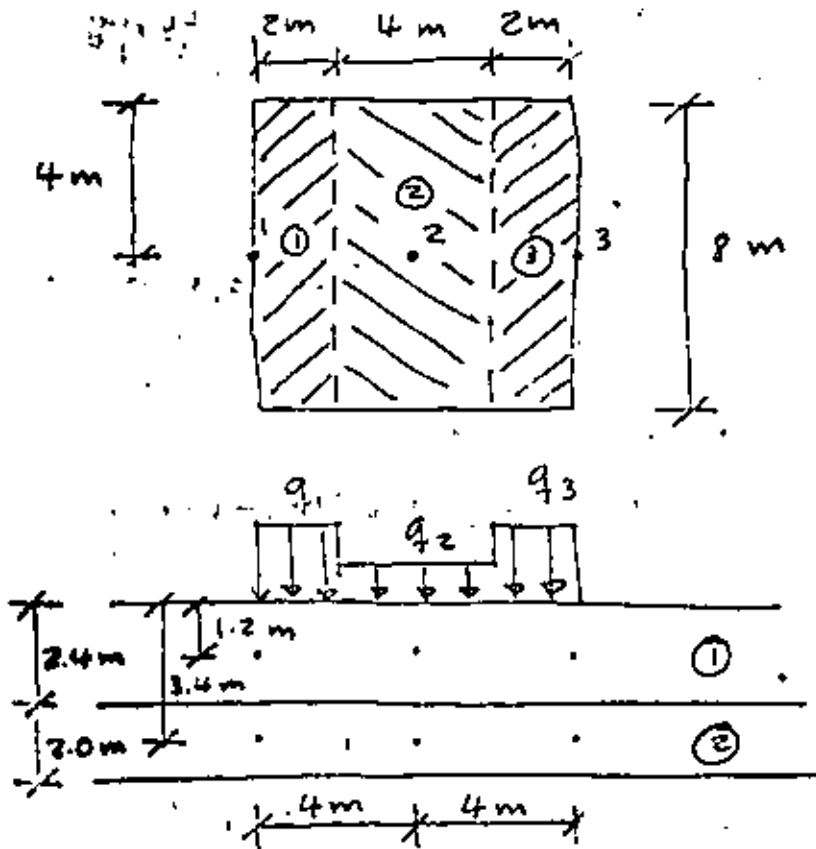
$$\xi_i = \eta_{2i}$$

Los desplazamientos están dados por:

$$\eta_i = \sum_{j=1}^p m_{V_{i,j}} H_j \sum_{k=1}^m I_{i,j,k} \frac{q_k}{b_k} \quad (8)$$

Obtención de los valores de influencia $I_{i,j,k}$

$I_{i,j,k}$ = esfuerzo 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 sub suelo.

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; $k=1$:

| | 1 | 2 | 3 |
|---|---------|-----------|-----------|
| 1 | 0.46592 | -0.027934 | 0.0006352 |
| 2 | 0.29122 | 0.106338 | 0.00920 |

Presión unitaria en 2; $k=2$:

| | 1 | 2 |
|---|---------|----------|
| 1 | 0.93184 | 0.027933 |
| 2 | 0.96243 | 0.13617 |

$$\delta_1 = 0.0037673 r_1 + 0.0014385 t_1 \quad (6)$$

$$\delta_2 = 0.0014385 r_1 + 0.0074266 t_1 \quad (7)$$

c) Compatibilidad de deformaciones

Sustituyendo las Ecs. 6 y 7 en la ^{1a Ec. 3^{ra}} ~~Ec. 3^{ra} y 5^{ta}~~:

~~$$15474.78 (0.0037673 r_1 + 0.0014385 t_1) - 16 r_1 - 16 t_1 =$$~~

$$5158.24 \phi_{1,1} - 5158.24 (0.0037673 r_1 + 0.0014385 t_1)$$

$$+ 5158.24 (0.0014385 r_1 + 0.0074266 t_1) + 0.5 r_1 + 2.166667 t_1 = 17.066667 \quad (5''')$$

$$\therefore 5158.24 \phi_{1,1} - 11.51251 r_1 + 33.05472 t_1 = 17.066667 \quad (5'')$$

El sistema de ecuaciones de la matriz estructura-suelo queda de la siguiente forma:

$$3507.16 \phi_{1,1} + 464.02 \phi_{1,2} - 1.66663 r_1 - 3.666667 t_1 = -34.1333 \quad (1'')$$

$$464.02 \phi_{1,1} + 3507.16 \phi_{1,2} = -21.3333 \quad (2'')$$

$$-16 r_1 - 16 t_1 = -332.80 \quad (3'')$$

$$5158.24 \phi_{1,1} - 11.51251 r_1 + 33.05472 t_1 = 17.066667 \quad (5'')$$

Resolviendo este sistema de ecuaciones:

$$\phi_{1,1} = 0.00404318$$

$$\phi_{1,2} = -0.00661773$$

$$r_1 = 15.512007 \text{ ton/m}$$

$$t_1 = 5.287993 \text{ ton/m}$$

De manera análoga se obtienen los demás valores de influencia (2.1)

Obtención de los hundimientos del suelo:

Aplicando la Ec. 8:

$i=1$:

$$\eta_1 = \sum_{j=1}^2 m_{v,1,j} H_j \sum_{k=1}^3 I_{1,j,k} \frac{q_k}{b_k}$$

$$= m_{v,1,1} H_1 \left(I_{1,1,1} \frac{q_1}{b_1} + I_{1,1,2} \frac{q_2}{b_2} + I_{1,1,3} \frac{q_3}{b_3} \right)$$

$$+ m_{v,1,2} H_2 \left(I_{1,2,1} \frac{q_1}{b_1} + I_{1,2,2} \frac{q_2}{b_2} + I_{1,2,3} \frac{q_3}{b_3} \right)$$

$$= 0.0154 \times 2.4 \left(0.46592 \frac{q_1}{8} + \frac{0.0599688}{0.0277754} \frac{q_2}{9} + 0.000635 \frac{q_3}{9} \right)$$

$$+ 0.0222 \times 2 \left(0.281216 \frac{q_1}{8} + 0.212675 \frac{q_2}{9} + 0.0092 \frac{q_3}{9} \right)$$

$$\eta_1 = 0.0037133 q_1 + 0.0014385 q_2 + 0.00005399 q_3$$

Análogamente:

$$\eta_2 = 0.00071923 q_1 + 0.0074266 q_2 + 0.00071923 q_3$$

Pero $q_1 = q_3$ por simetría

$$\therefore \eta_1 = 0.0037673 q_1 + 0.0014385 q_2$$

$$\eta_2 = 0.0014385 q_1 + 0.0074266 q_2$$

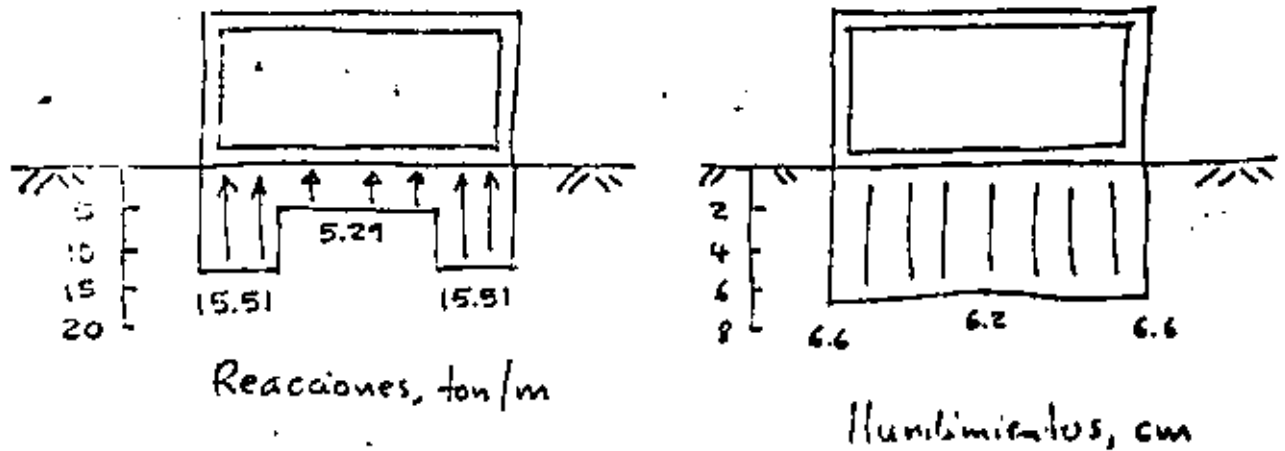
Volviendo a la notación de la estructura:

$$\eta_1 = \delta_1 ; \eta_2 = \delta_2 ; q_1 = r_1 ; q_2 = t_1$$

Sustituyendo estos valores en las Ecs. 6 y 7:

$$S_1 = 0.066045 \text{ m}$$

$$\xi_1 = 0.061586 \text{ m}$$



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

ANALISIS DE DEFORMACIONES

Ing José Springall Caram

28 Julio, 1981



CONTENIDO

| | |
|---|----|
| 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 PRESIONES 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

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 desplantada 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 boleros 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 aquella.

$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_e \approx \Delta H_p \quad (3)$$

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 debe 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 (o 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 ($s_u \leq 2$):

$$E = 1000 s_u$$

- 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 | μ | 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 alluviums |
| Low | 0.005-0.002 | 0.25 | Sand, compact silt, 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 2-1. Typical range of values for the static 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 | 1-2 | 70-200 |
| Sandy | 4-8 | 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 | 1,000-2,000 |
| 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) |
| Loam | 0.1-0.3 |
| Ice | 0.34 |
| Concrete | 0.15 |

Tabla 4 (Ref. 5)

Tabla 12.3 Módulo de Young para el primer ciclo de carga

| | Suelta | Compacta |
|-------------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|
| Partículas angulosas, frías | 140 kg/cm ² 2000 psi | 350 kg/cm ² 5000 psi |
| Partículas redondeadas, duras | 500 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, angular y fino | 1,150 | 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, subangular | 1,400 | 2,450 |
| Cuarzo triturado y tamizado, medio, angular | 1,200 | 1,850 |
| Arena gruesa bien graduada, subangular | 1,850 | 1,950 |

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:

$$\Delta H_e = \frac{0.6 w B}{E} = \frac{0.6 P}{EB} = \frac{0.6 P}{E(A)} \quad (7)$$

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 desplazamiento:

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_c 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_c para diferentes anchos de zapatas desplantadas en arena se-

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.

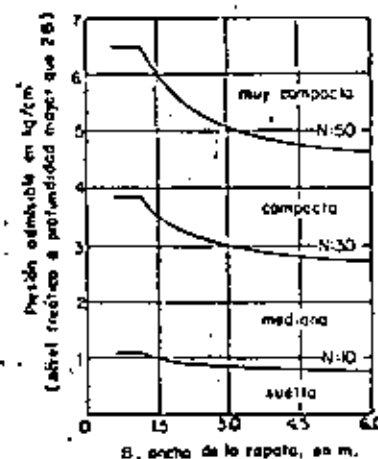


Fig. 1. Presión de contacto admisible de zapatas en arena, a partir de la prueba de penetración estándar (Ref. 2)

* Figura tomada de Terzaghi-Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, J. Wiley, 1967, p. 491, y transformada a unidades del Sistema Métrico (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 compactación, para el cálculo de q_a debe tomarse en cuenta el efecto de suersión. 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 suersión 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.

| compactación 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/m^2 .

igual al ancho B de la cimentación, medida a partir del desplante, determinado para cada uno el valor promedio de H, 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:

$$\Delta H_c = C \Delta H \quad (9)$$

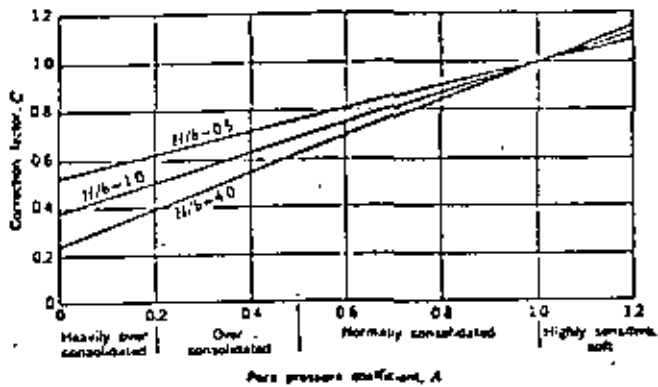


Fig. 2. Factores de corrección de asentamientos (Ref. 7).

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 PRESSIONES 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.

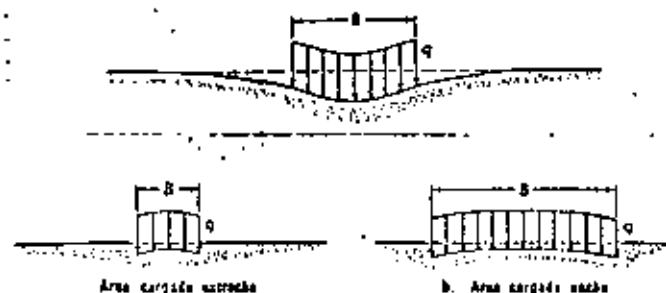


Fig. 3. Distribución de asentamientos bajo una carga uniforme (cimiento idealmente flexible): (a), en material idealmente elástico, como arcilla saturada; (b), en material elástico cuya rigidez aumenta con la presión de confinamiento, como arena y grava (Sowers, 1962, Ref. 7)

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 inmediata: 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;

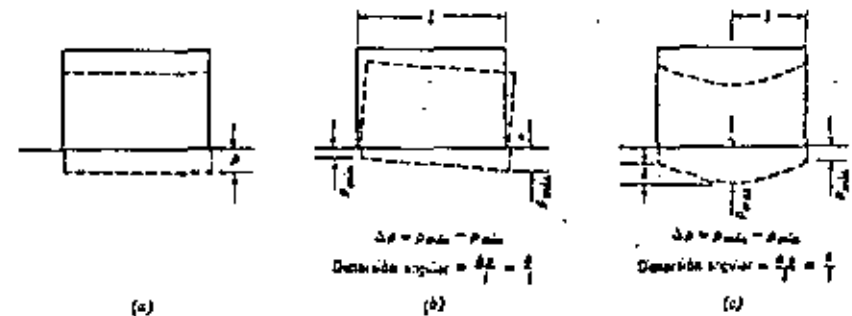


Fig. 14.6. Tipos de asentamiento. a) Asentamiento uniforme. b) Vuelco. c) Asentamiento no uniforme.

Si el cimiento es rígido, la distribución de presiones será de las formas indicadas en la Fig. 4, según el tipo de suelo

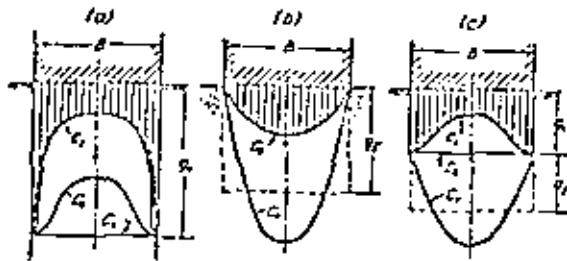


Fig. 4.2. Distribución de la presión de contacto en la cara de fundación de una zapata rígida y lisa asentada sobre: (a) un material elástico real; (b) arena no cohesiva; (c) suelo con características intermedias. Las curvas C_1 corresponden a la presión de contacto para la zapata sometida a la carga 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 desplazados 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, desplazados 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.

Tabla 14.1 Asentamiento admisible

| Tipo de movimiento | Factor limitante | Asentamiento máximo |
|--------------------------|---|---------------------------------|
| Asentamiento total | Drenaje | 6-12 plg. |
| | Acceso | 12-24 plg. |
| | Probabilidad de asentamiento no uniforme | |
| Inclinación o giro | Estructuras con muros de mampostería | 1-2 plg. |
| | Estructuras reticulares | 2-4 plg. |
| | Chimeneas, torres, pilas | 3-12 plg. |
| | Estabilidad frente al vuelco | Depende de la altura y el ancho |
| | Inclinación de chimeneas, torres | 0.004/ |
| | Ruedadura de camiones, etc. | 0.01/ |
| | Alineamiento de mercancías | 0.01/ |
| | Funcionamiento de máquinas - telares de algodón | 0.003/ |
| | Funcionamiento de máquinas - turbogeneradores | 0.0002/ |
| | Carriles de grúas | 0.003/ |
| Asentamiento diferencial | Drenaje de suelos | 0.01-0.02/ |
| | Muros de ladrillo continuos y elevados | 0.0003-0.001/ |
| | Exposición de una planta, fijación de muros de ladrillo | 0.001-0.002/ |
| | Fijación de revocos (1/50) | 0.001/ |
| | Pórticos de concreto armado | 0.0025-0.004/ |
| | Pantallas de concreto armado | 0.003/ |
| | Pórticos metálicos continuos | 0.002/ |
| | Pórticos metálicos sencillos | 0.003/ |

Según Sowers, 1962

Nota: La diferencia entre valores admisibles en asentamientos diferenciales o entre dos puntos cualquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados son para estructuras homogéneas y estructuras de mampostería. Los valores inferiores corresponden a estructuras de vigas y estructuras de ladrillo.

o b) presiones diferentes sobre el terreno o c) condiciones del terreno heterogéneas.

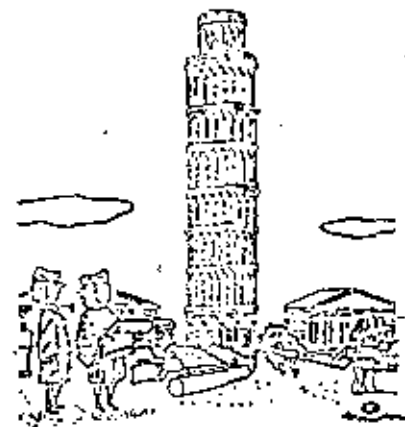
Como se muestra en la Fig. 14.6 δ_{max} indica el asentamiento máximo y δ_{min} el mínimo. El asentamiento diferencial (δ_d) entre dos puntos es la diferencia entre el asentamiento máximo y el mínimo. El asentamiento diferencial también se caracteriza por la *diferencia angular δ/δ* que es el asentamiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia horizontal entre ellos.

El asentamiento que una estructura puede soportar, asentamiento admisible, depende de muchos factores incluyendo el tipo, forma, ubicación y flexibilidad de la estructura, así como la forma, velocidad, causa y origen del asentamiento. La Tabla 14.1 da indicaciones sobre los asentamientos admisibles. Puede decirse 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. Describiéndolo 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 asentarse, quedando por debajo del nivel del agua.



"154. En su origen, se usó poco en la construcción para haberse inclinado."

(a)

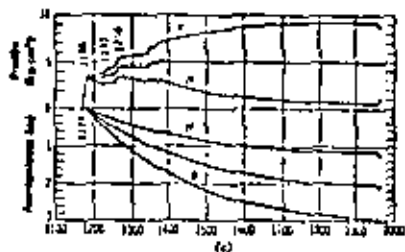


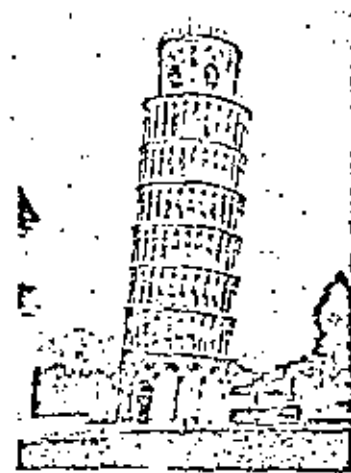
Fig. 14.7. Torre inclinada de Pisa. a) Tomada de la Conferencia sobre Asentamientos, ASCE 1964, b) y el Según Terracina.

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 1.9 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 téjicos, mediante pruebas con grandes modelos de pórticos estructurales y observaciones in



(b)

situ. La Fig. 14.8 da un resumen de los resultados de estos estudios. Un caso extremo lo constituyen los muros de seguimiento de presión, en los que un asentamiento diferencial de sólo $\delta/\delta = 1/50,000$ puede inundar el sistema de riego.

Un depósito metálico para el almacenamiento de Gaseos 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 daño, 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 dispersión en los resultados observados y en cuanto a los asentamientos admisibles a considerar resulta 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.

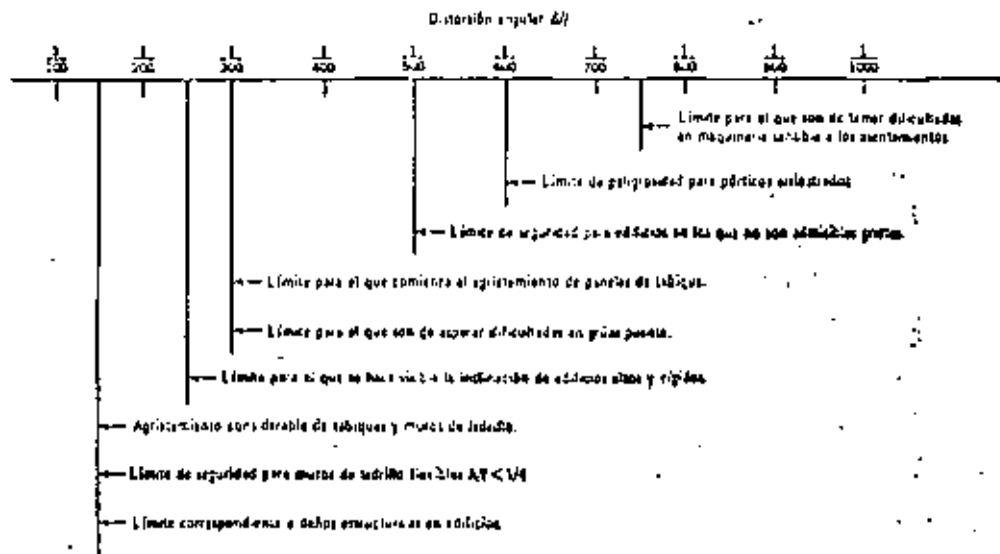


Fig. 14.8. Distorsiones angulares límites (Según Berrum, 1963a).

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 máximo.

El empleo de estas relaciones se aclarará 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 e 14.10 debe ser menor que este asentamiento admisible. Un asentamiento total admisible de una pulgada (2.5 cm) suele especificarse comúnmente 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 asegure la no fisuración de los muros de ladrillo.

Solución. Según la Fig. 14.8, δ/l máxima = $1/1500 = 0.0007$.

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 el de 2.5 cm.

Según la Fig. 14.9b, tomando el límite superior, el asentamiento total admisible es también de 2.5 cm. ◀

► Puede producirse un asentamiento diferencial máximo mayor que el asentamiento total máximo cuando una parte de la estructura se levanta y otra se baja. Este caso no es raro en depósitos cimentados en arena.

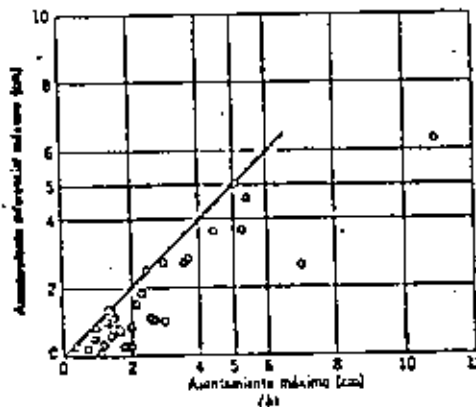
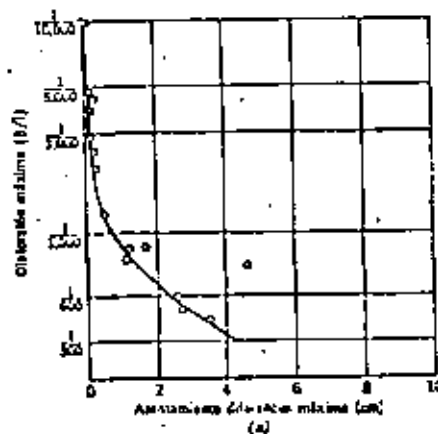


Fig. 14.9. Asentamiento de estructuras cimentadas sobre arena (Según Berrum, 1963a y 1963b).

B. ASENTAMIENTO POR VIBRACION

B.1 Suelos no susceptibles a licuación

Las estructuras desplantadas en suelos granulares, en particular en arena de baja compactación, son susceptibles a sufrir asentamientos por vibración. Esta produce una disminución de la relación de vacíos por acomodamiento 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

$e_{\text{mín}}$, 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 $e_{\text{mín}}$ 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.

B.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 con graves consecuencias catastróficas.

La experiencia ha mostrado que los suelos susceptibles al fe

número 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 Jalisco (Marsal, 1961), el 26 de agosto de 1959, donde las cimentaciones 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 físicas, 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 B (Ref. 12)

TABLA EC-19
Clasificación de suelos expansivos según Holtz y Gibbs (Bureau of Reclamation de los E. U. A.)

| Potencial de expansión | Expansión en arcuómetro, bajo presión vertical de 0.07 kg/cm ² | Límite de contracción | Índice de plasticidad | Porcentaje de partículas menores que una micra | L.L. |
|------------------------|---|-----------------------|-----------------------|--|--------|
| | % | % | % | % | % |
| Muy alto | > 50 | < 10 | > 32 | > 51 | > 100 |
| Alto | 25-50 | 6-12 | 23-45 | 16-57 | > 100 |
| Medio | 10-25 | 6-11 | 13-34 | 12-57 | 50-100 |
| Bajo | < 10 | > 11 | < 20 | < 17 | < 50 |

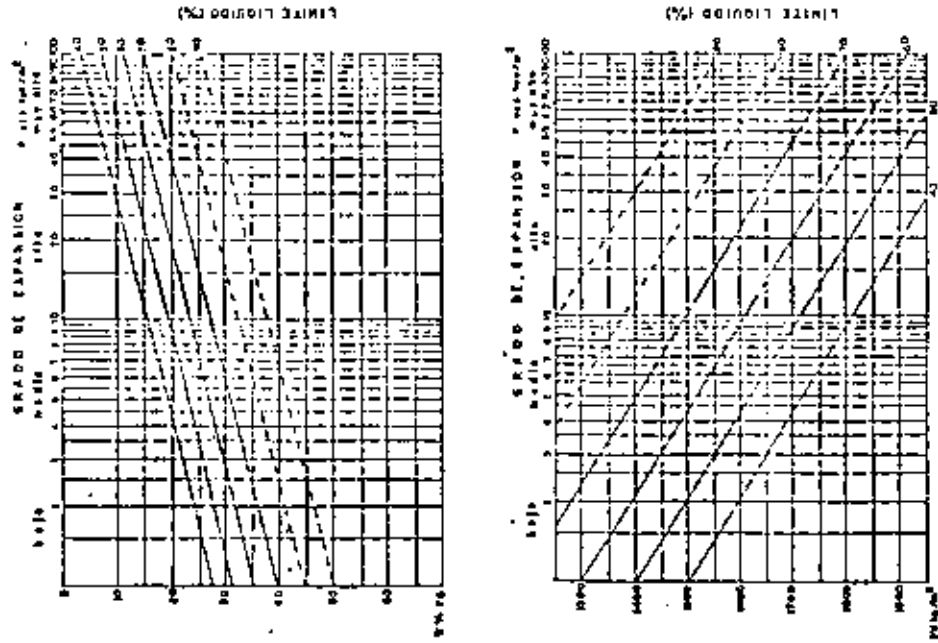
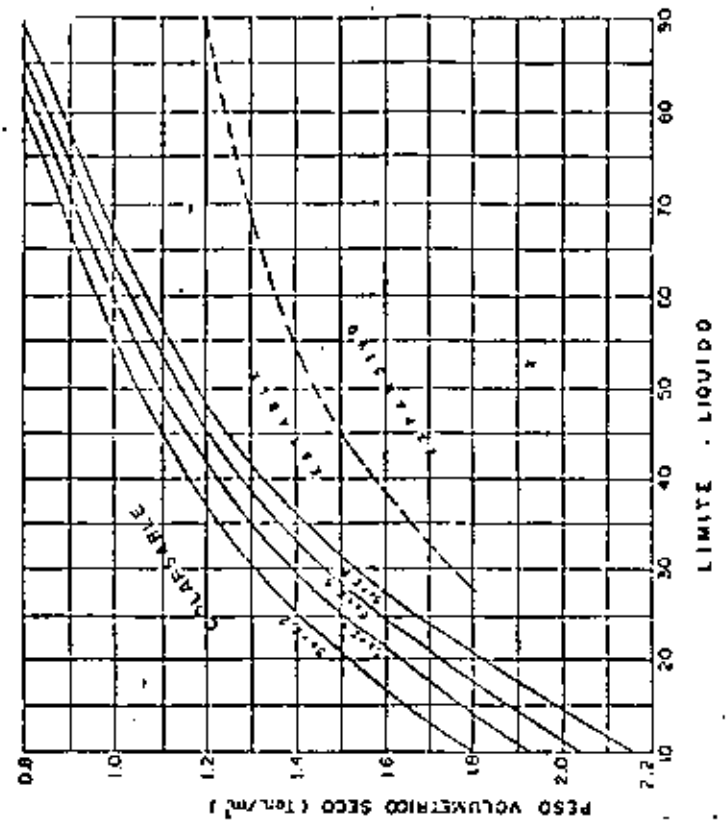


Fig. 5. CRITERIOS DE CHAZZALI Y VIJAYVÉNCIYA PARA LA PREDICCIÓN DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN EN ARCILLAS.

Fig. 6. CRITERIO DEL BUREAU OF RECLAMATION PARA LA IDENTIFICACIÓN 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 construidas.

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 comúnmente 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 desea 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:

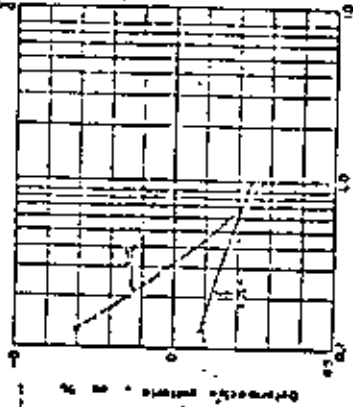
- retiro parcial o total del suelo expansivo, sustituyéndolo con material granular. La profundidad de la excavación dependerá del espesor del suelo indeseable y de la presión de expansión.
- utilización de elementos estructurales capaces de admitir sin dañarse las deformaciones a que quedarán sujetos.
- 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.
- 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 los pilas o pilotes.

Los pisos de planta baja suelen ser los más afectados y en ocasiones, cuando es económico, se sustituyen por losas.

MAF: - 1R 0 m

| PROBETA SON. | PRE-ESTADO NATURAL | | SATURADO BAJO CARGA | | EXPANSION | | | | | |
|--------------|--------------------|----------------|---------------------|----------------|----------------|----------------|------|-----|------|------|
| | W _i | W _p | W _i | W _p | e _i | e _f | | | | |
| 1 | 11.25 | 28.1 | 0.88 | 29.8 | 0.8 | 37.4 | 0.92 | 100 | -3.9 | -3.1 |
| 2 | 0.25 | 30.0 | 0.50 | 25.8 | 1.3 | 33.0 | 0.85 | 100 | -2.0 | 0.7 |
| 3 | 0.10 | 31.3 | 0.91 | 25.0 | 1.4 | 32.1 | 0.81 | 100 | -0.3 | 1.3 |
| 4 | 1.00 | 28.6 | 0.90 | 29.4 | 2.4 | 32.2 | 0.91 | 100 | 10.4 | 2.8 |

Chicos datos:
 LL = 113
 IP = 26
 LC = 10
 γ_d = 1.25 ton/m³



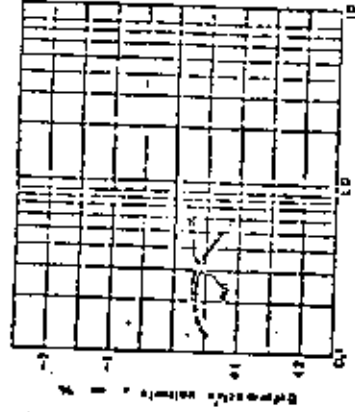
Prueba aplicada: P_i en Kg/cm²

ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

| PROBETA SON. | PRE-ESTADO NATURAL | | ESTRUCO BAJO CARGA | | EXPANSION | | | | | |
|--------------|--------------------|----------------|--------------------|----------------|----------------|----------------|------|------|-------|------|
| | W _i | W _p | W _i | W _p | e _i | e _f | | | | |
| 1 | 11.25 | 25.0 | 0.68 | 25.5 | 0.52 | 28.2 | 0.62 | 97.4 | -0.02 | 0.50 |
| 2 | 0.25 | 21.5 | 0.72 | 26.0 | 0.37 | 28.3 | 0.71 | 92.5 | -0.02 | 0.23 |
| 3 | 0.10 | 22.8 | 0.75 | 24.6 | 0.72 | 28.2 | 0.74 | 88.8 | -0.02 | 0.20 |

Otros datos:

LL = 36
 IP = 8
 LC = 22
 γ_d = 1.29 ton/m³



Prueba aplicada: P_i en Kg/cm²

ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

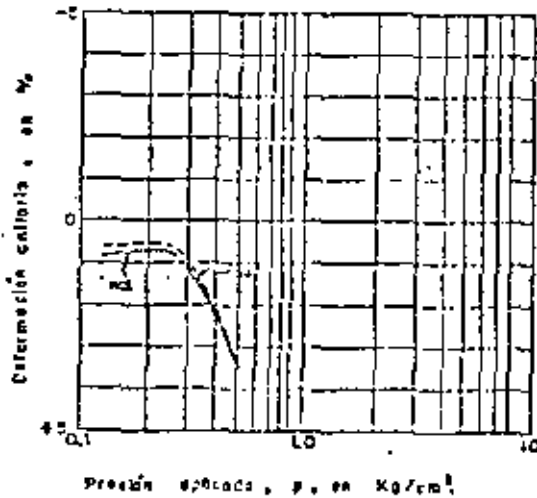
POZO PCA 6
 Muestra No. 2
 Elevación. - 0.35 m
 NAF = 18.0 m

| PROBETA | PRE-SOM. kg/cm ² | ESTADO NATURAL | | | | SATURADO BAJO CARGA | | | | DEF. FINAL |
|---------|--------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------------|------------|
| | | W _p % | e _n % | U _n % | U _{sat} % | W _p % | e _n % | G _p % | e _{sat} % | |
| 1 | 0.125 | 33.81 | 1.25 | 71.7 | +0.87 | 39.6 | 1.20 | 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:

(+) Compresión ; (-) Expansión

LL = 53
 IP = 18
 LC = 29
 $\gamma_d = 1.15 \text{ ton/m}^3$



ENSAYES DE SATURACION BAJO CARGA

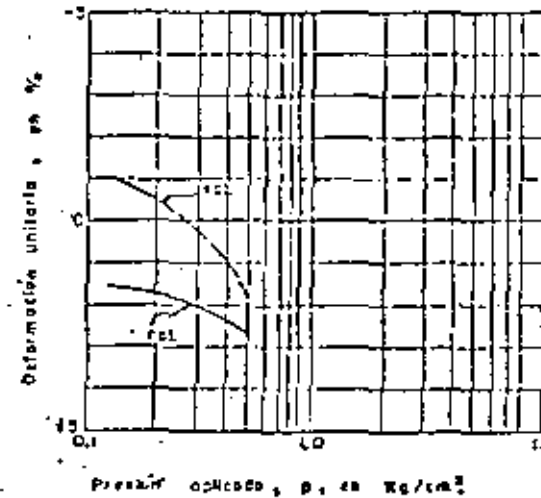
POZO PCA 6
 Muestra No. 1
 Elevación. - 0.35 m
 NAF = 18.0 m

| PROBETA | PRE-SOM. kg/cm ² | ESTADO NATURAL | | | | SATURADO BAJO CARGA | | | | DEF. FINAL |
|---------|--------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------------|------------|
| | | W _p % | e _n % | U _n % | U _{sat} % | W _p % | e _n % | G _p % | e _{sat} % | |
| 1 | 0.125 | 32.0 | 1.05 | 76.4 | 1.6 | 41.9 | 1.03 | 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 | 29.5 | 1.03 | 69.5 | 2.6 | 38.5 | 0.99 | 97.6 | -0.8 | +1.8 |

Otros datos:

(+) Compresión ; (-) Expansión

LL = 106
 IP = 77
 LC = 11
 $\gamma_d = 1.23 \text{ ton/m}^3$



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 sueltos. 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 resulta 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 además 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-

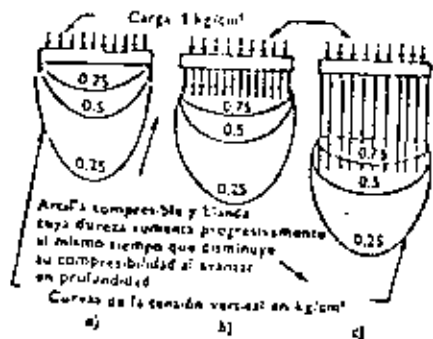


Figura 7.15

COMPARACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS VERTICALES ENTRE a) UNA PLACA SUPERFICIAL, b) UNA PLACA CON PILES CORTAS, c) UNA PLACA CON PILES LARGAS

Fig. 7 (Ref. 11)

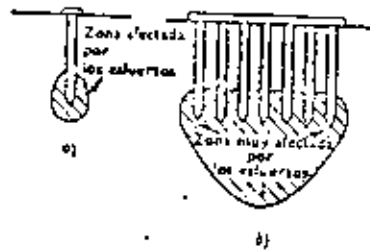


Figura 7.8

COMPARACIÓN DE LAS ZONAS SOMETIDAS A ASIENTOS BAJO UN PILETE CORTO Y BAJO UN GRUPO DE PILES
a) piletta única, b) grupo de pilotes.

Fig. 8 (Ref. 11)

carga transmitida por los pilotes del grupo, su
lo largo del fuste, la distribución de esfuerzos
la determinación de las propiedades de los suelos
presible.

ruientes puntos se presentan algunos criterios
tiendo que la magnitud del asentamiento obtenido
mo aproximado e interpretarlo de acuerdo a la ex-
[y al criterio del ingeniero.

3 punta apoyados en estratos resistentes
tes

ta de los pilotes se encuentra apoyada en roca, sue-
duros, arena y/o gravas compactas o muy compactas
el estrato de apoyo es grande, el asentamiento del
al a la suma de la deformación elástica de los pi-
eformación inmediata o elástica del terreno de app-
lúa con la teoría de la elasticidad, considerando
e aplica uniformemente en un plano horizontal que
nta de los pilotes, en un área definida por la en-
tos, siempre que la separación entre centros de pi-
la de un 20 % de su longitud. Cuando la separación
leformación del conjunto será igual a la de un pilo-
pues éstas actúan como columnas.

deformaciones rocosas tienen espesores importantes
s por interperismo (principalmente rocas ígneas in-

trusivas y rocas metamórficas), cuya compresibilidad puede ser importante. Estos suelos residuales frecuentemente contienen fragmentos más 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 valían 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,

en la elección del espesor de suelo compresible.

lo más utilizado es el de Peck, que supone la carga en el tercio inferior de los pilotes (Fig. 11) y una distribución con pendiente 1:2 (horizontal a vertical). El asentamiento se extiende a partir del mismo plano de aplicación. El asentamiento así calculado generalmente es exacto. Sowers y Sowers recomienda corregir el método cuando el espesor compresible se extiende a partir de los pilotes. En todo caso, se aplica la teoría de consolidación de Terzaghi.

En todos la distribución de esfuerzos se calcula con respecto a partir del mismo plano (en el tercio inferior de los pilotes se consideran la carga aplicada en el cabezal de los pilotes distribuida según líneas con pendiente 1:2 ó 1:4 (horizontal)), como se muestra en las Figs. 10 y 12.

Como se ve 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 estudiado.

El estudio de este tipo de cimentaciones debe tenerse presente la longitud de los pilotes y la separación relativa entre ellos (ya que pueden apreciarse a disminuir la magnitud de los asentamientos).

Al respecto es conveniente reproducir el siguiente

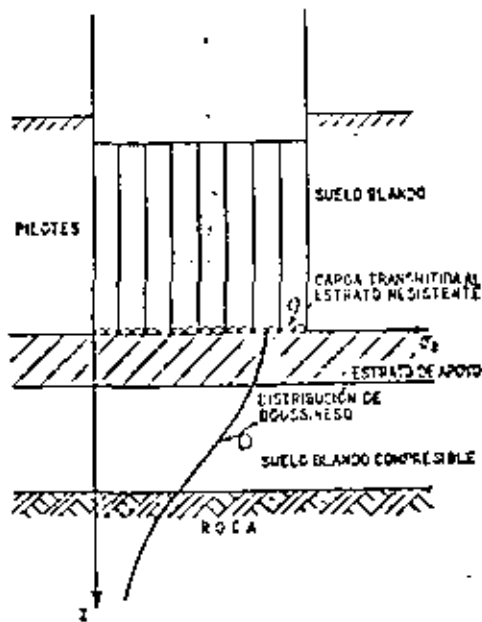


Figura VIII-40. Método para calcular asentamientos bajo pilas de punta.

Fig. 9 (Ref. 12)

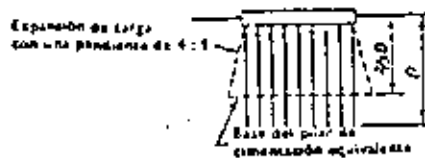
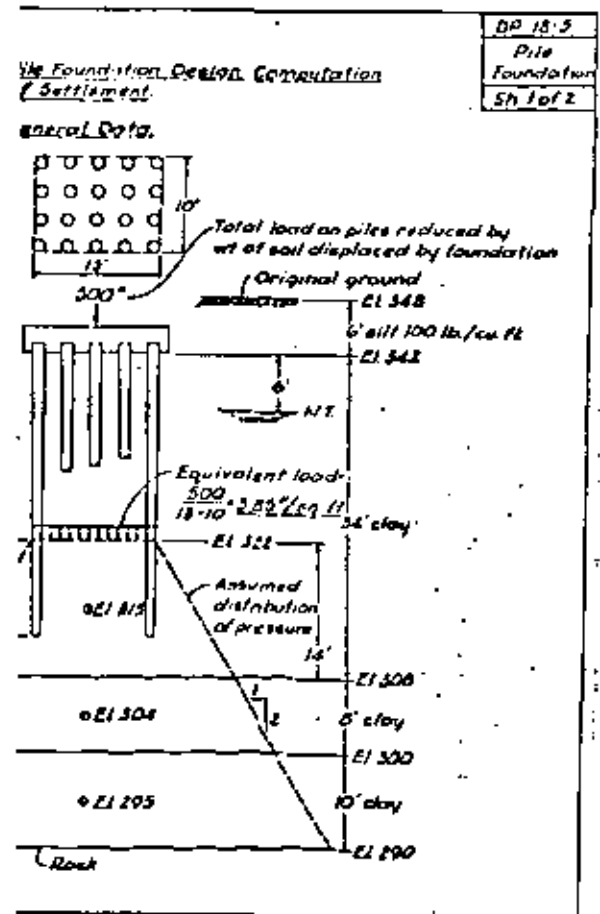


Figura 7-14

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.

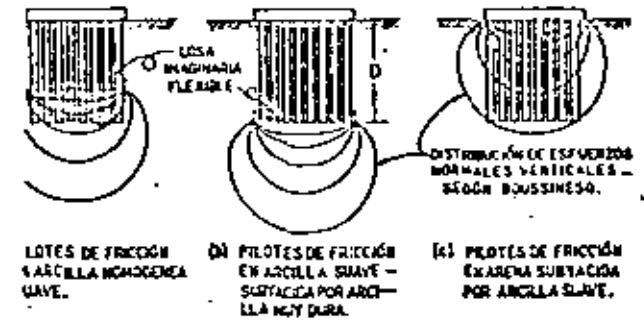
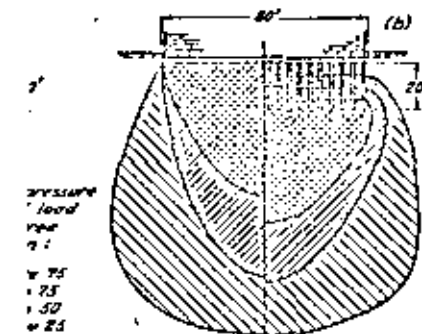


Fig. 12 (Ref. 11)



Illustrating increase of vertical pressure in soil beneath as having piles of equal lengths carrying equal loads. In (a) soil is small compared to pile length. In (b) width of soil is small 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. Mazarí. 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.

s autores, V. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, d Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS), 1970. Lo rela cimentaciones en Minatitlán-Coatzacoalcos-Pajaritos, Jara, Monterrey, Ciudad de México.

s autores, VI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 1972. Lo relativo a cimentaciones en Acapulco, Morelia, i, Península de Yucatán.

s autores, VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 1974. Lo relativo a cimentaciones en Ensenada, La Paz, i, Hermosillo, Guaymas, Obregón, Navojoa, Los Mochis, in y Tijuana.

.. "Controlling the Expansion of Dessicated Clays During action" Research and Engineering Conference on Expansive oils, Texas, 1969.

erjiya, Y.R., Ghazzaly, O.I., "Prediction of Swelling ial for Natural Clays", Proceedings of the Third itional 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:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1.A)$$

donde

σ , esfuerzo o peso total unitario del suelo (conjunto sólido-líquido),

σ' , esfuerzo efectivo o peso unitario que actúa en la estructura del suelo,

u , presión de poro o del agua intersticial.

mente se acepta que la fase líquida es indeformable, partículas sólidas individuales; por tanto, será la del suelo la que se deforme bajo la acción de esfuerzos. Es por ello que interesará para el cálculo de asentamiento el estado original de presiones efectivas del suelo.

La presión efectiva de una masa de suelo que tiene el nivel de una determinada profundidad, será igual a la suma de los pesos unitarios de los estratos parcialmente saturados localizados por debajo de ese nivel, más el peso unitario de los estratos sumergidos por debajo del mismo.

Este ejemplo ilustra lo anterior.

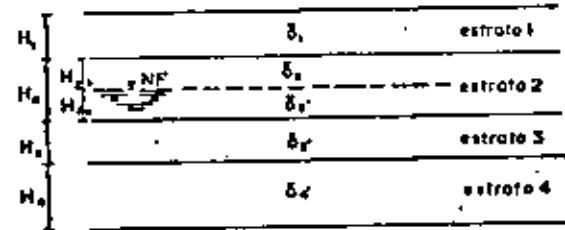


Fig. 1. A.

La presión efectiva en el horizonte inferior del estrato 4

$$= \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_{2a} + \gamma_2' H_{2b} + \gamma_3 H_3 + \gamma_4 H_4 \quad (2.A)$$

es igual al 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:

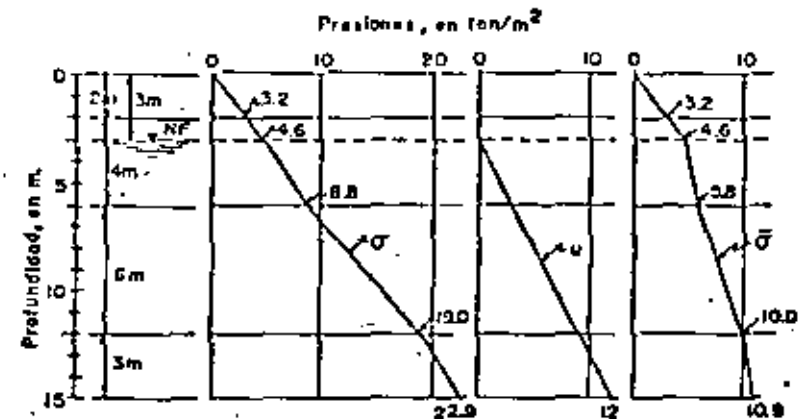


Fig. 2. A. Ejemplo de distribución de presiones

Más adelante se incluyen otros ejemplos: uno de ellos corres-
 ponde 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 sí-
 tío donde la presión de poro ha sufrido abatimiento por la explota-
 ción de acuíferos profundos; se escogió con el fin de mostrar la
 acción hidrodinámica del agua del subsuelo, además de la hidrostá-
 tica.

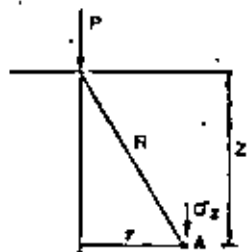
A.2. Incremento de esfuerzos debido a sobrecargas

Toda sobrecarga que se aplique en la superficie de una masa
 de suelo, modifica la distribución de esfuerzos originales. El in-
 cremento 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 plicada 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 genera de Mindlin). Esta solución parte de la hipótesis de que la masa es semi-infinita, isótropa, 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:



$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (5.1)$$

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.

Area de Influencia $\approx 0.003w$

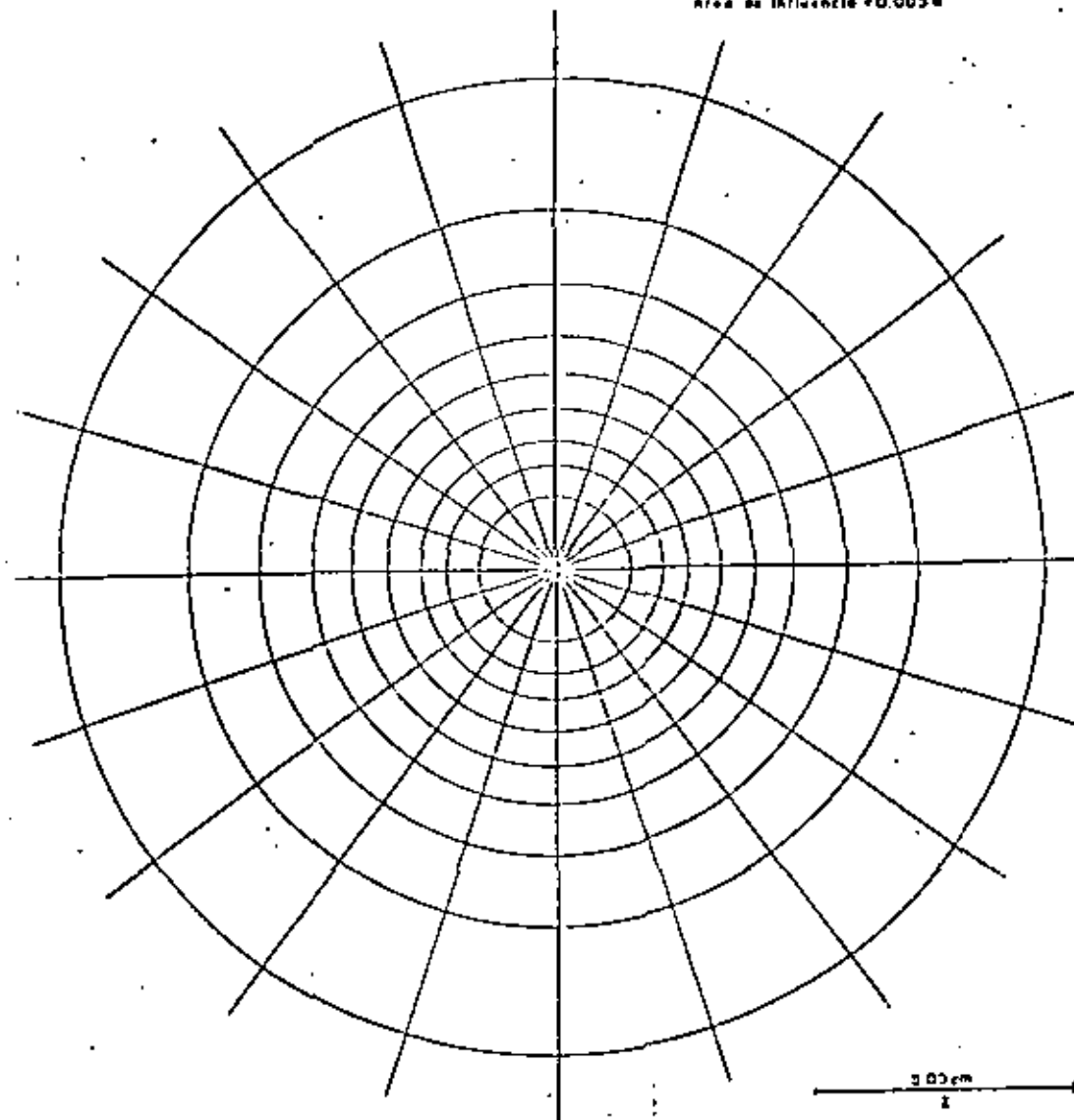


Fig. 3.A. Carta de Newmark

A-6

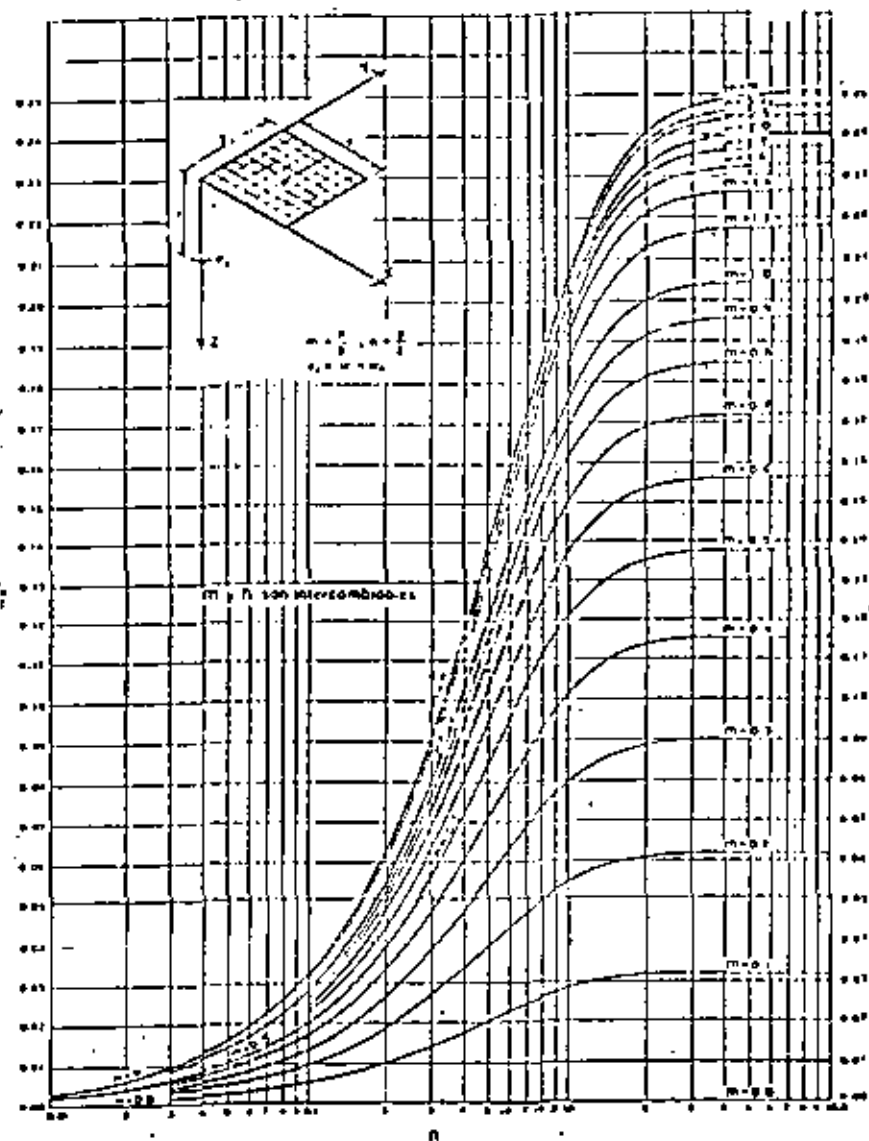


Fig. 4.A. Gráfica de Fadum

A-7

ANEXO B

B.1 CARTAS DE INFLUENCIA DE NEWMARK PARA EL CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS VERTICALES EN CIMENTACIONES ELÁSTICAS*.

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:

$$S_0 = 0.02 (1 - \mu^2) n_0 \cdot w L/E \quad (13)$$

$$S' = 0.01 (1 + \mu) [n' + (1 - 2\mu) n_c] \cdot w Z/E \quad (14)$$

Para el caso de $\mu = 0.5$, las ecuaciones se simplifican a:

$$S_0 = 0.015 n_0 \cdot w L/E \quad (15)$$

$$S' = 0.015 n' \cdot w Z/E \quad (16)$$

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 kg/cm² 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),

$$S_0 = 0.02 \times 0.91 \times 112 \times 0.5 \times \frac{1500}{50} = 30.6 \text{ cm}$$

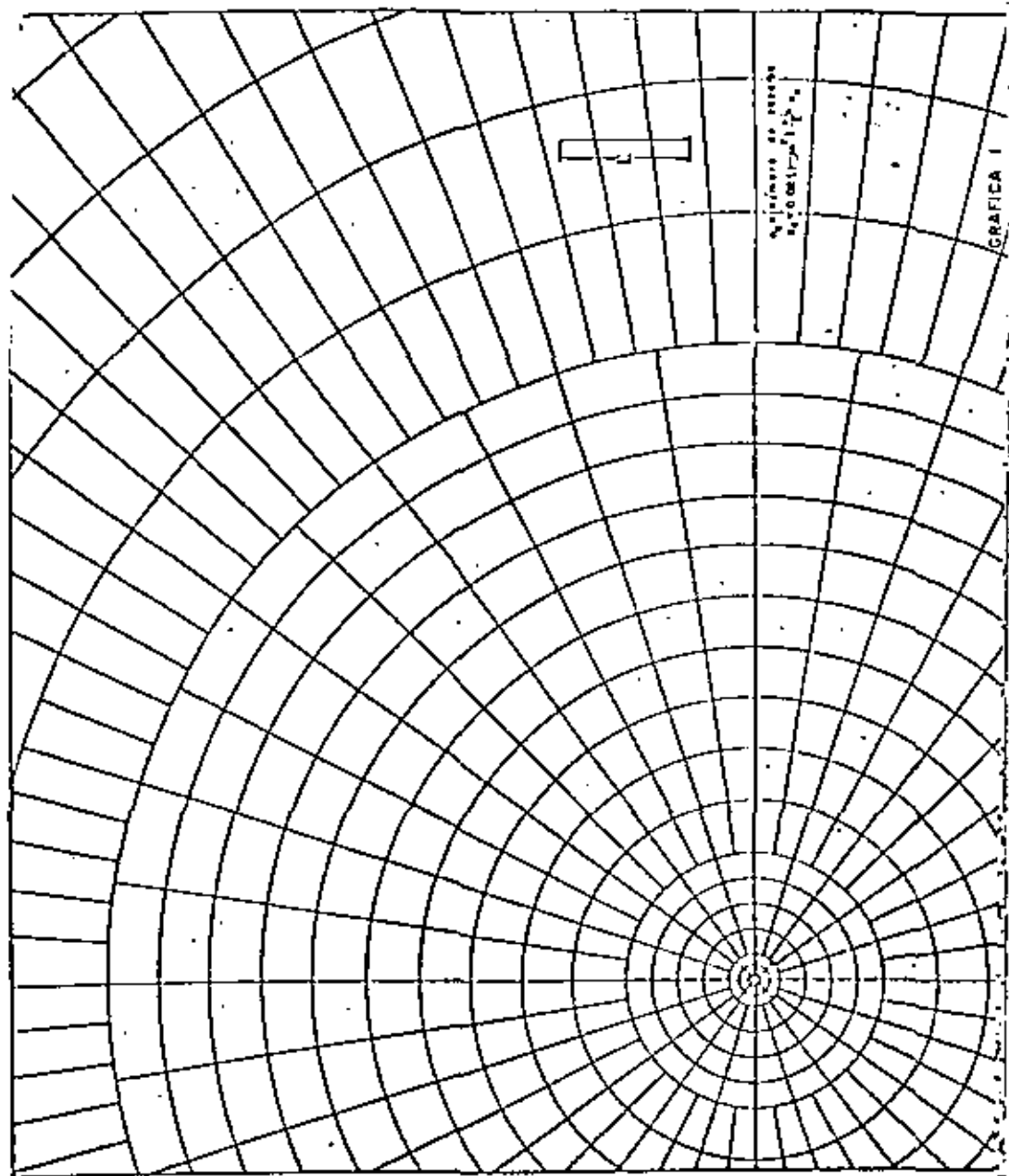
y a 15 m de profundidad, utilizando la expresión (2):

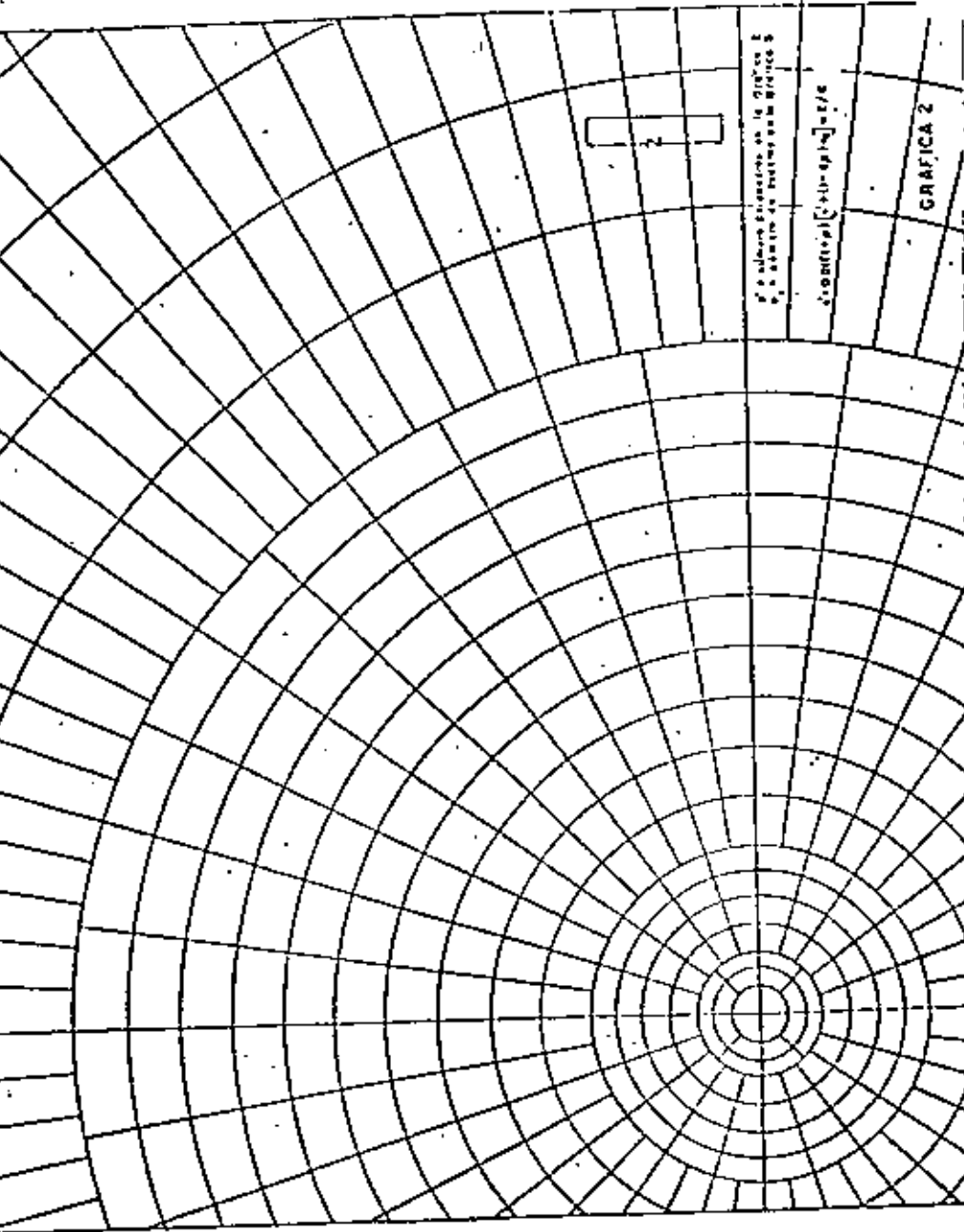
$$S' = 0.01 \times 1.3 (84 + 0.4 \times 50) \times 0.5 \times \frac{1500}{50} = 20.3 \text{ cm}$$

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):

$$S_0 = 25.2 \text{ cm}$$

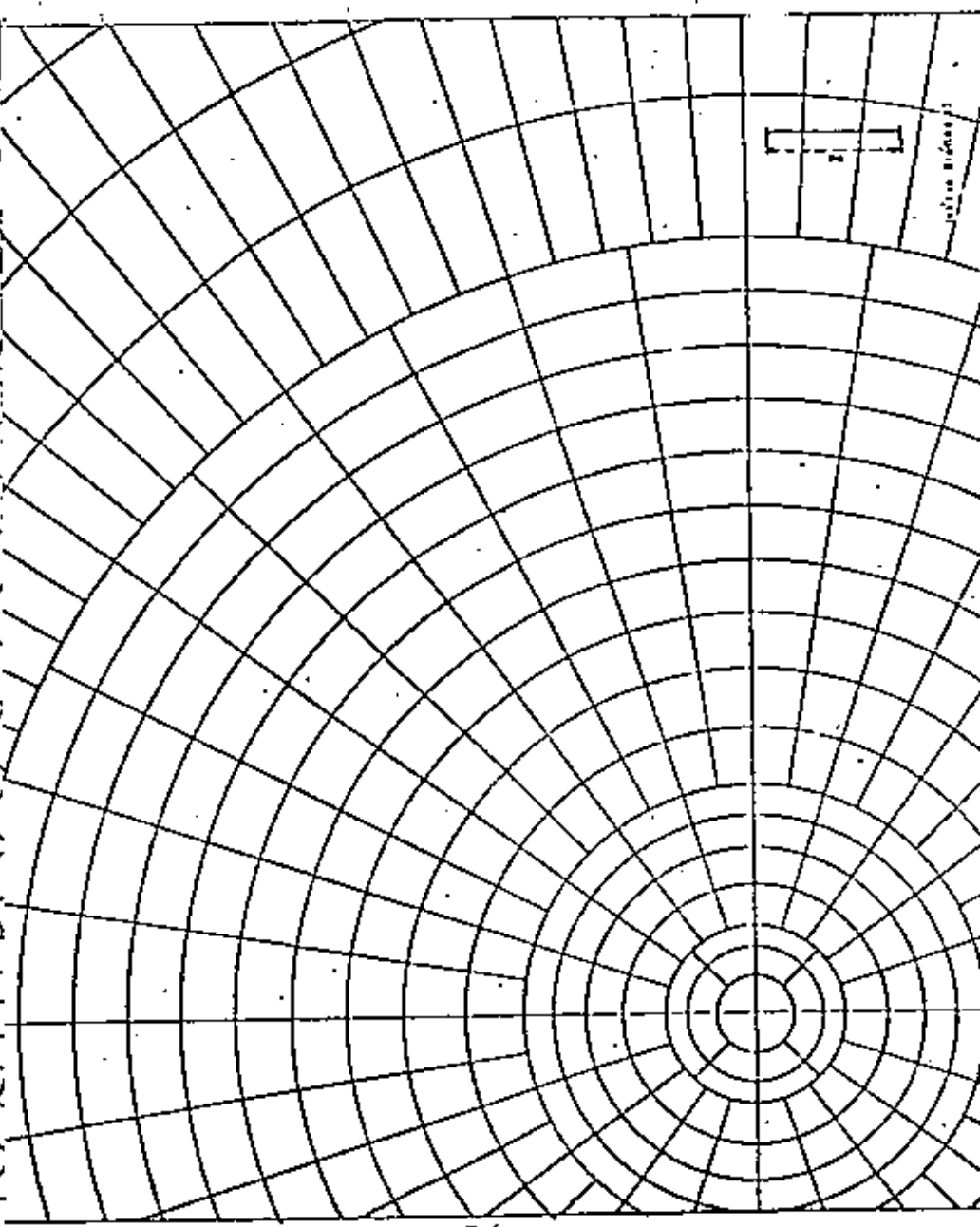
$$S' = 18.9 \text{ cm}$$





B-5

FIG. 7



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 isotrópico. 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:

$$\delta_r = (1 - \mu^2) \frac{p}{E} D \quad (3-a.4)$$

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:

$$\bar{\delta}_c = \frac{8}{3\pi} (1 - \mu^2) \frac{p}{E} D \quad (3-a.6)$$

En el caso de una placa circular rígida, con carga total P , la carga media por unidad de área resulta

$$p_c = \frac{P}{\pi R^2}$$

Donde R es el radio de la placa. El asentamiento bajo cualquier punto de la placa está dado por:

$$\delta_a = \frac{\pi}{4} (1 - \mu^2) \frac{P_c D}{E} \quad (3-a.7)$$

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:

$$\begin{aligned} p_z = \frac{p}{E} (1 - \mu^2) & \left[L \ln \frac{B + \sqrt{L^2 + B^2} \sqrt{L^2 + z^2}}{L(B + \sqrt{L^2 + B^2 + z^2})} + \right. \\ & \left. + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2} \sqrt{B^2 + z^2}}{B(L + \sqrt{L^2 + B^2 + z^2})} \right] + \\ & + \frac{p}{2\pi E} (1 - \mu - 2\mu^2) z \operatorname{ang} \operatorname{tg} \frac{LB}{z\sqrt{L^2 + B^2 + z^2}} \quad (3-a.8) \end{aligned}$$

Lo cual puede escribirse:

$$p_z = p \frac{B}{E} [(1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2] = p \frac{B}{E} F_p \quad (3-a.9)$$

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 abaco modificado de los resultados de Steinbrenner y de manejo aún más sencillo (gráfico de López Nieto).

REFERENCIAS

1. Flanerna, G. — *Soil Pressure measurements during loading tests on a runway* — Proc. Zurich (3-15).
2. Steinbrenner — *Tafeln zur Setzungsberechnung — Die strasse* — 1931.
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. Tchebotarloff—McGraw-Hill Book Co.—1957.
Mecánica del Suelo—J. A. Jiménez Salas—Ed. Dossat—1954.
Traité de Mécanique des Soils—J. Caquot y J. Kerisel—Gauthier-Villars—1956.
Mecánica del Terreno e Stabilità delle Fondazioni—C. Castelli-Guidi—Lirico Hoepli Ed.—1951.

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.

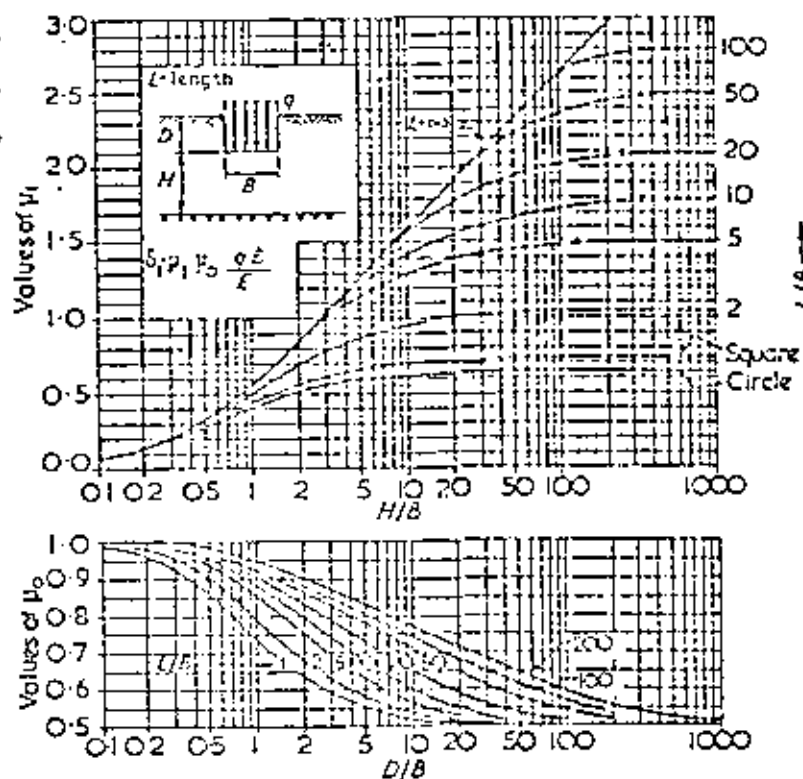


Fig. 14 Diagrams for the factors μ_0 and μ_1 used in the calculation of the immediate average settlement of uniformly loaded flexible areas on homogeneous isotropic saturated clay (after Janbu, Bjerrum and Kjekhus, 1955)

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 $H/B = 1.0$, $\mu_1 = 0.55$

$$\delta_{1,1} = 0.55 \times 0.96 \frac{5 \times 10}{2000} = 0.013 \text{ m}$$

c) Compresión de la capa 2. En primer lugar se supone que se extiende desde la superficie y descansa sobre una base rígida.

$$H/B = 1.5, \mu_1 = 0.67$$

$$\delta_{2,1} = 0.67 \times 0.96 \frac{5 \times 10}{3000} = 0.011 \text{ m} \quad (1)$$

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

$$H/B = 2.5, \mu_1 = 0.88$$

$$\delta_{3,1} = 0.88 \times 0.96 \frac{5 \times 10}{4000} = 0.011 \text{ m}$$

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 .

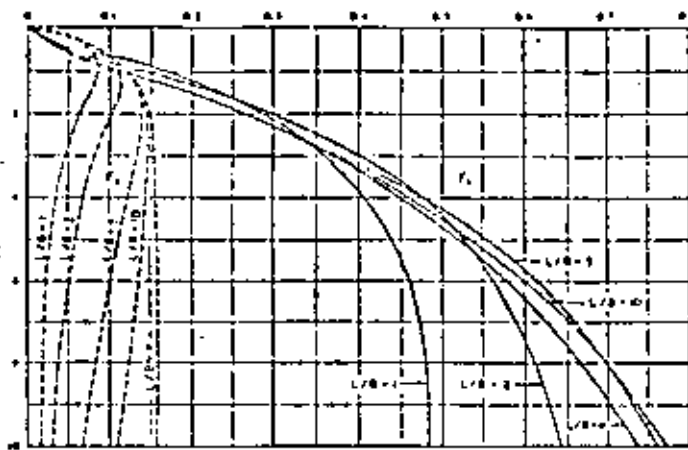
B , ancho del área cargada, en cm

$\mu_0 \mu_1$ 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

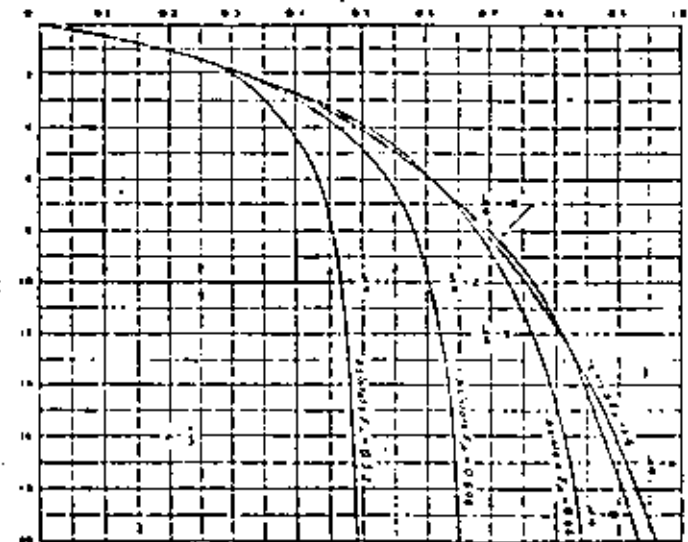
El método puede aplicarse en el caso de suelos muy estratificados en los que E tiene diversos valores, asimilando la variación de E con el reemplazo de todo el sistema de capas por una hipotética rígida en el fondo. La profundidad de esta capa hipotética se incrementa sucesivamente hasta ir incorporando cada capa real.

VALORES DE F_1 (—) y F_2 (---)



(a)

VALORES DE F_3



(b)

FIG. 115-6-1. GRÁFICAS PARA EL CÁLCULO DE F_1 , F_2 Y F_3 (p. 115), EN LAS FÓRMULAS DE BJERRUM.

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 $E = 4000 \text{ t/m}^2$

$$H/B = 1.5, \quad f = 0.67$$

$$\delta_{3,2} = 0.67 \times 0.96 \frac{5 \times 10}{4000} = 0.008 \text{ m}$$

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.

$$\Delta H = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0.013 + 0.002 + 0.003 = 0.018 \text{ m}$$

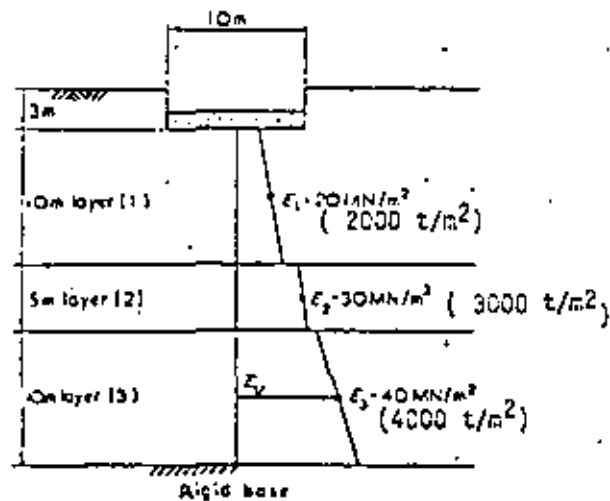


Fig.3.7 Rectangular footing, 10 m X 40 m, uniformly loaded with net intensity 50 kN/m^2 (5 t/m^2)



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

DISEÑO Y CONTRUCCION DE CIMENTACIONES

DISEÑO ESTRUCTURAL

Ing. Raúl Granados Granados

Julio, 1981

CAPITULO 0: 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 contacto en el suelo.

Cuando los muros 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 redícula de traves 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, construida de concreto o mampostería.

De acuerdo con su forma, las zapatas pueden ser:

- | | | | |
|--------------|---|---------------|----------|
| 1.- Ataladas | { | Cuadradas | { Planas |
| | | Rectangulares | |
| | | Circulares. | |
- 2.- Comidas. (Ligando dos ó más columnas ó para cimentar un muro).

En la figura (1) se muestran los tipos más comunes de zapatas.

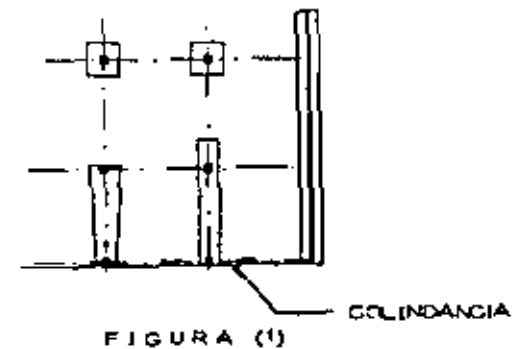


FIGURA (1)

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).

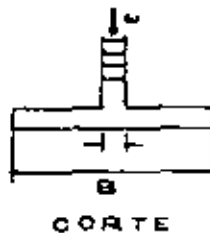
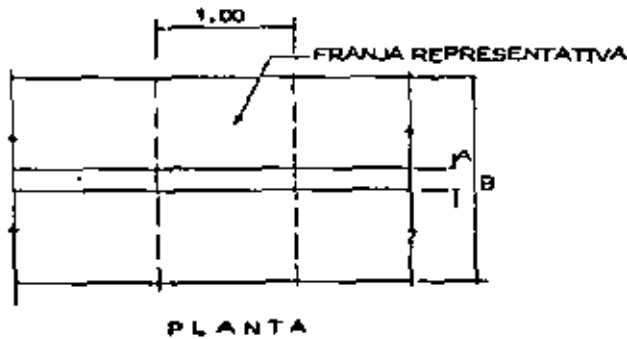


FIGURA (2)

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 supóngense 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.

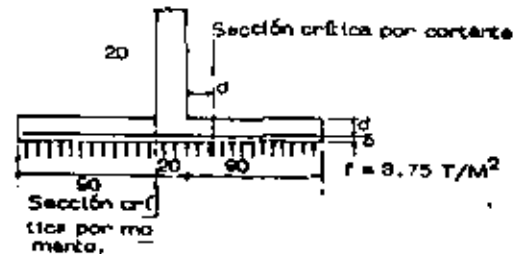


FIGURA (2 a)

El problema se resuelve por tanteos. Suponiendo $d = 10 \text{ cm}$.

$$Vu = 1,5 \times 3,75 (70 - 10) = 4,5 \text{ ton.}$$

$$d = \frac{Vu}{\phi V} = \frac{4500}{100 \times 0,85 \times 7,3} = 7,5 \text{ cm} < 10$$

Se dejarán los 10 cm supuestos. Paso propio $0,38 \text{ T/M}^2$

Esfuerzo en el suelo: $3,75 + 0,38 = 4,11 < 4,5 \text{ T/M}^2$. Se acepta.

Diseño por flexión.

La sección crítica por momento se localiza en el paño del muro.

$$Mu = 1,5 \times 3,75 \times \frac{0,90^2}{2} = 2,28 \text{ TM}$$

Para obtener el refuerzo necesario por flexión, se emplearán unas tablas que relacionan el parámetro $\frac{Mu}{\phi b d^2}$, con el porcentaje de refuerzo

$$p = \frac{As}{bd}$$

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:

$$\frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{2,28 \times 10^5}{0,9 \times 100 \times 10^2} = 25,3 \quad p = 0,00858$$

$$As = 0,00858 \times 100 \times 10 = 8,58 \text{ cm}^2$$

se usarán varillas N°3 @ 10

Adicionalmente a las varillas de flexión, se requiere acero de temperatura cuya área está dada por:

$$AsT = 0,0018 bt = 0,0018 \times 100 \times 15 = 2,7 \text{ cm}^2$$

Se usará varillas N°3 @ 20

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.

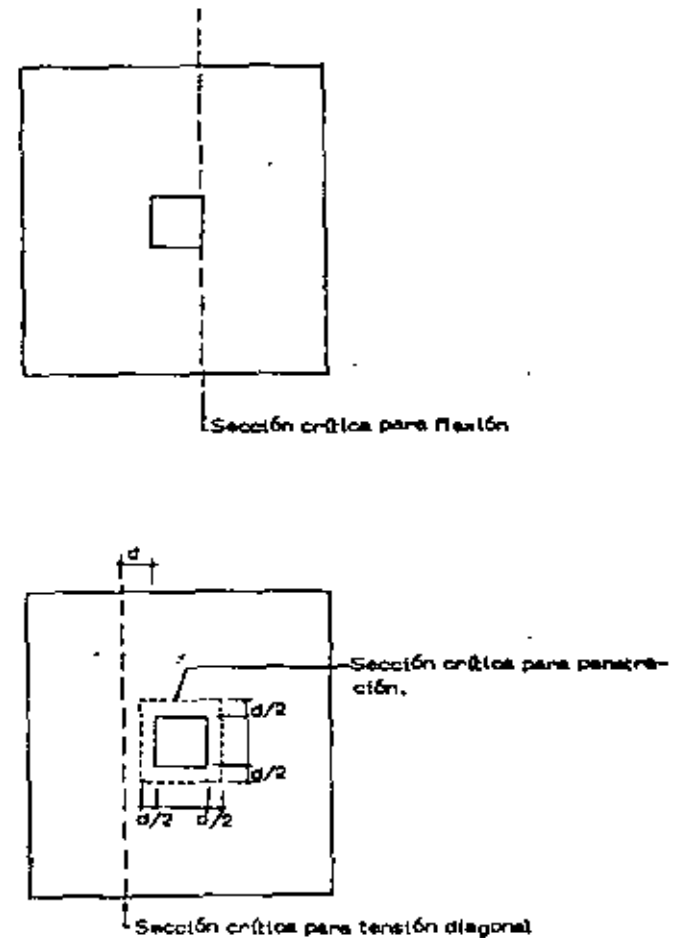


FIGURA (3)

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.

$$\text{Área necesaria} = \frac{5.0}{10.0} = 0.5 \text{ m}^2$$

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

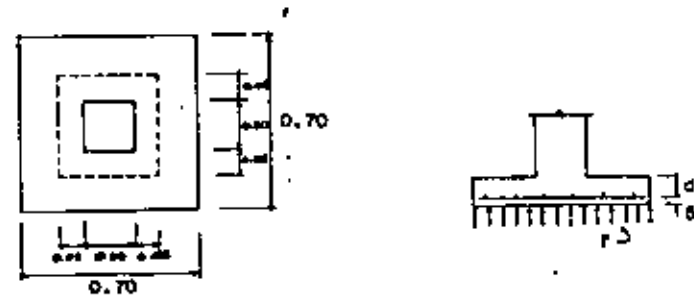


FIGURA (4)

El penalti, en general queda gobernado por cortante de penetración y para su obtención se procede por tanteos.

Suponiendo $d = 10$ cm

$$v = \frac{Vu}{\beta b d} < F_c \text{ esfuerzo admisible para este tipo de falla.}$$

$Vu = 1.5 \times 9.4 (0.7^2 - 0.3^2) = 5.8$ ton, cortante último, igual a la carga total alrededor de la sección crítica, multiplicada por el factor de carga.

$$\beta = 0.85$$

$D_o = 4 \times 0.30 = 1.20$ m, perímetro de la sección crítica.

$$v = \frac{5800}{0.85 \times 120 \times 10} = 5.4 \text{ Kg/cm}^2 < \sqrt{150} = 12.2 \text{ Kg/cm}^2, \text{ aceptable.}$$

Se revisará ahora por cortante como viga ancha.

$$v = \frac{Vu}{\beta b d} < 0.5 \sqrt{F_c} = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Vu = 1.5 \times 9.4 (0.35 - 0.20) \times 0.70 = 1.5 \text{ ton}$$

$$b = 0.70$$

$$v = \frac{1500}{0.85 \times 70 \times 10} = 2.5 \text{ Kg/cm}^2 < 0.1 \text{ aceptable.}$$

No conviene, por razones constructivas reducir el penalti, aún cuando estructuralmente es factible.

Diseño del refuerzo por flexión

$$Mu = 1.5 \times 9.4 \times \frac{(0.35 - 0.10)^2}{2} \times 0.7 = 0.31 \text{ TM}$$

$$\frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{31000}{0.90 \times 70 \times 10^2} = 8$$

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 @ 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 cón dentro del núcleo central del área de la zapata. En este caso es aplicable la fórmula de la ecuación para el cálculo de esfuerzos sobre el suelo.

$$r = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} x \pm \frac{M_y}{I_y} y, \text{ donde:}$$

r = 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:

$$r = \frac{P}{A} \left(1 \pm 6 \frac{e_L}{L} \pm 6 \frac{e_B}{B} \right)$$

donde e_L y e_B son las excentricidades paralelas a los lados L y B respectivamente. (FIG. 5)

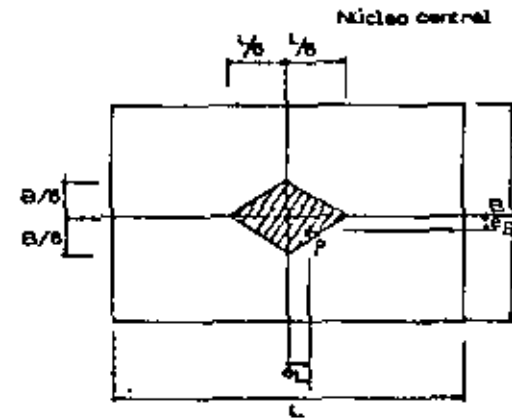


FIGURA (5)

- 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 r , 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 perfilte 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 una 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 une 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 centro de gravedad 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:

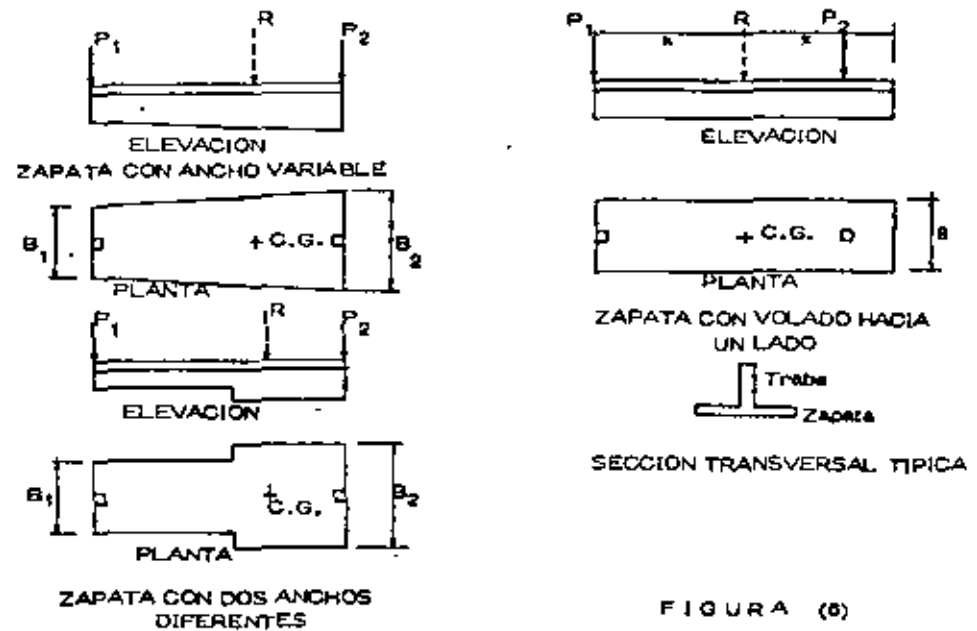


FIGURA (6)

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

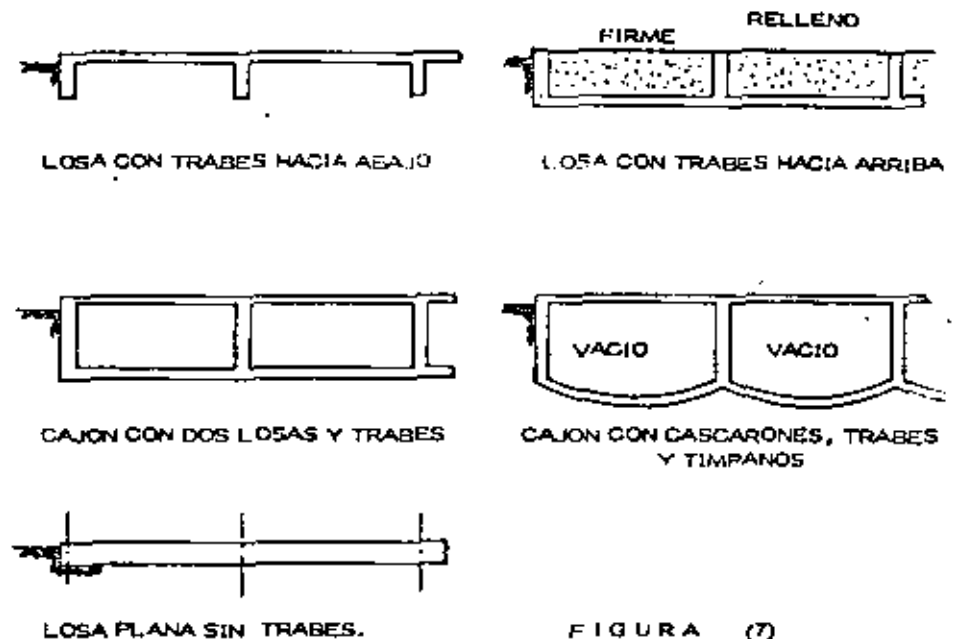
Quando en una estructura, la magnitud de las cargas sobre la cimentación requiere más del 50% del área total disponible, es conveniente emplear una losa corrida. Esto obviamente ocurrirá en suelos de baja capacidad de carga.

La solución estructural consiste en un sistema de losa, generalmente rigidizado por una redcula 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 esto mayores deformaciones, especialmente en terreno blando.

Quando 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 redcula 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 descritos.



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 distribuida 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 ésta 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 permitan obtener diseños con un adecuado funcionamiento y un razonable factor de seguridad. Algunos de estos métodos se describen a continuación.

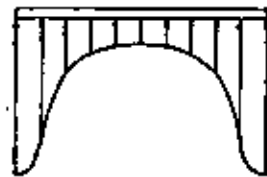
- 1) Análisis de la cimentación como piso invertido, sometido a la reacción del suelo y con apoyos fijos en las columnas. El método es muy burdo pues se ignoran los desplazamientos de la cimentación.

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 distribuida 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.

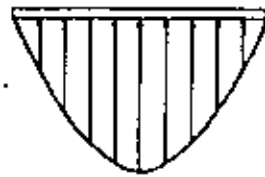
- 2) Análisis de la cimentación como un sistema rígido flotante, sometido a las cargas de las columnas y a la reacción del suelo. Las deformaciones de la cimentación no modifican la distribución de presiones del suelo.

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.



DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN SUELO ARCILLOSO - CIMENTACIÓN RÍGIDA.



DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN SUELO ARENOSO - CIMENTACIÓN RÍGIDA.

FIGURA (8)

Puesto que en este método no se limitan los desplazamientos de la cimentación, el análisis de la redícula 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 cudo de la redícula.

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 térmicas 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.

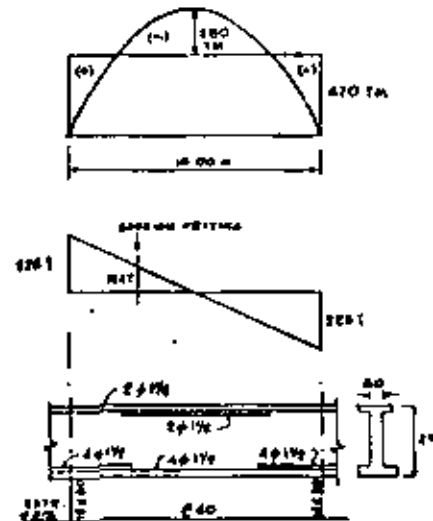
El análisis de la cimentación como piso invertido, proporciona los momentos y los cortantes en las trabes y corresponden a los de una serie de vigas continuas apoyadas en las columnas. Se sugiere el método de Cross o el de Kani para la solución de esta parte del problema.

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

$\beta = 0.0$ para flexión

$\beta = 0.85$ 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:

$$\frac{Mu}{\phi bc^2} = \frac{1.5 \times 470 \times 10^5}{0.90 \times 50 \times 250^2} = 25.9 \quad p = 0.00635 \quad A_s = 0.00635 \times 50 \times 250 = 79 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 8 varillas $\phi 1 1/2$ (4 corridas y 4 bastones)

Momento negativo en el centro del claro:

$$\frac{Mu}{\phi bc^2} = \frac{1.5 \times 280 \times 10^5}{0.90 \times 50 \times 250^2} = 14.9 \quad p = 0.00368 \quad A_s = 0.00368 \times 50 \times 250 = 45 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 4 varillas $\phi 1 1/2$ (2 corridas y 2 bastones)

b) Diseño por cortante

V = 124 ton en la sección crítica

$$v = \frac{V}{\phi \text{td}} = \frac{1.5 \times 124\,000}{0.85 \times 50 \times 250} = 17.6 \text{ Kg/cm}^2$$

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:

$$S = \frac{A_v F_y}{(v - v_c) b} = \frac{2 \times 1.93 \times 4200}{(17.6 - 7.9) \times 50} = 33 \text{ cm.}$$

Se pondrán 12 @ 30 y el resto @ 40

DISEÑO DE UN TABLERO INTERIOR DE LOSA

DATOS

Carga de diseño: 9 T/m²

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.

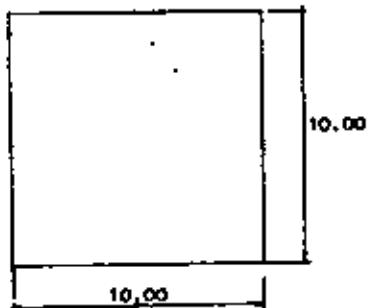


FIGURA (10)

Losa colada monóticamente con las trabeas.

Peralte propuesto:

d = 40 cm h = 45 cm

SOLUCION

$$M = C \times l_1^2$$

C = coeficiente

w = carga

l_1 = claro corto

Relación de lados = 1.0

Momento negativo en los 4 bordes:

$$C = 0.0288$$

$$M = 0.0288 \times 9 \times 10^2 = 25.9 \text{ T/M.}$$

$$\frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{1.5 \times 25.9 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 40^2} = 26.9; \rho = 0.00650 \quad A_s = 0.00650 \times 100 \times 40 = 26.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\phi 3/4" @ 10 \text{ cm}$

Momento positivo en el centro del claro:

$$C = 0.0126$$

$$M = 0.0126 \times 9 \times 10^2 = 11.3 \text{ T/M}$$

$$\frac{Mu}{gb^2} = \frac{1.5 \times 11.3 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 40^2} = 11.8; \quad p = 0.00288 \quad A_s = 0.00288 \times 100 \times 40$$

$$= 11.6 \text{ cm}^2/\text{M}$$

$$p \approx 3/4 \phi \approx 25 \text{ cm}$$

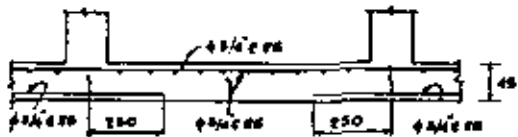


FIGURA (10)

Se presentará por último el análisis estructural de una retícula que corresponde a una cimentación tipo losa 6 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).

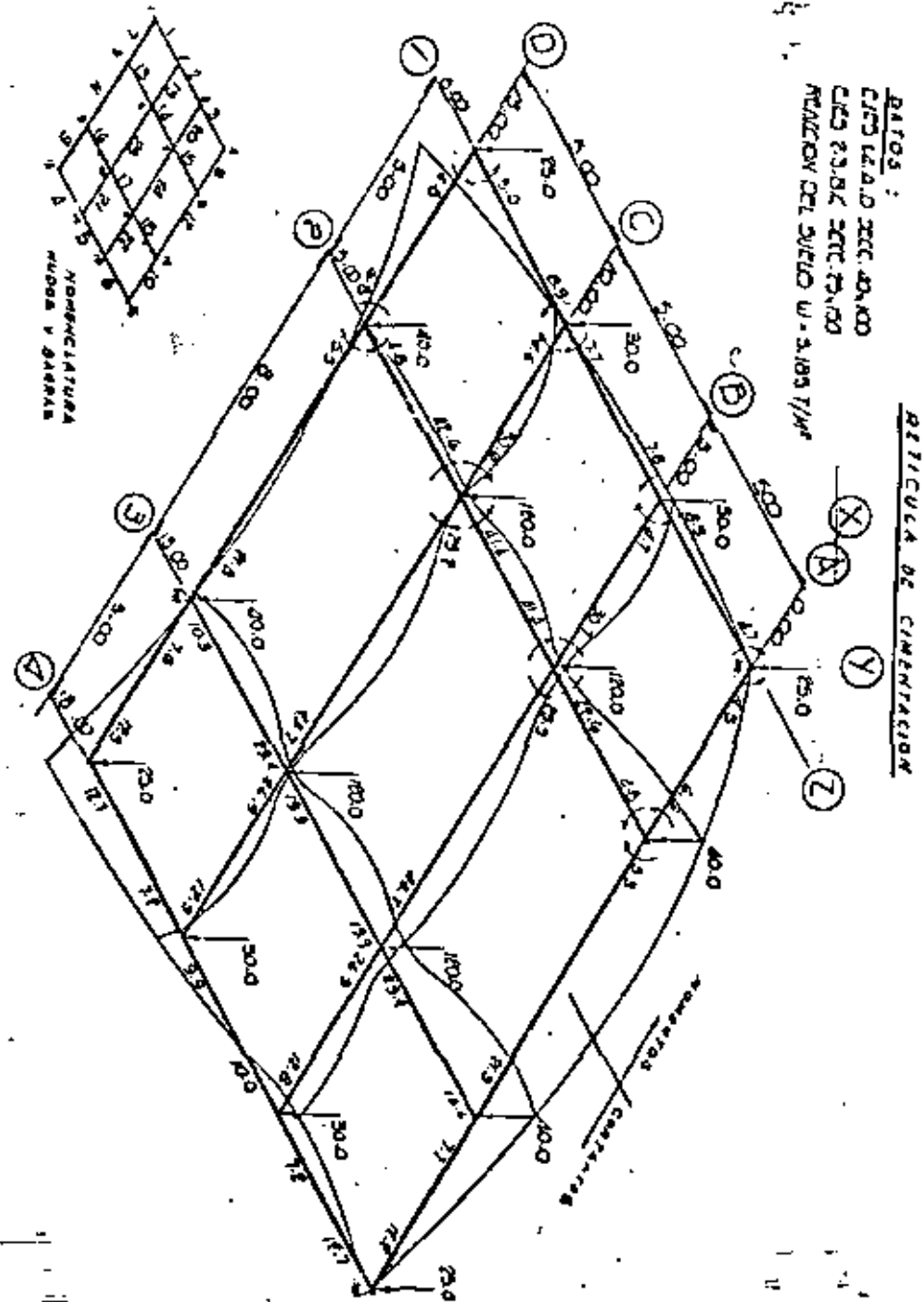
Este programa, que opera en lenguaje Fortran, resuelve estructuras de los siguientes tipos:

- 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 despla-

mientos de la estructura. Obviamente si las cargas actuantes actúan en equilibrio con la reacción del suelo, las reacciones en esos apoyos deben ser nulas.



STRUCTURE IDENTIFICATION C.P.C.

TYPE PLANE GRID
 NUMBER OF JOINTS 26
 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 5
 5 5.00 0.00
 6 5.00 5.00
 7 5.00 10.00
 8 5.00 15.00
 9 10.00 0.00 5
 10 10.00 5.00
 11 10.00 10.00
 12 10.00 15.00
 13 15.00 0.00
 14 15.00 5.00
 15 15.00 10.00
 16 15.00 15.00 5

JOINT RELEASES
 4 MOMENT X Y
 6 MOMENT X Y
 16 MOMENT X Y

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC
 1 THRU 12 AX 0.23 IX 0.0160 IY 0.0332
 13 THRU 24 AX 0.21 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 5
 9 5 13
 10 12 14
 11 5 9
 12 8 12
 13 5 6
 14 6 7
 15 7 4
 16 5 10
 17 10 11
 18 11 12
 19 2 6
 20 3 7
 21 12 14
 22 11 15

24 7 11
 CONSTANT 5 1400000.00 ALL

TABLETS 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 7.95
 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

TABLES CORRECTLY CHECKED. EXECUTION TO PROCEED.

| | | | |
|----|---------|---------|---------|
| 7 | 0.0046 | -0.0019 | 0.0012 |
| 8 | 0.0057 | 0.0020 | -0.0019 |
| 10 | 0.0015 | 0.0025 | 0.0011 |
| 11 | 0.0023 | 0.0016 | 0.0011 |
| 12 | 0.0177 | 0.0010 | 0.0022 |
| 13 | -0.0167 | 0.0027 | 0.0037 |
| 14 | -0.0034 | 0.0019 | 0.0012 |
| 15 | 0.0021 | 0.0022 | 0.0012 |

SUPPORT JOINT DISPLACEMENTS

| JOINT | Z-DISPLACEMENT | Y-ROTATION | X-ROTATION |
|-------|----------------|------------|------------|
| 6 | 0.0050 | -0.0005 | -0.0010 |
| 9 | 0.0000 | 0.0004 | 0.0027 |
| 16 | 0.0000 | -0.0000 | 0.0035 |

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.

PA. CONCRETE

PA. CONCRETE

PORCELANE

| P | NO/601 | P | NO/602 | P | NO/603 | P | NO/604 | P | NO/605 | P | NO/606 | P | NO/607 | P | NO/608 | P | NO/609 | P | NO/610 |
|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|
| C-101 | 601 | C-102 | 602 | C-103 | 603 | C-104 | 604 | C-105 | 605 | C-106 | 606 | C-107 | 607 | C-108 | 608 | C-109 | 609 | C-110 | 610 |
| C-111 | 611 | C-112 | 612 | C-113 | 613 | C-114 | 614 | C-115 | 615 | C-116 | 616 | C-117 | 617 | C-118 | 618 | C-119 | 619 | C-120 | 620 |
| C-121 | 621 | C-122 | 622 | C-123 | 623 | C-124 | 624 | C-125 | 625 | C-126 | 626 | C-127 | 627 | C-128 | 628 | C-129 | 629 | C-130 | 630 |
| C-131 | 631 | C-132 | 632 | C-133 | 633 | C-134 | 634 | C-135 | 635 | C-136 | 636 | C-137 | 637 | C-138 | 638 | C-139 | 639 | C-140 | 640 |
| C-141 | 641 | C-142 | 642 | C-143 | 643 | C-144 | 644 | C-145 | 645 | C-146 | 646 | C-147 | 647 | C-148 | 648 | C-149 | 649 | C-150 | 650 |
| C-151 | 651 | C-152 | 652 | C-153 | 653 | C-154 | 654 | C-155 | 655 | C-156 | 656 | C-157 | 657 | C-158 | 658 | C-159 | 659 | C-160 | 660 |
| C-161 | 661 | C-162 | 662 | C-163 | 663 | C-164 | 664 | C-165 | 665 | C-166 | 666 | C-167 | 667 | C-168 | 668 | C-169 | 669 | C-170 | 670 |
| C-171 | 671 | C-172 | 672 | C-173 | 673 | C-174 | 674 | C-175 | 675 | C-176 | 676 | C-177 | 677 | C-178 | 678 | C-179 | 679 | C-180 | 680 |
| C-181 | 681 | C-182 | 682 | C-183 | 683 | C-184 | 684 | C-185 | 685 | C-186 | 686 | C-187 | 687 | C-188 | 688 | C-189 | 689 | C-190 | 690 |
| C-191 | 691 | C-192 | 692 | C-193 | 693 | C-194 | 694 | C-195 | 695 | C-196 | 696 | C-197 | 697 | C-198 | 698 | C-199 | 699 | C-200 | 700 |
| C-201 | 701 | C-202 | 702 | C-203 | 703 | C-204 | 704 | C-205 | 705 | C-206 | 706 | C-207 | 707 | C-208 | 708 | C-209 | 709 | C-210 | 710 |
| C-211 | 711 | C-212 | 712 | C-213 | 713 | C-214 | 714 | C-215 | 715 | C-216 | 716 | C-217 | 717 | C-218 | 718 | C-219 | 719 | C-220 | 720 |
| C-221 | 721 | C-222 | 722 | C-223 | 723 | C-224 | 724 | C-225 | 725 | C-226 | 726 | C-227 | 727 | C-228 | 728 | C-229 | 729 | C-230 | 730 |
| C-231 | 731 | C-232 | 732 | C-233 | 733 | C-234 | 734 | C-235 | 735 | C-236 | 736 | C-237 | 737 | C-238 | 738 | C-239 | 739 | C-240 | 740 |
| C-241 | 741 | C-242 | 742 | C-243 | 743 | C-244 | 744 | C-245 | 745 | C-246 | 746 | C-247 | 747 | C-248 | 748 | C-249 | 749 | C-250 | 750 |
| C-251 | 751 | C-252 | 752 | C-253 | 753 | C-254 | 754 | C-255 | 755 | C-256 | 756 | C-257 | 757 | C-258 | 758 | C-259 | 759 | C-260 | 760 |
| C-261 | 761 | C-262 | 762 | C-263 | 763 | C-264 | 764 | C-265 | 765 | C-266 | 766 | C-267 | 767 | C-268 | 768 | C-269 | 769 | C-270 | 770 |
| C-271 | 771 | C-272 | 772 | C-273 | 773 | C-274 | 774 | C-275 | 775 | C-276 | 776 | C-277 | 777 | C-278 | 778 | C-279 | 779 | C-280 | 780 |
| C-281 | 781 | C-282 | 782 | C-283 | 783 | C-284 | 784 | C-285 | 785 | C-286 | 786 | C-287 | 787 | C-288 | 788 | C-289 | 789 | C-290 | 790 |
| C-291 | 791 | C-292 | 792 | C-293 | 793 | C-294 | 794 | C-295 | 795 | C-296 | 796 | C-297 | 797 | C-298 | 798 | C-299 | 799 | C-300 | 800 |
| C-301 | 801 | C-302 | 802 | C-303 | 803 | C-304 | 804 | C-305 | 805 | C-306 | 806 | C-307 | 807 | C-308 | 808 | C-309 | 809 | C-310 | 810 |
| C-311 | 811 | C-312 | 812 | C-313 | 813 | C-314 | 814 | C-315 | 815 | C-316 | 816 | C-317 | 817 | C-318 | 818 | C-319 | 819 | C-320 | 820 |
| C-321 | 821 | C-322 | 822 | C-323 | 823 | C-324 | 824 | C-325 | 825 | C-326 | 826 | C-327 | 827 | C-328 | 828 | C-329 | 829 | C-330 | 830 |
| C-331 | 831 | C-332 | 832 | C-333 | 833 | C-334 | 834 | C-335 | 835 | C-336 | 836 | C-337 | 837 | C-338 | 838 | C-339 | 839 | C-340 | 840 |
| C-341 | 841 | C-342 | 842 | C-343 | 843 | C-344 | 844 | C-345 | 845 | C-346 | 846 | C-347 | 847 | C-348 | 848 | C-349 | 849 | C-350 | 850 |
| C-351 | 851 | C-352 | 852 | C-353 | 853 | C-354 | 854 | C-355 | 855 | C-356 | 856 | C-357 | 857 | C-358 | 858 | C-359 | 859 | C-360 | 860 |
| C-361 | 861 | C-362 | 862 | C-363 | 863 | C-364 | 864 | C-365 | 865 | C-366 | 866 | C-367 | 867 | C-368 | 868 | C-369 | 869 | C-370 | 870 |
| C-371 | 871 | C-372 | 872 | C-373 | 873 | C-374 | 874 | C-375 | 875 | C-376 | 876 | C-377 | 877 | C-378 | 878 | C-379 | 879 | C-380 | 880 |
| C-381 | 881 | C-382 | 882 | C-383 | 883 | C-384 | 884 | C-385 | 885 | C-386 | 886 | C-387 | 887 | C-388 | 888 | C-389 | 889 | C-390 | 890 |
| C-391 | 891 | C-392 | 892 | C-393 | 893 | C-394 | 894 | C-395 | 895 | C-396 | 896 | C-397 | 897 | C-398 | 898 | C-399 | 899 | C-400 | 900 |
| C-401 | 901 | C-402 | 902 | C-403 | 903 | C-404 | 904 | C-405 | 905 | C-406 | 906 | C-407 | 907 | C-408 | 908 | C-409 | 909 | C-410 | 910 |
| C-411 | 911 | C-412 | 912 | C-413 | 913 | C-414 | 914 | C-415 | 915 | C-416 | 916 | C-417 | 917 | C-418 | 918 | C-419 | 919 | C-420 | 920 |
| C-421 | 921 | C-422 | 922 | C-423 | 923 | C-424 | 924 | C-425 | 925 | C-426 | 926 | C-427 | 927 | C-428 | 928 | C-429 | 929 | C-430 | 930 |
| C-431 | 931 | C-432 | 932 | C-433 | 933 | C-434 | 934 | C-435 | 935 | C-436 | 936 | C-437 | 937 | C-438 | 938 | C-439 | 939 | C-440 | 940 |
| C-441 | 941 | C-442 | 942 | C-443 | 943 | C-444 | 944 | C-445 | 945 | C-446 | 946 | C-447 | 947 | C-448 | 948 | C-449 | 949 | C-450 | 950 |
| C-451 | 951 | C-452 | 952 | C-453 | 953 | C-454 | 954 | C-455 | 955 | C-456 | 956 | C-457 | 957 | C-458 | 958 | C-459 | 959 | C-460 | 960 |
| C-461 | 961 | C-462 | 962 | C-463 | 963 | C-464 | 964 | C-465 | 965 | C-466 | 966 | C-467 | 967 | C-468 | 968 | C-469 | 969 | C-470 | 970 |
| C-471 | 971 | C-472 | 972 | C-473 | 973 | C-474 | 974 | C-475 | 975 | C-476 | 976 | C-477 | 977 | C-478 | 978 | C-479 | 979 | C-480 | 980 |
| C-481 | 981 | C-482 | 982 | C-483 | 983 | C-484 | 984 | C-485 | 985 | C-486 | 986 | C-487 | 987 | C-488 | 988 | C-489 | 989 | C-490 | 990 |
| C-491 | 991 | C-492 | 992 | C-493 | 993 | C-494 | 994 | C-495 | 995 | C-496 | 996 | C-497 | 997 | C-498 | 998 | C-499 | 999 | C-500 | 1000 |

12

| 1985-1986 | | | | 1986-1987 | | | | 1987-1988 | | | | 1988-1989 | | | |
|-----------|---------|-------|---------|-----------|---------|-------|---------|-----------|---------|-------|---------|-----------|---------|-------|---------|
| P | AUFZAHL | P | MUFZAHL | P | AUFZAHL | P | MUFZAHL | P | AUFZAHL | P | MUFZAHL | P | MUFZAHL | P | MUFZAHL |
| C-001 | 0.45 | C-002 | 0.45 | C-003 | 0.45 | C-004 | 0.45 | C-005 | 0.45 | C-006 | 0.45 | C-007 | 0.45 | C-008 | 0.45 |
| C-009 | 0.45 | C-010 | 0.45 | C-011 | 0.45 | C-012 | 0.45 | C-013 | 0.45 | C-014 | 0.45 | C-015 | 0.45 | C-016 | 0.45 |
| C-017 | 0.45 | C-018 | 0.45 | C-019 | 0.45 | C-020 | 0.45 | C-021 | 0.45 | C-022 | 0.45 | C-023 | 0.45 | C-024 | 0.45 |
| C-025 | 0.45 | C-026 | 0.45 | C-027 | 0.45 | C-028 | 0.45 | C-029 | 0.45 | C-030 | 0.45 | C-031 | 0.45 | C-032 | 0.45 |
| C-033 | 0.45 | C-034 | 0.45 | C-035 | 0.45 | C-036 | 0.45 | C-037 | 0.45 | C-038 | 0.45 | C-039 | 0.45 | C-040 | 0.45 |
| C-041 | 0.45 | C-042 | 0.45 | C-043 | 0.45 | C-044 | 0.45 | C-045 | 0.45 | C-046 | 0.45 | C-047 | 0.45 | C-048 | 0.45 |
| C-049 | 0.45 | C-050 | 0.45 | C-051 | 0.45 | C-052 | 0.45 | C-053 | 0.45 | C-054 | 0.45 | C-055 | 0.45 | C-056 | 0.45 |
| C-057 | 0.45 | C-058 | 0.45 | C-059 | 0.45 | C-060 | 0.45 | C-061 | 0.45 | C-062 | 0.45 | C-063 | 0.45 | C-064 | 0.45 |
| C-065 | 0.45 | C-066 | 0.45 | C-067 | 0.45 | C-068 | 0.45 | C-069 | 0.45 | C-070 | 0.45 | C-071 | 0.45 | C-072 | 0.45 |
| C-073 | 0.45 | C-074 | 0.45 | C-075 | 0.45 | C-076 | 0.45 | C-077 | 0.45 | C-078 | 0.45 | C-079 | 0.45 | C-080 | 0.45 |
| C-081 | 0.45 | C-082 | 0.45 | C-083 | 0.45 | C-084 | 0.45 | C-085 | 0.45 | C-086 | 0.45 | C-087 | 0.45 | C-088 | 0.45 |
| C-089 | 0.45 | C-090 | 0.45 | C-091 | 0.45 | C-092 | 0.45 | C-093 | 0.45 | C-094 | 0.45 | C-095 | 0.45 | C-096 | 0.45 |
| C-097 | 0.45 | C-098 | 0.45 | C-099 | 0.45 | C-100 | 0.45 | C-101 | 0.45 | C-102 | 0.45 | C-103 | 0.45 | C-104 | 0.45 |
| C-105 | 0.45 | C-106 | 0.45 | C-107 | 0.45 | C-108 | 0.45 | C-109 | 0.45 | C-110 | 0.45 | C-111 | 0.45 | C-112 | 0.45 |
| C-113 | 0.45 | C-114 | 0.45 | C-115 | 0.45 | C-116 | 0.45 | C-117 | 0.45 | C-118 | 0.45 | C-119 | 0.45 | C-120 | 0.45 |
| C-121 | 0.45 | C-122 | 0.45 | C-123 | 0.45 | C-124 | 0.45 | C-125 | 0.45 | C-126 | 0.45 | C-127 | 0.45 | C-128 | 0.45 |
| C-129 | 0.45 | C-130 | 0.45 | C-131 | 0.45 | C-132 | 0.45 | C-133 | 0.45 | C-134 | 0.45 | C-135 | 0.45 | C-136 | 0.45 |
| C-137 | 0.45 | C-138 | 0.45 | C-139 | 0.45 | C-140 | 0.45 | C-141 | 0.45 | C-142 | 0.45 | C-143 | 0.45 | C-144 | 0.45 |
| C-145 | 0.45 | C-146 | 0.45 | C-147 | 0.45 | C-148 | 0.45 | C-149 | 0.45 | C-150 | 0.45 | C-151 | 0.45 | C-152 | 0.45 |
| C-153 | 0.45 | C-154 | 0.45 | C-155 | 0.45 | C-156 | 0.45 | C-157 | 0.45 | C-158 | 0.45 | C-159 | 0.45 | C-160 | 0.45 |
| C-161 | 0.45 | C-162 | 0.45 | C-163 | 0.45 | C-164 | 0.45 | C-165 | 0.45 | C-166 | 0.45 | C-167 | 0.45 | C-168 | 0.45 |
| C-169 | 0.45 | C-170 | 0.45 | C-171 | 0.45 | C-172 | 0.45 | C-173 | 0.45 | C-174 | 0.45 | C-175 | 0.45 | C-176 | 0.45 |
| C-177 | 0.45 | C-178 | 0.45 | C-179 | 0.45 | C-180 | 0.45 | C-181 | 0.45 | C-182 | 0.45 | C-183 | 0.45 | C-184 | 0.45 |
| C-185 | 0.45 | C-186 | 0.45 | C-187 | 0.45 | C-188 | 0.45 | C-189 | 0.45 | C-190 | 0.45 | C-191 | 0.45 | C-192 | 0.45 |
| C-193 | 0.45 | C-194 | 0.45 | C-195 | 0.45 | C-196 | 0.45 | C-197 | 0.45 | C-198 | 0.45 | C-199 | 0.45 | C-200 | 0.45 |

MADRID TECNICO SUPERIOR

MADRID TECNICO SUPERIOR

| EXAMEN | NOTA | NOTA | NOTA | NOTA | NOTA | NOTA | NOTA | NOTA | |
|-----------|--------|----------|--------|--------|------|--------|--------|--------|--------|
| EXAMEN | NOTA | NOTA | NOTA | NOTA | NOTA | NOTA | NOTA | NOTA | |
| 2.0 | 10.77 | 1.37 | 12.14 | 14.11 | * | 15.08 | 1.50 | 12.52 | 14.43 |
| 2.5 | 12.51 | 2.00 | 15.91 | 16.78 | * | 18.91 | 4.30 | 16.12 | 17.49 |
| 3.0 | 14.24 | 2.73 | 19.49 | 19.48 | * | 22.74 | 3.33 | 19.65 | 19.78 |
| 4.0 | 21.72 | 5.43 | 27.45 | 25.39 | * | 30.40 | 5.06 | 28.18 | 25.92 |
| 5.0 | 27.19 | 8.14 | 34.28 | 32.30 | * | 38.06 | 6.29 | 37.11 | 33.13 |
| 6.0 | 32.49 | 10.85 | 43.41 | 41.64 | * | 45.49 | 13.37 | 49.60 | 47.83 |
| 7.0 | 40.32 | 14.58 | 57.01 | 55.03 | * | 59.45 | 18.21 | 58.64 | 56.66 |
| 8.0 | 47.69 | 18.31 | 70.09 | 67.75 | * | 73.76 | 23.79 | 72.22 | 65.86 |
| 9.0 | 54.72 | 22.04 | 86.46 | 82.29 | * | 93.41 | 30.12 | 89.15 | 90.98 |
| 10.0 | 62.31 | 25.77 | 109.55 | 101.59 | * | 115.32 | 37.26 | 102.89 | 104.93 |
| 12.0 | 119.67 | 49.70 | 129.34 | 129.77 | * | 165.86 | 53.49 | 132.13 | 134.56 |
| Ex= 2000. | | Ex= 250. | | | | | | | |
| 2.0 | 10.77 | 1.44 | 12.70 | 14.61 | * | 15.08 | 1.82 | 12.84 | 14.75 |
| 2.5 | 12.51 | 2.17 | 16.40 | 17.27 | * | 18.91 | 2.79 | 16.61 | 17.48 |
| 3.0 | 14.24 | 2.90 | 20.36 | 20.19 | * | 22.74 | 4.04 | 20.66 | 20.49 |
| 4.0 | 21.72 | 5.60 | 28.31 | 26.65 | * | 30.40 | 7.22 | 29.44 | 27.18 |
| 5.0 | 27.19 | 8.31 | 36.24 | 34.26 | * | 38.06 | 11.25 | 39.07 | 35.07 |
| 6.0 | 32.49 | 11.02 | 47.23 | 45.46 | * | 45.49 | 16.20 | 52.43 | 50.66 |
| 7.0 | 40.32 | 14.73 | 62.26 | 59.88 | * | 61.54 | 22.05 | 64.48 | 60.50 |
| 8.0 | 47.69 | 18.44 | 79.12 | 75.76 | * | 80.31 | 28.82 | 77.25 | 74.89 |
| 9.0 | 54.72 | 22.15 | 98.43 | 94.66 | * | 102.31 | 36.49 | 95.52 | 91.33 |
| 10.0 | 62.31 | 25.86 | 127.43 | 120.47 | * | 126.55 | 45.13 | 110.76 | 112.80 |
| 12.0 | 129.74 | 50.01 | 139.45 | 141.08 | * | 181.69 | 64.90 | 143.44 | 145.87 |
| Ex= 3000. | | Ex= 300. | | | | | | | |
| 2.0 | 10.77 | 2.11 | 13.13 | 15.04 | * | 15.08 | 2.25 | 13.27 | 14.18 |
| 2.5 | 12.51 | 2.84 | 17.06 | 17.93 | * | 18.91 | 3.44 | 17.26 | 17.13 |
| 3.0 | 14.24 | 3.57 | 21.31 | 21.14 | * | 22.74 | 4.99 | 21.61 | 21.44 |
| 4.0 | 21.72 | 6.27 | 29.61 | 28.35 | * | 30.40 | 8.93 | 31.15 | 28.89 |
| 5.0 | 27.19 | 9.00 | 40.60 | 38.92 | * | 38.06 | 13.92 | 41.74 | 37.76 |
| 6.0 | 32.49 | 11.73 | 54.06 | 52.29 | * | 45.70 | 20.03 | 56.26 | 54.49 |
| 7.0 | 40.32 | 15.46 | 70.07 | 68.09 | * | 63.14 | 27.27 | 67.70 | 65.72 |
| 8.0 | 47.69 | 19.19 | 89.43 | 87.57 | * | 81.34 | 35.63 | 84.06 | 81.70 |
| 9.0 | 54.72 | 22.92 | 111.44 | 109.28 | * | 110.40 | 45.12 | 104.15 | 105.98 |
| 10.0 | 62.31 | 26.65 | 137.10 | 134.74 | * | 141.46 | 55.90 | 121.43 | 123.47 |
| 12.0 | 145.10 | 50.33 | 153.87 | 154.40 | * | 208.14 | 80.12 | 158.76 | 161.19 |
| Ex= 3000. | | Ex= 150. | | | | | | | |
| 2.0 | 10.77 | 2.74 | 13.74 | 15.67 | * | 15.08 | 2.88 | 13.90 | 15.81 |
| 2.5 | 12.51 | 3.47 | 17.62 | 18.89 | * | 18.91 | 4.43 | 18.23 | 19.10 |
| 3.0 | 14.24 | 4.20 | 22.11 | 22.54 | * | 22.74 | 6.39 | 23.01 | 22.84 |
| 4.0 | 21.72 | 6.90 | 30.41 | 30.85 | * | 30.40 | 11.43 | 33.65 | 31.49 |
| 5.0 | 27.19 | 9.61 | 41.40 | 40.82 | * | 40.74 | 17.51 | 45.83 | 41.65 |
| 6.0 | 32.49 | 12.32 | 55.47 | 54.90 | * | 48.84 | 25.64 | 61.87 | 60.10 |
| 7.0 | 40.32 | 16.05 | 73.31 | 71.73 | * | 69.83 | 34.91 | 75.34 | 73.36 |
| 8.0 | 47.69 | 19.78 | 94.42 | 92.56 | * | 104.32 | 45.61 | 94.04 | 91.68 |
| 9.0 | 54.72 | 23.51 | 118.09 | 115.92 | * | 132.10 | 57.76 | 116.79 | 118.62 |
| 10.0 | 62.31 | 27.24 | 144.73 | 142.77 | * | 163.17 | 71.44 | 137.07 | 135.13 |
| 12.0 | 147.54 | 51.78 | 155.42 | 158.25 | * | 234.56 | 102.57 | 163.21 | 163.64 |

87

MARLEY TECHNO SUPERIOR

MARLEY TECHNO SUPERIOR

| MARLEY TECHNO SUPERIOR | 1. PRICE | 1. TOTAL | 1. PRICE | 1. VCF | 1. PRICE | 1. TOTAL | 1. TOTAL | |
|------------------------|----------|----------|----------|--------|----------|----------|----------|--------|
| 1. PRICE | 1. PRICE | 1. TOTAL | 1. PRICE | 1. VCF | 1. PRICE | 1. TOTAL | 1. TOTAL | |
| 1. PRICE | 1. PRICE | 1. TOTAL | 1. PRICE | 1. VCF | 1. PRICE | 1. TOTAL | 1. TOTAL | |
| 2.0 | 12.57 | 12.57 | 14.70 | * | 17.50 | 2.06 | 13.08 | 14.99 |
| 2.5 | 15.71 | 15.71 | 17.40 | * | 22.35 | 3.15 | 16.47 | 17.84 |
| 3.0 | 18.85 | 20.54 | 20.37 | * | 26.53 | 4.56 | 21.18 | 21.01 |
| 4.0 | 25.34 | 29.02 | 26.98 | * | 35.47 | 6.16 | 30.38 | 28.12 |
| 5.0 | 31.72 | 35.84 | 34.78 | * | 44.41 | 12.72 | 40.54 | 36.54 |
| 6.0 | 37.80 | 41.74 | 40.20 | * | 53.07 | 16.31 | 54.54 | 52.77 |
| 7.0 | 47.04 | 51.43 | 54.80 | * | 65.84 | 24.93 | 65.36 | 63.38 |
| 8.0 | 51.47 | 58.01 | 74.08 | * | 81.05 | 32.57 | 81.00 | 78.64 |
| 9.0 | 77.84 | 84.47 | 96.33 | * | 109.77 | 41.24 | 100.27 | 102.10 |
| 10.0 | 86.27 | 109.49 | 111.53 | * | 134.77 | 51.01 | 116.64 | 118.68 |
| 12.0 | 129.27 | 141.62 | 144.05 | * | 193.50 | 73.24 | 151.98 | 154.31 |
| FY= 1500, FC= 150 | | | | | | | | |
| 2.0 | 12.57 | 13.16 | 15.07 | * | 17.50 | 2.43 | 13.45 | 15.36 |
| 2.5 | 15.71 | 17.09 | 17.46 | * | 22.06 | 3.71 | 17.53 | 18.40 |
| 3.0 | 18.85 | 21.36 | 21.19 | * | 26.53 | 5.38 | 22.00 | 21.83 |
| 4.0 | 25.34 | 30.71 | 28.45 | * | 35.47 | 9.63 | 31.85 | 29.59 |
| 5.0 | 31.72 | 41.05 | 37.07 | * | 44.41 | 15.01 | 42.83 | 38.85 |
| 6.0 | 37.80 | 48.74 | 43.50 | * | 53.07 | 21.61 | 57.84 | 54.07 |
| 7.0 | 47.04 | 58.35 | 64.37 | * | 72.15 | 29.42 | 65.85 | 67.87 |
| 8.0 | 51.47 | 67.99 | 78.95 | * | 94.27 | 38.44 | 84.87 | 84.32 |
| 9.0 | 77.84 | 101.63 | 101.74 | * | 119.37 | 48.67 | 107.70 | 109.53 |
| 10.0 | 105.44 | 119.48 | 120.72 | * | 147.54 | 60.20 | 125.83 | 127.87 |
| 12.0 | 171.43 | 174.81 | 197.24 | * | 211.97 | 87.43 | 163.07 | 167.50 |
| FY= 2500, FC= 200 | | | | | | | | |
| 2.0 | 12.57 | 13.65 | 15.57 | * | 17.50 | 2.93 | 13.95 | 15.86 |
| 2.5 | 15.71 | 17.46 | 18.73 | * | 22.06 | 4.48 | 18.30 | 19.17 |
| 3.0 | 18.85 | 22.48 | 22.31 | * | 26.53 | 6.50 | 23.12 | 22.95 |
| 4.0 | 25.34 | 32.37 | 30.44 | * | 35.47 | 11.62 | 33.84 | 31.58 |
| 5.0 | 31.72 | 44.15 | 40.17 | * | 44.41 | 18.12 | 45.44 | 41.96 |
| 6.0 | 41.32 | 57.51 | 57.97 | * | 59.25 | 26.08 | 62.31 | 60.34 |
| 7.0 | 57.67 | 72.44 | 70.46 | * | 80.55 | 35.50 | 75.53 | 74.95 |
| 8.0 | 75.29 | 90.82 | 87.49 | * | 109.40 | 46.39 | 94.82 | 92.46 |
| 9.0 | 95.33 | 111.99 | 113.82 | * | 133.46 | 58.74 | 117.77 | 119.60 |
| 10.0 | 117.90 | 131.13 | 133.17 | * | 165.07 | 72.64 | 138.27 | 140.31 |
| 12.0 | 185.29 | 172.68 | 175.12 | * | 235.99 | 104.30 | 182.94 | 185.37 |
| FY= 2500, FC= 150 | | | | | | | | |
| 2.0 | 12.57 | 14.35 | 16.30 | * | 17.50 | 3.66 | 14.68 | 16.59 |
| 2.5 | 15.71 | 18.69 | 19.86 | * | 22.06 | 5.61 | 19.43 | 20.30 |
| 3.0 | 18.85 | 24.11 | 23.74 | * | 26.53 | 8.13 | 24.75 | 24.58 |
| 4.0 | 25.34 | 35.41 | 33.35 | * | 35.47 | 14.54 | 34.76 | 34.50 |
| 5.0 | 31.72 | 48.10 | 44.72 | * | 47.53 | 22.66 | 50.48 | 46.50 |
| 6.0 | 41.32 | 64.29 | 64.52 | * | 64.41 | 32.62 | 68.85 | 67.08 |
| 7.0 | 57.67 | 81.35 | 79.37 | * | 93.14 | 44.41 | 84.84 | 82.86 |
| 8.0 | 75.29 | 101.50 | 99.54 | * | 121.71 | 58.03 | 106.46 | 104.10 |
| 9.0 | 117.78 | 124.74 | 119.77 | * | 154.11 | 73.49 | 132.52 | 134.55 |
| 10.0 | 126.14 | 146.37 | 151.41 | * | 190.50 | 90.46 | 156.51 | 158.55 |
| 12.0 | 185.47 | 194.97 | 201.30 | * | 273.56 | 130.49 | 209.13 | 211.56 |

6/11

MAPELLE LITOME SUPPLIOR

MAPELLE LITOME SUPPLIOR

| MAPELLE LITOME SUPPLIOR | LITOME X 100000 | LITOME 6.00E 00 | LITOME 6.00E 00 | LITOME 6.00E 00 | LITOME 6.00E 00 | LITOME X 100000 | LITOME 6.00E 00 | LITOME 6.00E 00 |
|-------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| FX= 4200. | FX= 300. | | | | | | | |
| 2.0 15.08 | 2.54 | 13.54 | 15.47 * | 21.12 | 7.43 | 13.55 | 15.70 | |
| 2.5 19.91 | 3.09 | 17.72 | 19.59 * | 26.48 | 8.34 | 18.16 | 19.03 | |
| 3.0 22.74 | 3.64 | 22.24 | 23.09 * | 31.84 | 8.28 | 22.90 | 22.73 | |
| 4.0 29.40 | 10.10 | 32.52 | 35.06 * | 42.57 | 11.24 | 33.46 | 31.20 | |
| 5.0 38.04 | 17.74 | 43.56 | 49.28 * | 53.29 | 17.52 | 45.34 | 41.36 | |
| 6.0 49.69 | 22.64 | 58.89 | 57.12 * | 63.68 | 25.22 | 61.45 | 59.68 | |
| 7.0 65.47 | 37.84 | 71.27 | 69.29 * | 79.03 | 34.34 | 74.76 | 72.79 | |
| 8.0 82.31 | 49.30 | 84.73 | 86.37 * | 103.27 | 44.67 | 93.30 | 90.94 | |
| 9.0 99.81 | 57.73 | 100.06 | 111.89 * | 130.77 | 56.81 | 115.84 | 112.67 | |
| 10.0 117.57 | 63.17 | 126.75 | 130.79 * | 161.73 | 70.26 | 135.69 | 132.93 | |
| 12.0 165.46 | 90.42 | 176.26 | 171.69 * | 232.21 | 100.89 | 174.57 | 161.93 | |
| FX= 4000. | FX= 200. | | | | | | | |
| 2.0 15.08 | 2.99 | 14.01 | 15.92 * | 21.12 | 3.26 | 14.30 | 15.21 | |
| 2.5 19.91 | 4.58 | 19.40 | 19.27 * | 26.48 | 5.02 | 18.84 | 19.71 | |
| 3.0 22.74 | 6.43 | 23.25 | 23.08 * | 31.84 | 7.27 | 23.89 | 23.72 | |
| 4.0 29.40 | 11.84 | 34.09 | 41.82 * | 42.57 | 13.30 | 35.22 | 32.96 | |
| 5.0 38.04 | 15.49 | 44.31 | 47.33 * | 53.29 | 20.27 | 48.09 | 44.11 | |
| 6.0 49.69 | 20.41 | 42.54 | 61.07 * | 63.68 | 26.18 | 65.41 | 63.64 | |
| 7.0 65.47 | 34.23 | 74.46 | 74.48 * | 89.57 | 39.72 | 80.15 | 78.17 | |
| 8.0 82.31 | 47.34 | 84.77 | 93.41 * | 113.13 | 51.91 | 100.34 | 97.98 | |
| 9.0 99.81 | 59.54 | 115.95 | 120.84 * | 143.25 | 65.73 | 124.78 | 124.59 | |
| 10.0 117.57 | 74.14 | 139.77 | 141.81 * | 177.17 | 81.29 | 146.92 | 148.96 | |
| 12.0 161.69 | 107.45 | 195.09 | 187.52 * | 254.17 | 116.71 | 195.33 | 187.78 | |
| FX= 4200. | FX= 200. | | | | | | | |
| 2.0 15.08 | 3.58 | 14.61 | 16.52 * | 21.12 | 3.68 | 14.90 | 15.81 | |
| 2.5 19.91 | 5.46 | 19.32 | 20.19 * | 26.48 | 5.94 | 19.76 | 20.63 | |
| 3.0 22.74 | 7.57 | 24.59 | 24.42 * | 31.84 | 8.60 | 25.72 | 25.05 | |
| 4.0 29.40 | 14.25 | 34.47 | 34.21 * | 42.57 | 15.39 | 37.61 | 35.35 | |
| 5.0 38.04 | 22.21 | 49.03 | 46.05 * | 53.29 | 24.00 | 51.82 | 47.84 | |
| 6.0 49.69 | 31.67 | 64.29 | 64.43 * | 71.10 | 34.54 | 70.77 | 69.00 | |
| 7.0 65.47 | 43.13 | 83.56 | 81.98 * | 96.79 | 47.02 | 87.45 | 85.47 | |
| 8.0 82.31 | 57.84 | 109.21 | 102.95 * | 126.48 | 61.44 | 109.27 | 107.51 | |
| 9.0 99.81 | 72.03 | 131.07 | 132.89 * | 160.16 | 77.80 | 136.83 | 138.66 | |
| 10.0 117.57 | 87.08 | 154.71 | 154.75 * | 198.08 | 96.23 | 161.86 | 163.90 | |
| 12.0 202.14 | 127.90 | 204.54 | 209.97 * | 284.39 | 134.16 | 216.80 | 219.23 | |
| FX= 4200. | FX= 150. | | | | | | | |
| 2.0 15.08 | 4.47 | 15.45 | 17.40 * | 21.12 | 4.74 | 15.78 | 17.69 | |
| 2.5 19.91 | 6.35 | 20.67 | 21.54 * | 26.48 | 7.29 | 21.11 | 21.98 | |
| 3.0 22.74 | 8.92 | 24.54 | 26.37 * | 31.84 | 10.56 | 27.16 | 27.01 | |
| 4.0 29.40 | 17.75 | 35.67 | 37.71 * | 42.57 | 18.89 | 41.11 | 38.85 | |
| 5.0 38.04 | 27.47 | 48.49 | 51.51 * | 53.29 | 28.45 | 57.27 | 53.29 | |
| 6.0 49.69 | 37.83 | 74.06 | 74.29 * | 62.10 | 42.40 | 78.63 | 76.86 | |
| 7.0 65.47 | 54.23 | 94.66 | 92.68 * | 111.77 | 57.72 | 98.15 | 96.17 | |
| 8.0 82.31 | 70.54 | 119.29 | 116.93 * | 144.35 | 75.42 | 123.85 | 121.49 | |
| 9.0 99.81 | 85.72 | 144.75 | 150.58 * | 184.93 | 94.50 | 154.33 | 156.36 | |
| 10.0 117.57 | 110.67 | 174.80 | 178.44 * | 238.72 | 114.11 | 193.74 | 195.78 | |
| 12.0 234.46 | 157.22 | 247.54 | 250.39 * | 328.34 | 160.58 | 248.72 | 250.65 | |

50



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

DISEÑO Y CONTRUCCION DE CIMENTACIONES

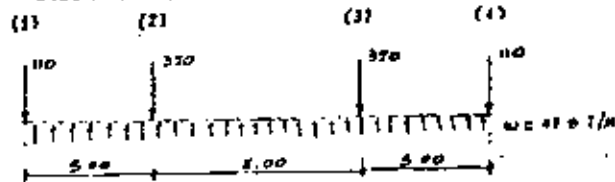
DISEÑO DE CIMENTACIONES
(COMPLEMENTO)

Ing. Raúl Granados Granados

Julio 1981

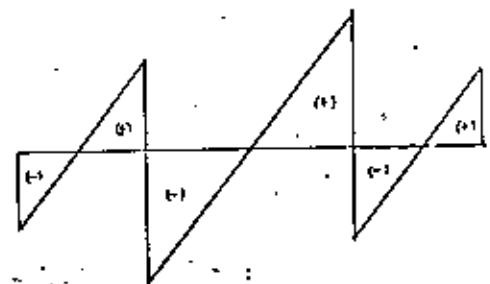
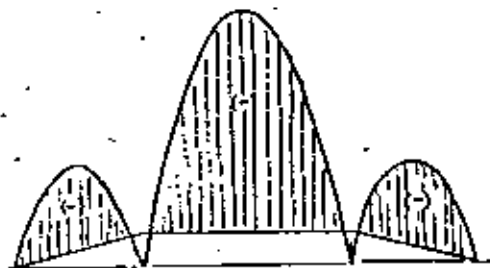
ANÁLISIS COMO VIGA FLOTANTE

DIRECCIÓN PARALELA A LOS EJES LÍNEA.



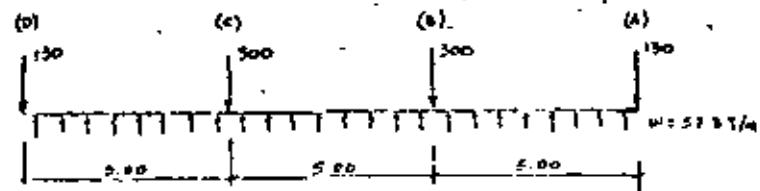
| | | | | | |
|-----------------------|----------|----------|----------|----------|-----|
| REACT. EQUIV. UNIFORM | 119.5356 | 358.7996 | 358.7996 | 119.5356 | TON |
| S. REACT. | 9.5 | -104.5 | 191.2 | -104.5 | TON |
| CAR. REACT. | 9.5 | -75.4 | 75.4 | -19 | TON |
| V-S | 47.5 | -304.6 | 304.6 | -47.5 | TM |
| M | 0 | 47.5 | -736.1 | 47.5 | TM |
| V.rea | 110 | 129 | 191 | 0 | TON |

SE CONSIDERA A TODA LA REDICIÓN EN CANTO JUNTO COMO UNA VIGA RÍGIDA "FLOTANDO" SOBRE EL SUELO Y SUJETA A UN ESTADO DE EQUILIBRIO ENTRE LAS CARGAS DE LAS COLUMNAS Y LA REACCIÓN DEL SUELO. SE EMPLEA EL MÉTODO DE MEMBRAS PARA OBTENER LOS ELEMENTOS MECÁNICOS.

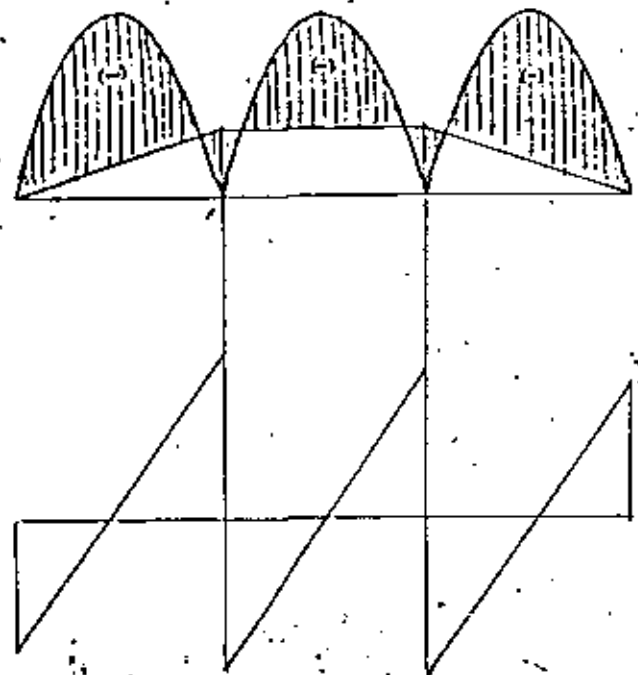


LOS ELEMENTOS MECÁNICOS SON PARA EL CONJUNTO Y DEBEN SEPARARSE PROPORCIONALMENTE A LA RIGIDEZ DE CADA CARRILLO. (EJES A, D Y EJES B, C).

DIRECCIÓN PARALELA A LOS EJES NUMEROS

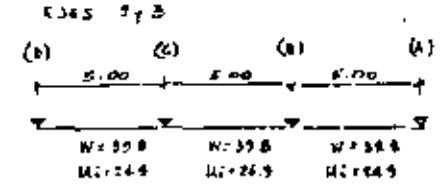
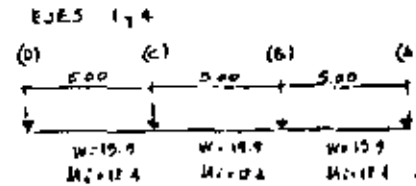
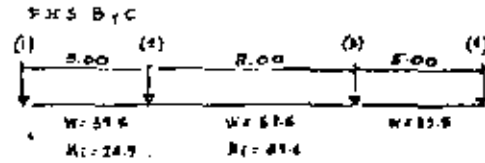
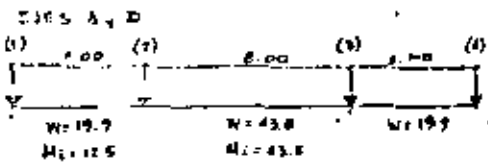


| | | | | | |
|---------------|-------|--------|--------|--------|-----|
| REACT. EQUIV. | 316 | 114.76 | 316.76 | 114.76 | TON |
| S. REACT. | -58.4 | 142.9 | -142.9 | 58.4 | TON |
| V. REACT. | -58.4 | 142.9 | -142.9 | 58.4 | TON |
| V-S | -146 | 712 | -146 | 712 | TM |
| M | 0 | -146 | 66 | -146 | TM |
| V.rea | 180 | 111.83 | 142.96 | 0 | TON |



LOS RESULTADOS MECÁNICOS DEBEN SEPARARSE PROPORCIONALMENTE A LA RIGIDEZ DE CADA CARRILLO (EJES 1, 4 Y EJES 2, 3).

ANÁLISIS COMO PISO INVENTADO

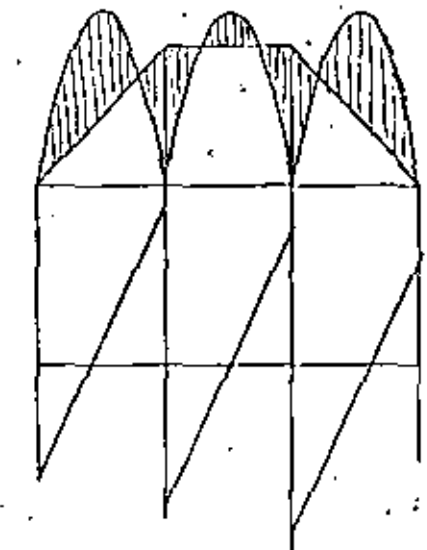
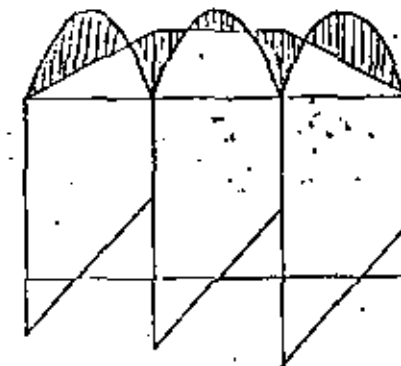
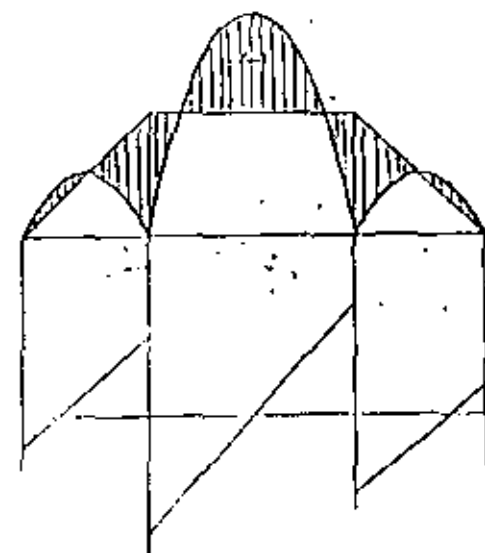
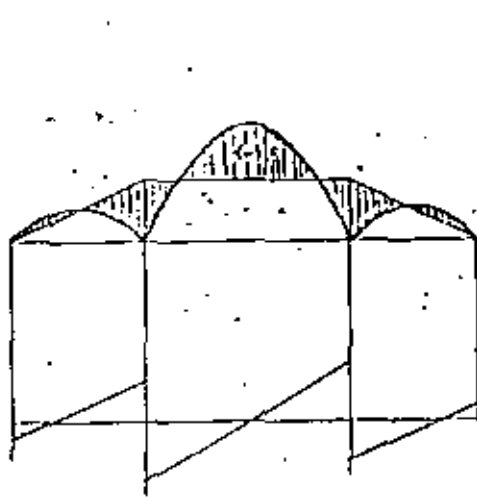


| | |
|-------|-------|
| 0.55 | 0.45 |
| 12.5 | -22.2 |
| 9.2 | 7.5 |
| | -3.7 |
| 2.0 | 1.7 |
| 73.7 | -23.7 |
| 10.0 | -21.9 |
| -10.0 | |
| 4.9 | 4.7 |
| -5.9 | 14.7 |
| 6.9 | 34.6 |

| | |
|-------|-------|
| 0.55 | 0.45 |
| 24.9 | -56.4 |
| 18.4 | 15.1 |
| | -7.6 |
| 4.8 | 3.4 |
| 47.5 | -47.5 |
| 19.9 | 19.9 |
| 9.5 | 9.5 |
| -10.4 | 22.4 |
| 10.4 | 73.2 |

| | |
|-------|-------|
| 0.43 | 0.57 |
| 12.4 | -8.3 |
| -1.8 | -2.3 |
| | 1.2 |
| -0.5 | -0.7 |
| 10.1 | -10.1 |
| -10.0 | 9.9 |
| 2.0 | 2.0 |
| -8.0 | 11.9 |
| 8.0 | 21.9 |

| | |
|-------|-------|
| 0.43 | 0.57 |
| 24.9 | -16.6 |
| -3.6 | -4.6 |
| | 2.3 |
| -1.0 | -1.3 |
| 20.3 | -20.3 |
| -19.9 | 19.9 |
| 4.1 | 4.1 |
| -15.8 | 24.0 |
| 15.8 | 43.9 |



CADA TRASE DE ANÁLISIS INDEPENDIAMENTE
 SOMETIDA A LA CARGA POR SUELO QUE ACTUA
 EN EL ÁREA TRIBUTARIA CORRESPONDIENTE.
 EL MÉTODO EMPLEADO PARA EL ANÁLISIS ES EL DE CROSS.

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 comprimir 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) Frecozados formados por varios segmentos cortos. Este tipo consiste en una serie de cilindros de 1.50 x 2.00 m de longitud con un agujero en el centro por el cual se puede introducir una plomada óptica a fin de checar 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 sirve 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 desplante. 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 como 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.

54

55

56

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 anclaje -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 razones 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. |

57

DISEÑO DE UNA ZAPATA AFONDA EN PILOTES

Se pretende diseñar una zapata aislada, ubicada en un terreno con baja capacidad de carga. De acuerdo con la magnitud de las cargas la solución indicada es la utilización de pilotes.

CONDICIONES DE CARGA

- 1° P = 280 Ton (CARGAS GRAVITACIONALES)
- 2° P = 280 Ton M = ± 50 Tm (CARGAS GRAVITACIONALES Y MOMENTO)

El diseño estructural se hará de acuerdo a ACI 318-54

Factores de carga : 1° CONDICION : 1.65
2° CONDICION : 1.25

MATERIALES $f'_c = 500 \text{ kg/cm}^2$ CONCRETO
 $f_y = 4200$ ACERO

PILOTES : Sección circular $\phi 70 \text{ cm}$
CAPACIDAD : 80 TON (CONDICIONES ESTÁTICAS)
(DE PUNTA) $80 \times 1.33 = 106 \text{ TON}$ (CON CARGAS ACCIDENTALES)

A) NUMERO DE PILOTES

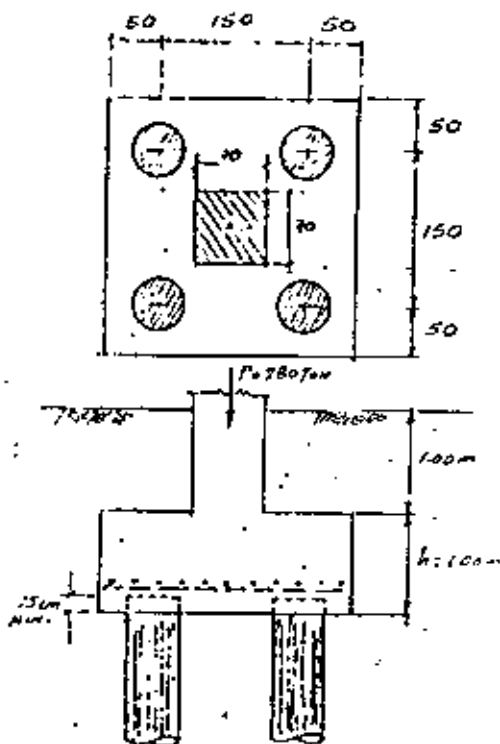
Se obtendrá para la primera condición

$$N = \frac{280 + P.P. zapata}{80} \approx 4$$

Puesto que no se conocen las dimensiones de la zapata el número de pilotes "contra" 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) ESQUEMA TENTATIVO



Explicación del peso de la zapata.
 Peralte total supuesto: 100 cm
 Peso = $2.50^2 \cdot 10 = 24 = 15 \text{ Ton}$
 Peso de la tierra situada sobre la zapata:
 $2.50^2 \cdot 100 = 1.6 = 10 \text{ Ton}$

$\sum d_i^3$ es el momento de inercia del conjunto de pilotes con respecto al eje de flexión, considerados como puntos, pues su área es la misma para todos.

La fórmula anterior es la fórmula de la ecuación aplicada a un sistema elástico representado por los pilotes considerados como puntos que reciben los efectos exteriores (carga axial y momentos) a través de la zapata que se considera infinitamente rígida).

Substituyendo se obtiene: $\sum d_i^3 = 4 \times 0.75^3 = 2.25$

$$F_i = \frac{305}{4} + \frac{50}{2.25} \times 0.75 = 76.2 + 16.9 = 92.9 < 106$$

$$F_i = \frac{305}{4} - \frac{50}{2.25} \times 0.75 = 76.2 - 16.9 = 59.3 < 106$$

La fuerza máxima sobre los pilotes es menor que su capacidad y no se presentan tensiones. Por lo tanto las dimensiones de la zapata en planta y el número de pilotes son adecuados.

B) Peralte de la zapata

Este queda generalmente condicionado 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

$$V_r = \phi \sqrt{f_c} b_i d$$

ϕ : factor de reducción de resistencia = 0.85 por cortante
 b_i : perímetro de la sección crítica de cortante

C) RESISTENCIA A LAS FUERZAS EN LOS PILOTES

1ª CONDICIÓN (Cargas gravitacionales)

$$F_i = \frac{SP}{N} = \frac{305}{4} = 76.2 \text{ Ton} < 80 \text{ correcto}$$

2ª CONDICIÓN (Cargas gravitacionales + sismo)

$$F_i = \frac{SP}{N} \pm \frac{M}{\sum d_i}$$

En la expresión anterior d_i es la distancia de cualquier pilote al eje alrededor del cual se presenta la flexión.

DISEÑO DE UN PÍLOTE

$$V_c = 4(70 + 35 + 35) = 560 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.85 \sqrt{200} (560) 70 = 471 \text{ 000 kg}$$

$$V_r = 471 \text{ Ton} > V_u = 140 \cdot 250 = 262 \text{ Ton}$$

Se tomará $d = 70 \text{ cm}$ 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 falta por esta condición se presenta a un peralte de la cara de la columna o sea que se localiza "más allá" del centro de los pilotes.

2) DISEÑO DEL REFUERZO POR FLEXIÓN
La sección crítica por flexión se localiza en el paño de la columna

$$1^{\text{a}} \text{ CONDICIÓN } M_u = 1.65 \cdot 2 \cdot 76.2 = 0.40 = 101 \text{ Tm} \quad \text{Pág. 8}$$

$$2^{\text{a}} \text{ CONDICIÓN } M_u = 1.25 \cdot 2 \cdot 72.9 = 0.40 = 93 \text{ Tm}$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{10100000}{0.90 \cdot 250 \cdot 70^2} = 9.2 \quad \rho = 0.0023$$

$$A_s = 0.0023 \cdot 250 \cdot 70 = 40 \text{ cm}^2$$

$$21 \text{ VARAS } \# 5 \quad \text{E 21}$$

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 #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 desplazada 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 flexo-compresión.

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 puede 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.

DISEÑO DE UN PILOTE

Se diseñará un pilote con las siguientes características

$$P = 90 \text{ TAN (compresión)} \quad P = 30 \text{ TAN (Tensión)}$$

$$L = 14.00 \text{ m}$$

Sección cuadrada 50×50 .

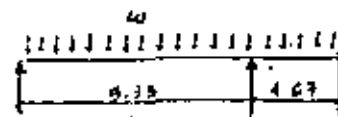
El pilote será precalado y reforzado de un solo tramo.

$$f_c' = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 3000$$

A) CONDICION DE IZADO

w : peso Kg/m



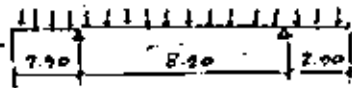
Peso del pilote
 $w = 0.50^2 \cdot 2.4 = 0.61 \text{ /m}$

$$M_{max} = \frac{0.6 \cdot 9.67^2}{2} = 6.5 \text{ TM}$$

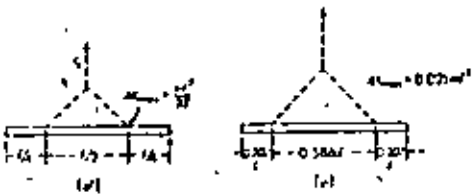
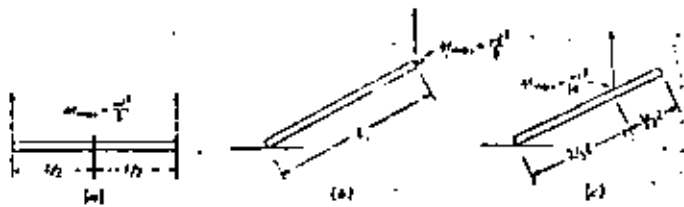
Para esta condición se tomará un factor de carga = 1.1 por ser una condición temporal

$$M_0 = 1.1 \cdot 6.5 = 7.15 \text{ TM}$$

B) TRANSPORTE Y ESTIBA



$$M = \frac{0.6 \cdot 1.3 \cdot 7.90^2}{2} = 3.3 \text{ TM}$$



FORMAS DE IZADO

En esta condición se considera un incremento del peso por impacto de 30%.

El factor de carga es 1.4

$$M_u = 1.4 \times 3.3 = 4.6 \text{ TM}$$

C) DISEÑO POR FLEXIÓN

Se diseñará para $M_u = 7.15 \text{ TM}$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{715000}{0.90 \times 50 \times 45^2} = 7.8 \quad \rho = 0.0027$$

$A_s = 6 \text{ cm}^2$ en cada cara.

Se pondrá 1 var. #8 en cada esquina. Esto 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 CORTANTE

$$V_u = 1.1 \times 0.6 \times 4.67 = 3.1 \text{ Ton}$$

$$V_r = \phi 0.5 \sqrt{f_c'} b d \quad (\text{sin refuerzo})$$

$$V_r = 0.85 \times 0.5 \sqrt{250} \times 50 \times 45 = 15100 \text{ kg} > V_u$$

No se requiere refuerzo

E) DISEÑO COMO COLUMNA CORTA.

$$P_u = 1.6 \times 90 = 144 \text{ Ton}$$

$$P_c = \phi (0.85 f_c' A_g + A_s f_y) \quad (\text{columna de entribos})$$

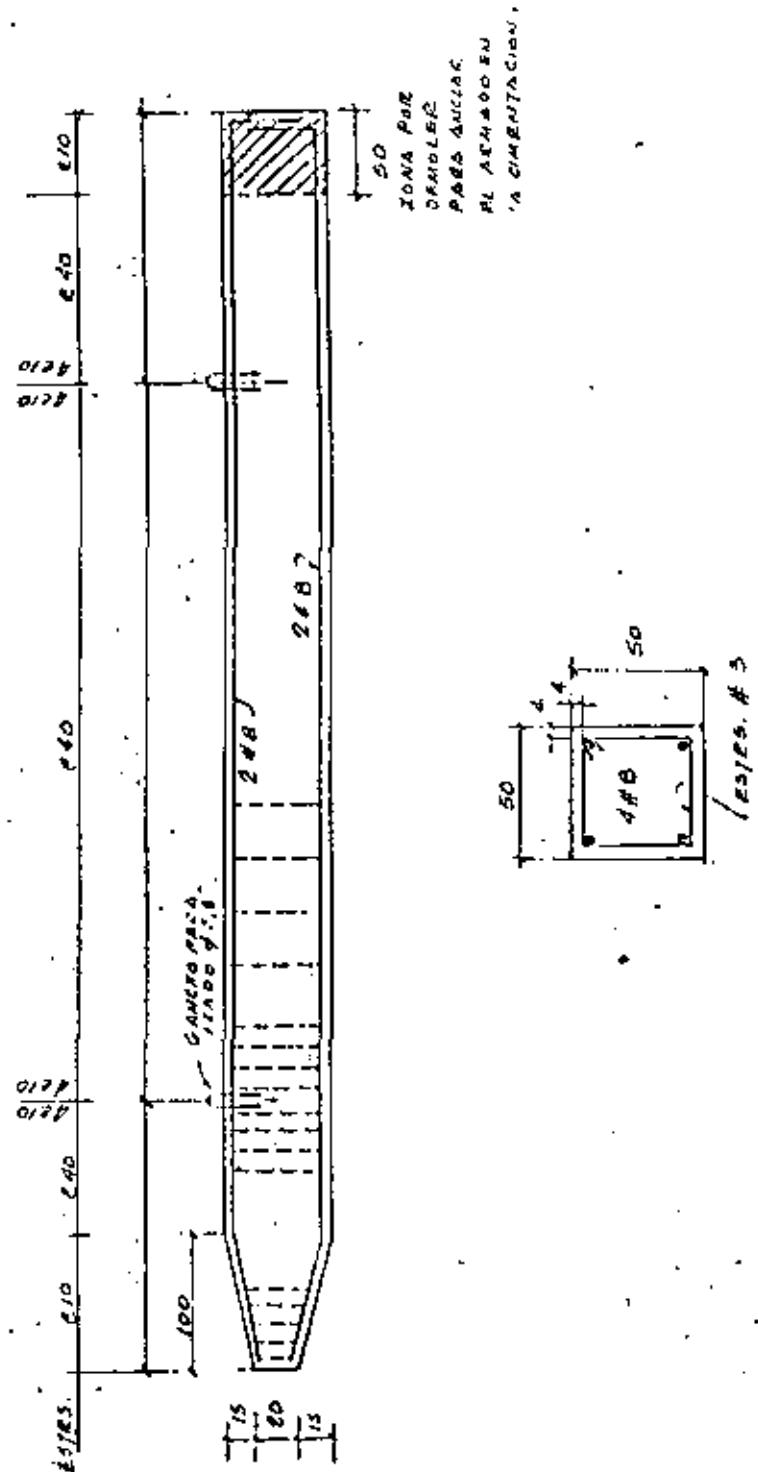
$$P_c = 0.70 (0.85 \times 250 \times 50^2 + 20 \times 3000) = 342000 \text{ kg} > P_u$$

Estribas $\phi 3/8$ @ 40 cm (16 D)

F) DISEÑO POR TENSION.

$$P_u = 1.6 \times 30 = 48 \text{ Ton}$$

$$P_r = \phi A_s f_y = 0.70 \times 20 \times 5000 = 54000 \text{ kg} > P_u$$





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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

CAPACIDAD DE CARGA

Ing Raúl Granados Granados

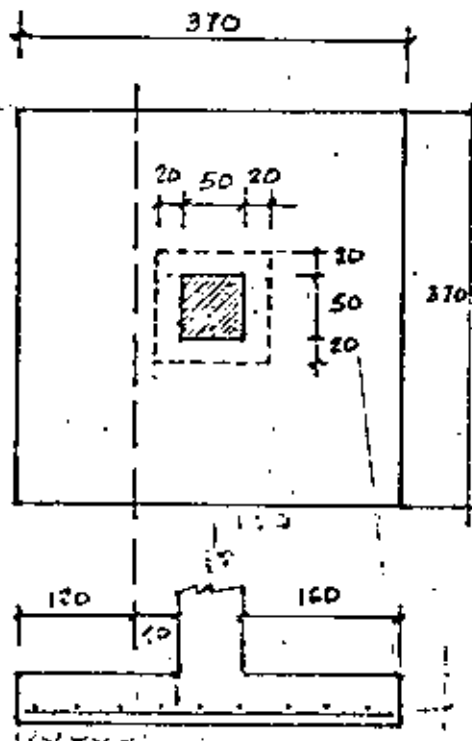
Agosto, 1981

DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

Carga de servicio 120 Ton $F_c = 1.5$ $f'_c = 200$ $w_t = 10 \text{ Ton/m}^2$
 $F_y = 4200$ Col = 50 x 50

$$\text{Area necesaria} = \frac{120 \times 1.1}{10} = 13.2 \text{ m}^2 \quad B = 363$$

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 ϕ 1/2 bajo.

Peralte necesario por cortante

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

$$+ p. p. = \frac{1.08}{9.84} < 10 \text{ Ton/m}^2$$

Suponiendo $d = 40$ $h = 45$

$$b_o = 90 \times 4 = 360 \text{ cm}$$

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

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

Se acepta el peralte propuesto

$$\text{Peso propio} = 0.45 \times 2.4 = 1.08 \text{ Ton/m}^2$$

Revisión como viga ancha

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

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

$$V_c = 88\,900 \text{ Kg} = 88.9 \text{ Ton} > V_u$$

Diseño por flexión

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

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 escuadría para calcular los esfuerzos.

$$f_{\max} = \frac{120}{3.70^2} + \frac{50 \times 6}{3.70^3} = 8.76 + 5.92 = 14.68 \text{ Ton/m}^2$$

$$+ p.p. = \frac{1.08}{15.76} = > 1.33 \times 10^{-2}$$

Se requiere aumentar el área de la zapata. Por ejemplo B = 4.00 m



$$\frac{I_c}{I_{zapata}} = \frac{6.44}{1.0}$$

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

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

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

Se acepta esta área

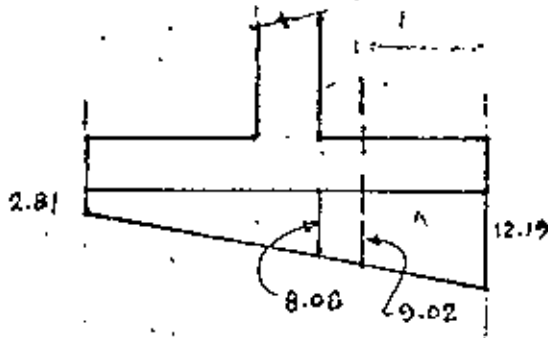
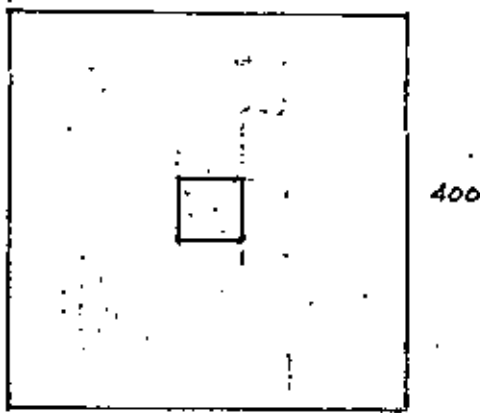
$$f_{\min.} = 7.50 - 4.69 = 2.81$$

Para esta condición el factor de carga es menor = 1.15

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

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

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



$\frac{M_u}{\phi M_n} \rightarrow ?$

0.93

REVISIÓN DEL INCREMENTO DE CORTANTE POR EFECTO DEL MOMENTO

$$\frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{1}} = \underline{0.60} \quad (\text{Fracción de } M \text{ tomado por Flexión}).$$

$$C_1 = C_2 = 50 \quad \alpha = 1 - 0.60 = 0.40 \quad (\text{Fracción de } M \text{ que hace variar el cortante}).$$

$$d = 40$$

$$M = 50 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad \alpha M = 20 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

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

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

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

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

$$\underline{v_{AB}} = 1.15 \left(\frac{120\,000}{360 \times 40} + 4.4 \right) = \underline{14.6 \text{ Kg/cm}^2} > 0.85 \sqrt{f'_c} = 12.1 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

$$C_{AB} = 0.475$$

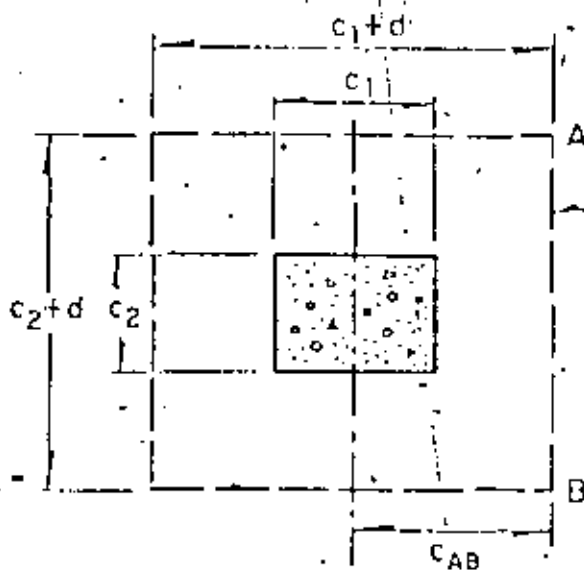
$$J_c = \frac{0.45 \times 0.90^3}{6} + \frac{0.90 \times 0.45^3}{6} + \frac{0.45 \times 0.90^3}{2} = 0.232 \text{ m}^4$$

$$\frac{\alpha M C_{AB}}{J_c} = \frac{2\,000\,000 \times 45}{23\,200\,000} = 3.9 \text{ Kg/cm}^2$$

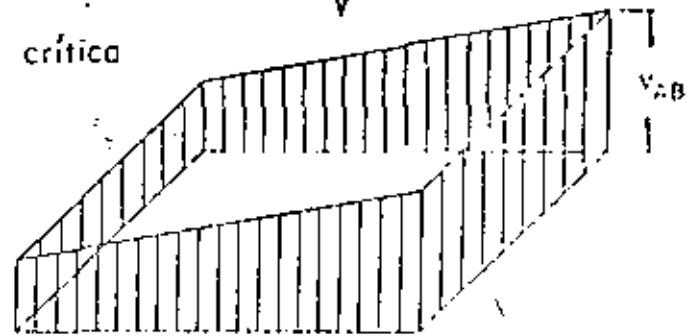
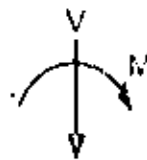
$$v_{AB} = 1.15 \left(\frac{120\,000}{380 \times 45} + 3.9 \right) = 12.4 \text{ Kg/cm}^2 \doteq 12.1 \text{ Se acepta}$$

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

$$A_s = 12.6 \text{ cm}^2 \quad \# 5 \text{ a } 15 \text{ cm}$$



Sección crítica



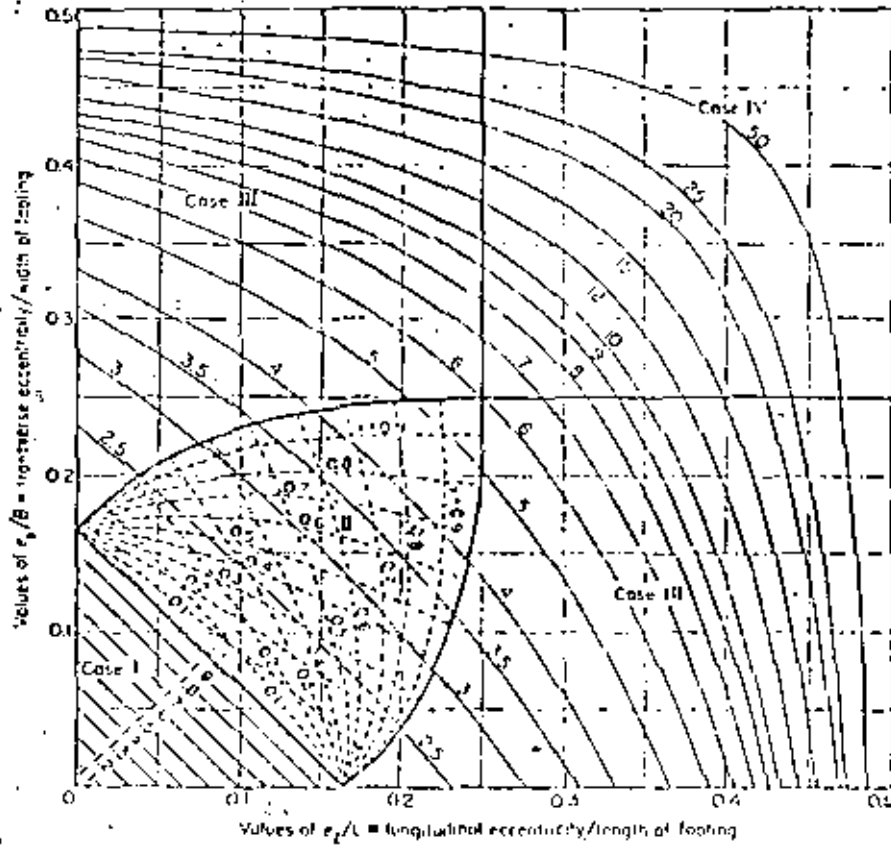
Esfuerzos cortantes verticales

$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M C_{AB}}{J_c}$$

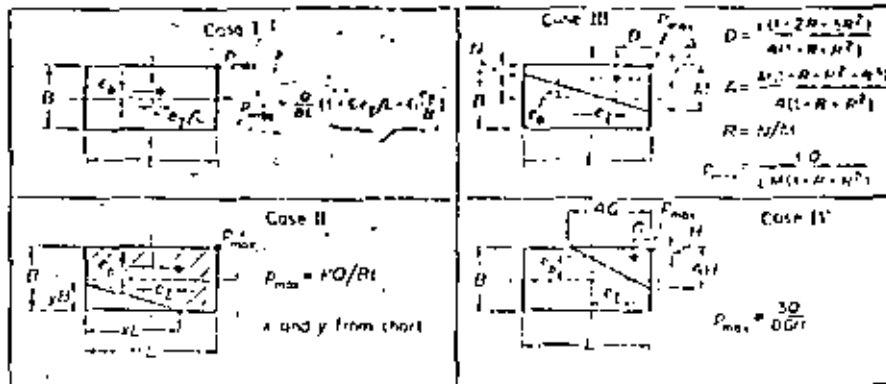
$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

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

Cálculo del esfuerzo cortante máximo para una columna interior



Solid curves give values of K
 Maximum pressure $p_{max} = K \cdot Q / BL$
 O = concentrated load on footing



(d) Rectangular footing, double eccentricity. After AREA.

TABLA 7. LÍMITES MÁXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS EN LA CIMENTACIÓN*

| a) <u>Movimientos verticales (hundimiento o emersión)</u> | | |
|--|---|---|
| <u>Concepto</u> | | <u>Límite</u> |
| Valor medio en el predio | | 30 cm |
| Velocidad del componente diferido | | 1 cm/semana |
| b) <u>Inclinación media</u> | | |
| <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) <u>Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas</u> | | |
| <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 estos 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 265 del Reglamento.

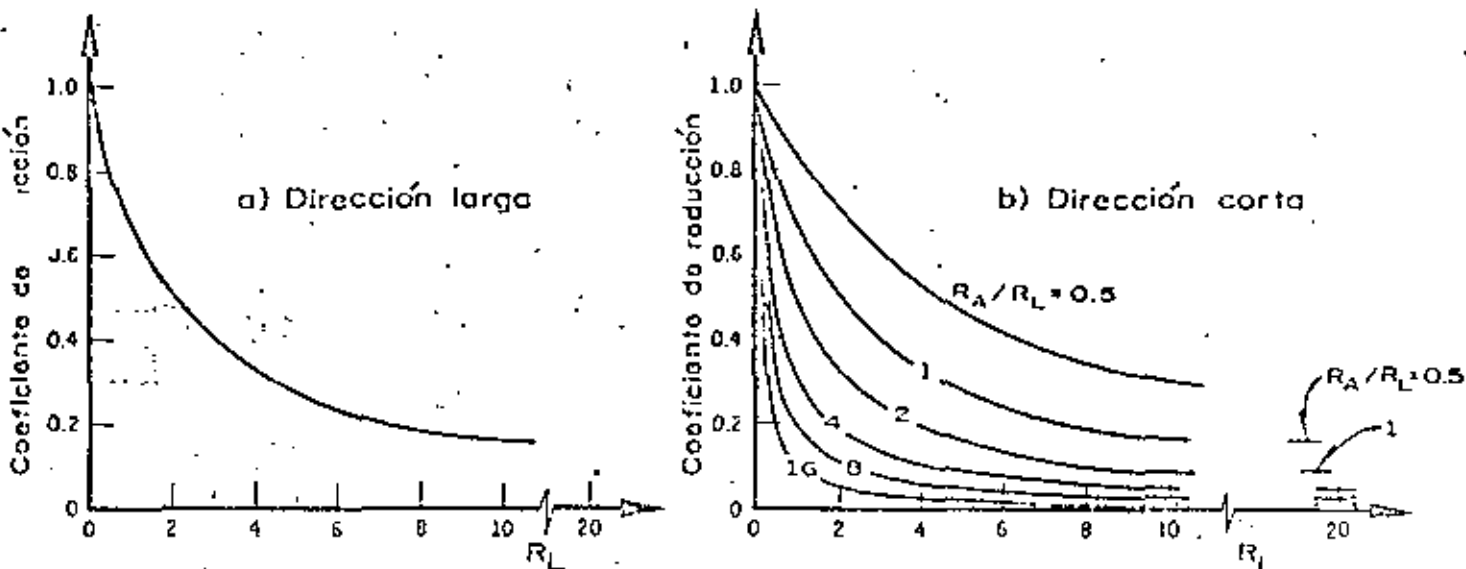


Fig 6. Coeficientes de reducción para calcular asentamientos diferenciales

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:

- a) se calcularán los hundimientos diferenciales suponiendo nulas las rigideces de la subestructura y superestructura.
- b) 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
- c) 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

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

$$R_A = \frac{64 \sum EI_y}{E_S L_x^2 A} \quad (10)$$

$$R_L = \frac{64 \sum EI_x}{E_S L_y^2 A} \quad (11)$$

donde

$\sum EI_x, \sum EI_y$

sumas de EI de las trabes de la subestructura y de la superestructura con respecto a los ejes x, y (el eje x es paralelo al ancho de la cimentación y el y al largo) módulo de elasticidad (para elementos de concreto deberá tomarse un tercio del módulo a 28 días)

E

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

$$E_S = \frac{l_p q L_x}{(\bar{\Delta}_c - \bar{\Delta}_e)} \quad (12)$$

$\bar{\Delta}_c, \bar{\Delta}_e$

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

l_p

coeficiente adimensional obtenido de la tabla 10

q

presión neta uniforme

A

área de la cimentación

TABLA 10. VALORES DE I_{ρ}

| L_x/L_y | I_{ρ} | L_x/L_y | I_{ρ} |
|-----------|------------|-----------|------------|
| 0.000 | ***** | 0.500 | 0.765372 |
| 0.025 | 1.713169 | 0.525 | 0.750952 |
| 0.050 | 1.492583 | 0.550 | 0.736778 |
| 0.075 | 1.363602 | 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 | 1.052297 | 0.700 | 0.664268 |
| 0.225 | 1.015082 | 0.725 | 0.653376 |
| 0.250 | 0.981852 | 0.750 | 0.643380 |
| 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 | 0.781614 | 0.975 | 0.568220 |
| | | 1.000 | 0.561100 |

APLICACION DEL METODO SIMPLIFICADO PARA EL ANALISIS DE LA INTERACCION

Cuando los hundimientos diferenciales del suelo son mayores que los permisibles, se pueden calcular factores de reducción que se obtienen de la forma siguiente para la reficula analizada anteriormente.

$$\left. \begin{aligned} R_A &= \frac{64 E E I_y}{E_s L_x^3 A} \\ R_L &= \frac{64 E E I_x}{E_s L_y^3 A} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{FACTORES PARA ENJCAR} \\ \text{EN LAS GRAFICAS} \end{array}$$

$$E = \frac{10000 (f_c)^2}{3} = 470000 \text{ T/M}^2 \quad A = 270 \text{ M}^2, \text{ \u00e1rea de la cimentaci\u00f3n}$$

Los travesos de la periferia tienen un $I = 0.0333 \text{ M}^4$ y los interiores $I = 0.0703 \text{ M}^4$

Puesto que en ambas direcciones se tiene el mismo n\u00famero de travesos, $\Sigma E I_x = \Sigma E I_y = 2 \times 470000 (0.0333 + 0.0703) = 97384 \text{ T M}^2$

$$E_s = \frac{I_p \gamma L_x}{(\bar{\Delta}_c - \bar{\Delta}_e)}$$

$I_p = 0.61$ obtenido de la Tabla 10 para $\frac{L_x}{L_y} = \frac{15}{18} = 0.83$

$\gamma = 3.185 \text{ T/M}^2$ presi\u00f3n uniforme sobre el suelo.

$$L_x = 15.00 \text{ m}$$

$\bar{\Delta}_c = 6.35 \text{ cm}$, hundimiento del ~~medio~~ suelo en el centro de la cimentaci\u00f3n

$\bar{\Delta}_e = 2.17 \text{ cm}$, hundimiento del suelo en una esquina

$$E_s = \frac{0.61 \times 3.185 \times 15.0}{0.0635 - 0.0217} = 697 \text{ Tsn/M}^2$$

$$R_A = \frac{64 \times 97384}{697 \times 15^3 \times 270} = 0.147$$

$$R_L = \frac{64 \times 97384}{697 \times 18^3 \times 270} = 0.102$$

Para la direcci\u00f3n larga, coeficiente de reducci\u00f3n = 0.95

Para la direcci\u00f3n corta, 0.85

- $m_{1,2}$ = kern distance perpendicular to neutral axis towards Fiber 1 or 2 = $S_{1,2}/A$, ft (m)
 A = base area of footing, sq ft (sq m)

5.4.2 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_o of the acting forces.

The safety factor against overturning F_o shall be calculated from:

$$F_o = \frac{a - u}{e_o} \quad (2)$$

$$e_o = \frac{M_{o \max}}{R_{o \min}} \quad (3)$$

where

- a = distance of the pressed edge from the centroid of the base area, ft (m)
 u = $R_{o \min}/2b p_f$
 $M_{o \max}$ = largest overturning moment, kip-ft (metric ton-m)
 $R_{o \min}$ = smallest vertical load (kips) (metric tons) occurring simultaneously with $M_{o \max}$
 b = width of pressed edge, ft (m)
 p_f = soil pressure at failure (kips per sq ft) (metric tons per sq m) as determined by tests

As a first approximation p may be taken as 0.4 p_f .

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 footing, 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:

$$K_r = \frac{E'I_s}{E_s'b^3} \quad (4)$$

where

- E' = modulus of elasticity of the materials used in the structure, kips per sq ft (metric tons per sq m)
 I_s = moment of inertia of the structure per unit length, ft³ (m³)
 I_f = moment of inertia of the footing per unit length, ft³ (m³)
 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 $E'I_s$ per unit length of building can be determined by summing the flexural rigidity of the footing ($E'I_f$), the flexural rigidity of each framed member ($E'I_s'$) and the flexural rigidity of any shear walls ($E'ah^3/12$) where a and h are the thickness and height of the walls, respectively.

$$E'I_s = E'I_r - \sum E'I_s' + \sum \frac{E'ch^3}{12} \quad (5)$$

Computations indicate that as the relative stiffness K_r 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:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_v b}{4E_c I}} \quad (6)$$

$$\lambda = S k_1 \quad (7)$$

where

- k_1 = coefficient of vertical subgrade reaction, kips per cu ft (metric tons per cu m)
- k_v = 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_v 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.

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 1.15/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

$$M_i = - \frac{P_i}{4l} (0.24l\bar{l} + 0.16) \dots\dots\dots (8)$$

where

- \bar{l} = average of adjacent spans, ft (=)
- P_i = column load at point *i*, kips (metric tons)
- l = characteristic length = $\sqrt[4]{k_s EI}$, (12 \bar{l}), 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:

$$p_i = \frac{5P_i}{l} + \frac{48M_i}{l^2} \dots\dots\dots (9)$$

The minimum contact pressures for the width of the footing at the middle of the adjacent spans can then be determined as

$$p_{mi} = 2P_i \frac{l_i}{l^2} - p_i \frac{\bar{l}}{l} \dots\dots\dots (10)$$

$$p_{mr} = 2P_i \frac{l_r}{l^2} - p_i \frac{\bar{l}}{l} \dots\dots\dots (11)$$

For equal spans and equal loads

$$p_m = \frac{2P_i}{l} - p_i = - \frac{48M_i}{l^2} - \frac{3P_i}{l} \dots\dots\dots (12)$$

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).

$$\bar{p}_m = \frac{p_{mi} + p_{mr}}{2}$$

The moment of the simply supported beam becomes:

$$M_o = \frac{l^2}{48} (p_{mi} + \bar{p}_m + p_{mr}) \dots\dots\dots (14)$$

and the midspan moment results as:

$$M_m = M_o + \bar{M}_i \dots\dots\dots (15)$$

*Hetényi, M., Beams on Elastic Foundation, University of Michigan Press, 1948.
 †Krautrich, Fritz, and Rogers, Paul, "Simplified Design of Combined Footings," Proceedings, ASCE, V. 88, S.M.A., Oct. 1961, pp. 19-4.

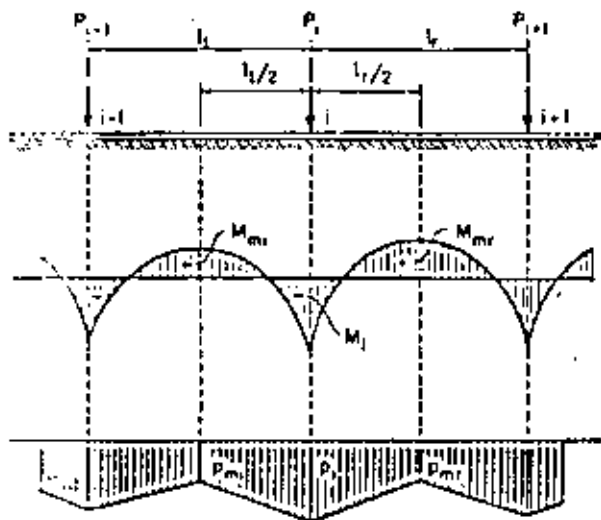


Fig. 6.5a — Moment and pressure distribution at interior column

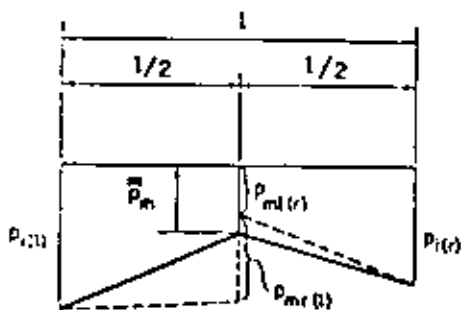


Fig. 6.5b — Pressure distribution over an interior span

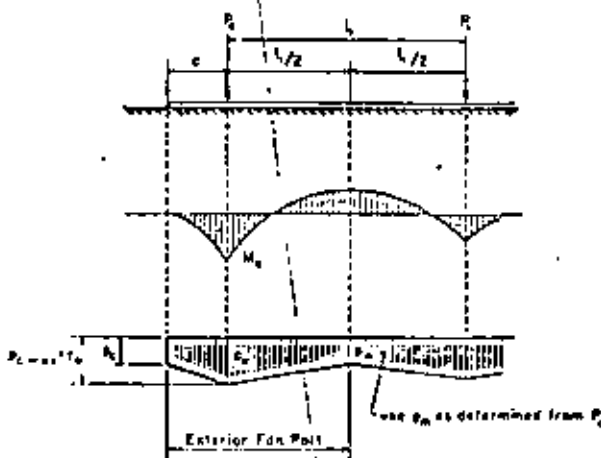


Fig. 6.5c — Moment and pressure distribution at exterior columns

where \bar{M}_1 is the average of the negative moments M_1 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-

tact pressures under the exterior column and at the end of the beam can be determined from:

$$P_e = \frac{4P_e + \frac{6M_e}{c} - p_0 l_1}{c + l_1} \quad (18)$$

$$p_e = -\frac{3M_e}{c^2} - \frac{P_e}{2} \quad (19)$$

If Eq. (17) governs the moment under the exterior column, the contact pressures are determined from:

$$p_e = p_e = \frac{4P_e - p_0 l_1}{4c + l_1} \quad (20)$$

7—MAT FOUNDATIONS

7.1—Rigid footing procedure

Where column spacing is less than 1.75 λ , 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:

*Schleicher, Ferdinand, *Kreisplatten auf elastischer Unterlage*, 1926, Julius Springer, Berlin.

$$D = \frac{E_c I^3}{12(1 - \mu^2)} \dots \dots \dots (21)$$

in which μ is Poisson's ratio.

4. The radius of effective stiffness L is then calculated as follows:

$$L = \sqrt[4]{\frac{D}{k_s}} \dots \dots \dots (22)$$

5. Radial and tangential moments from each load at points where design maxima are indicated are computed on the basis of the following formulas:

$$M_r = -\frac{P}{4} \left[Z_4 \left(\frac{r}{L} \right) - (1 - \mu) \frac{Z_3' \left(\frac{r}{L} \right)}{\frac{r}{L}} \right] \dots \dots \dots (23)$$

$$M_t = -\frac{P}{4} \left[\mu Z_4 \left(\frac{r}{L} \right) + (1 - \mu) \frac{Z_3' \left(\frac{r}{L} \right)}{\frac{r}{L}} \right] \dots \dots \dots (24)$$

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_3', 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:

$$M_x = M_r \cos^2 \phi + M_t \sin^2 \phi \dots \dots \dots (25)$$

$$M_y = M_r \sin^2 \phi + M_t \cos^2 \phi \dots \dots \dots (26)$$

7. The shears for a unit width of mat can be determined from the following:

$$Q = -\frac{P}{4L} Z_3' \left(\frac{r}{L} \right) \dots \dots \dots (27)$$

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.

B—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



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

Ing Luis Bernardo Rodríguez González

Julio, 1981

INDICE.

| | PAGINA. |
|--|---------|
| I. INTRODUCCION. | 1 |
| II. EXCAVACIONES. | 1 |
| II.1 Excavaciones con talud. | 2 |
| II.2 Excavaciones ademadas. | 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 | Inclinómetros. | 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 someras. 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, las cuales -

suelen ser horizontales o muy poco inclinadas respecto a la horizontal.

En la figura 1 se presenta la nomenclatura usual en taludes simples, así como los diversos tipos de falla.

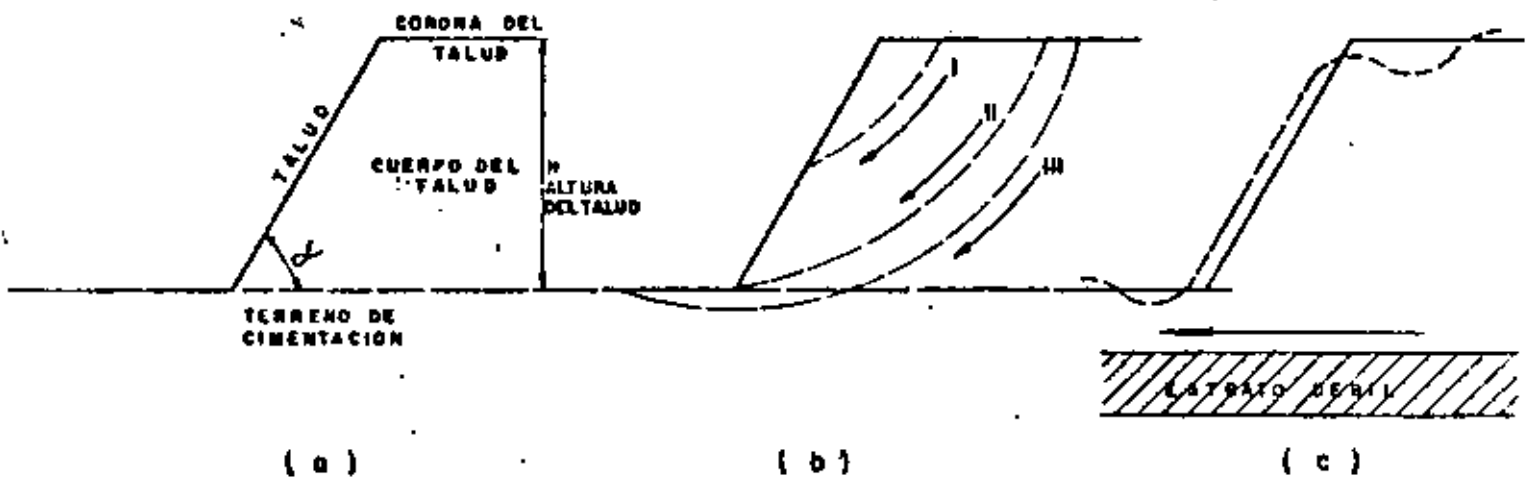


FIG. 1 Nomenclatura y fallas en el cuerpo de taludes
a) Nomenclatura
b) Fallas por rotación
I Local
II Por el pie del talud
III De base
c) Falla por traslación sobre un plano débil

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. = $\frac{\text{Tan } \phi}{\text{Tan } \alpha}$), basta que tal factor sea del orden de 1.1 a -

1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

b.2. El Método Sueco.

Bajo el título de genérico de Método Sueco, 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 cilíndrica. 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:

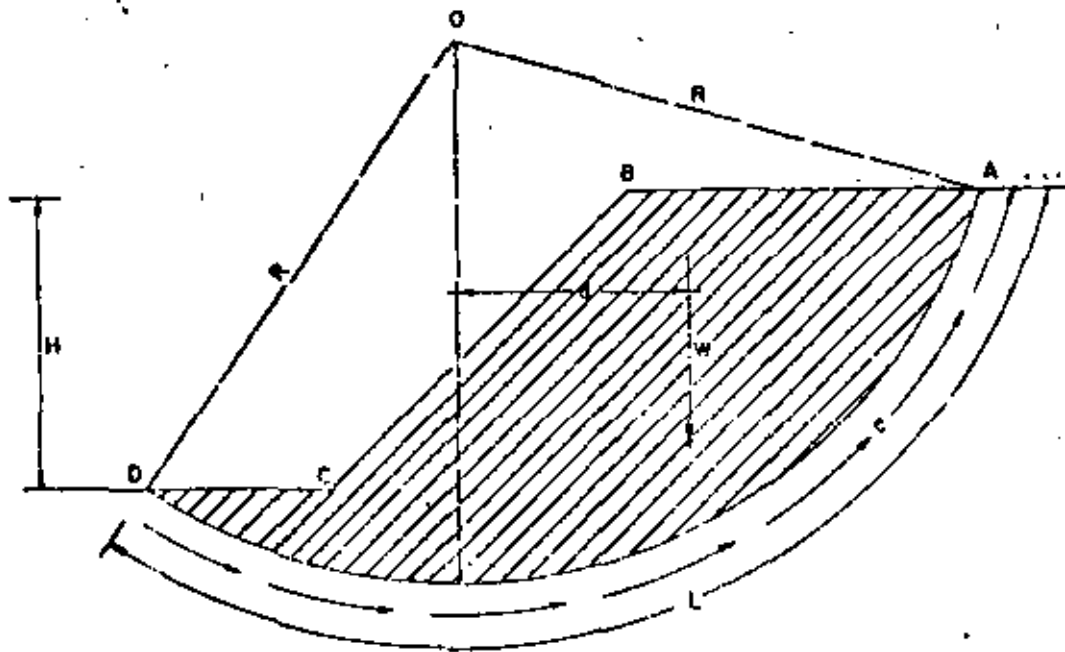


FIG. 2 Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente "cohesivo".

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 achurada 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 supuesta; así, el momento de esas fuerzas respecto al eje de rotación 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 valor de F.S. compatible con una estabilidad práctica razonable.

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones más críticas del talud bajo estudio, (círculo crítico). Siempre existirá la posibilidad de que el factor de seguridad resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el procedimiento 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 ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$).

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:

$$S = C + \sigma \operatorname{Tg} \phi$$

C = cohesión.

ϕ = ángulo de fricción interna.

El procedimiento más popular y expedito para calcular la estabilidad en este tipo de suelos, es el de las "dovelas", debido a Fellenius, el cual se expone a continuación.

En primer lugar se propone un círculo de falla y la masa de tierra deslizando se divide en dovelas, del modo mostrado en la figura 3:

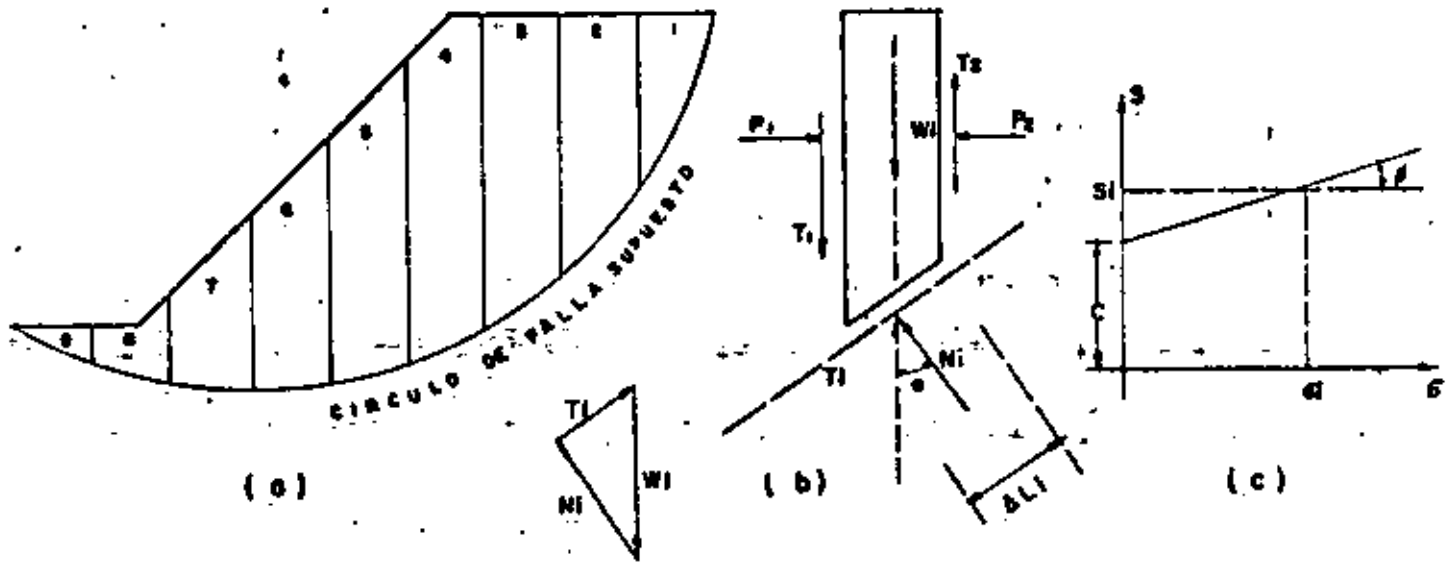


FIG. 3. Procedimiento de las "Dovelas" o de Fallentus.

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; W_1 es el peso de dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_1 y T_1 son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento L_1 . Las dovelas adyacentes a la estudiada, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta; es decir se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por T_1 y T_2 , 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 N_i y T_i equilibran a W_i .

El cociente $N_i / \Delta L_i$ se considera una buena aproximación al valor de σ_i , presión normal actuante en el arco ΔL_i . Con este valor de σ_i 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, S_i , resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante a lo largo del arco ΔL_i .

El momento motor, debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$M_m = R \sum |T_i|$$

Puede observarse que la componente normal, N_i , 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, "Si," 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.

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{\sum |T_i|}$$

La experiencia ha demostrado, al igual que en el caso anterior, que una superficie de falla que resulte con F.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 F.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 este y debe

ser tomada en cuenta, En este caso, es necesario realizar la red de flujo para conocer las presiones de agua, "ui" que actúan en cada dovela y efectuar el cálculo del momento, resistente a base de presiones efectivas $S_t = C + (\bar{\sigma}_1 - u_i) Tg \phi$. 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.

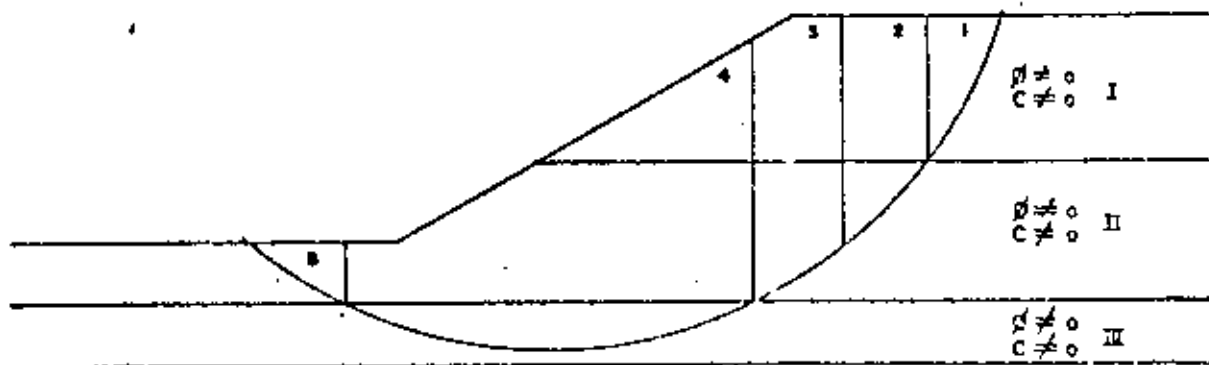


FIG. 4 Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados.

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 caiga 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 caiga 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 Fellenius. 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

nimo, que no debe ser menor de 1.5 al igual que en los casos anteriores.

b. 2. 4. 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.

b. 3. 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.

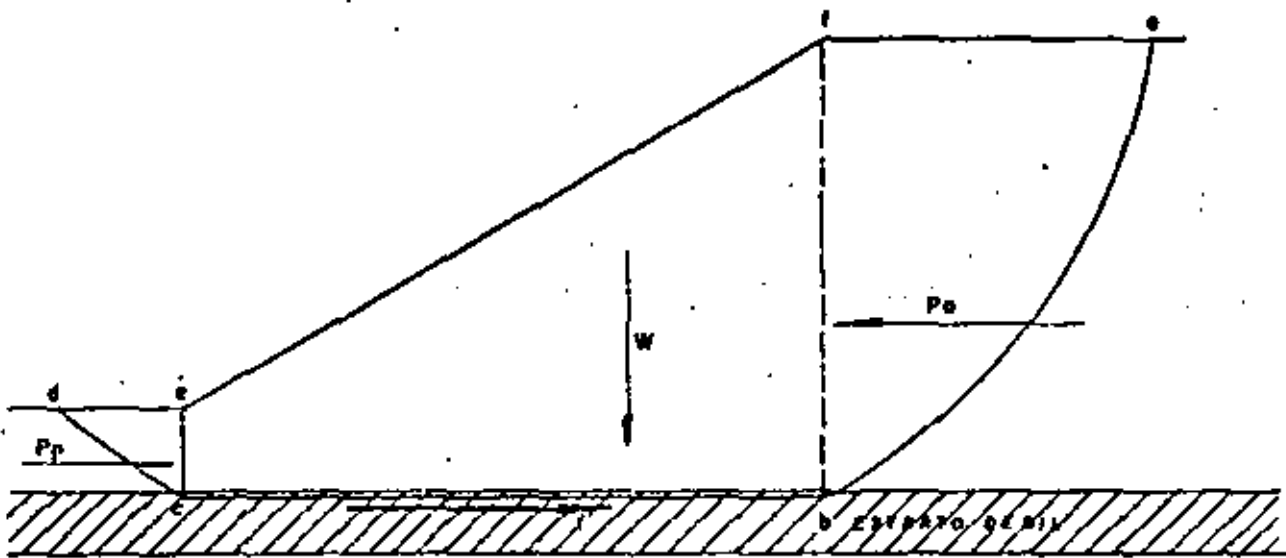


FIG. 5. Superficie de falla compuesta correspondiente a una falla de traslación.

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 F a lo largo de la superficie cb y el empuje pasivo desarrollado en la cuña 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 F es simplemente $cb \times C$, 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 F 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:

$$F.S. = \frac{F + Pp}{Pa}$$

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 sea 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.

c. 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.

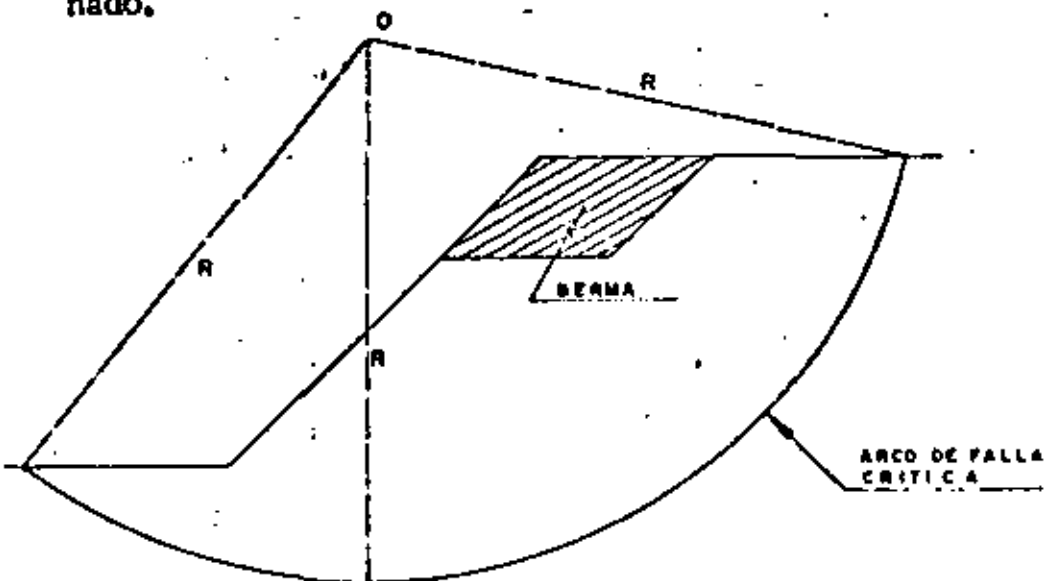


FIG. 6 Efecto de una berma.

En general una berma 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 achurada de la figura 6) y por la otra, aumenta el momento resistente al obligar la berma a un incremento en la longitud del arco de falla:

En los cálculos prácticos, ha de tenerse en cuenta que la presencia de la berma 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 bermas donde sea más efectiva su influencia para disminuir el momento motor, con objeto de lograr en el menor tiempo el círculo crítico.

II.2 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 deba realizarse verticalmente, requiriendo de un ademe o atagufa. Por lo general estos ademés son de madera, de acero, de una combinación de elementos de madera y acero o de concreto armado (tablaestacas de con

creto y muros colados en sitio). En la figura No. 7 se muestran los diferentes tipos de ademe o ataguías más comunmente usados.

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).

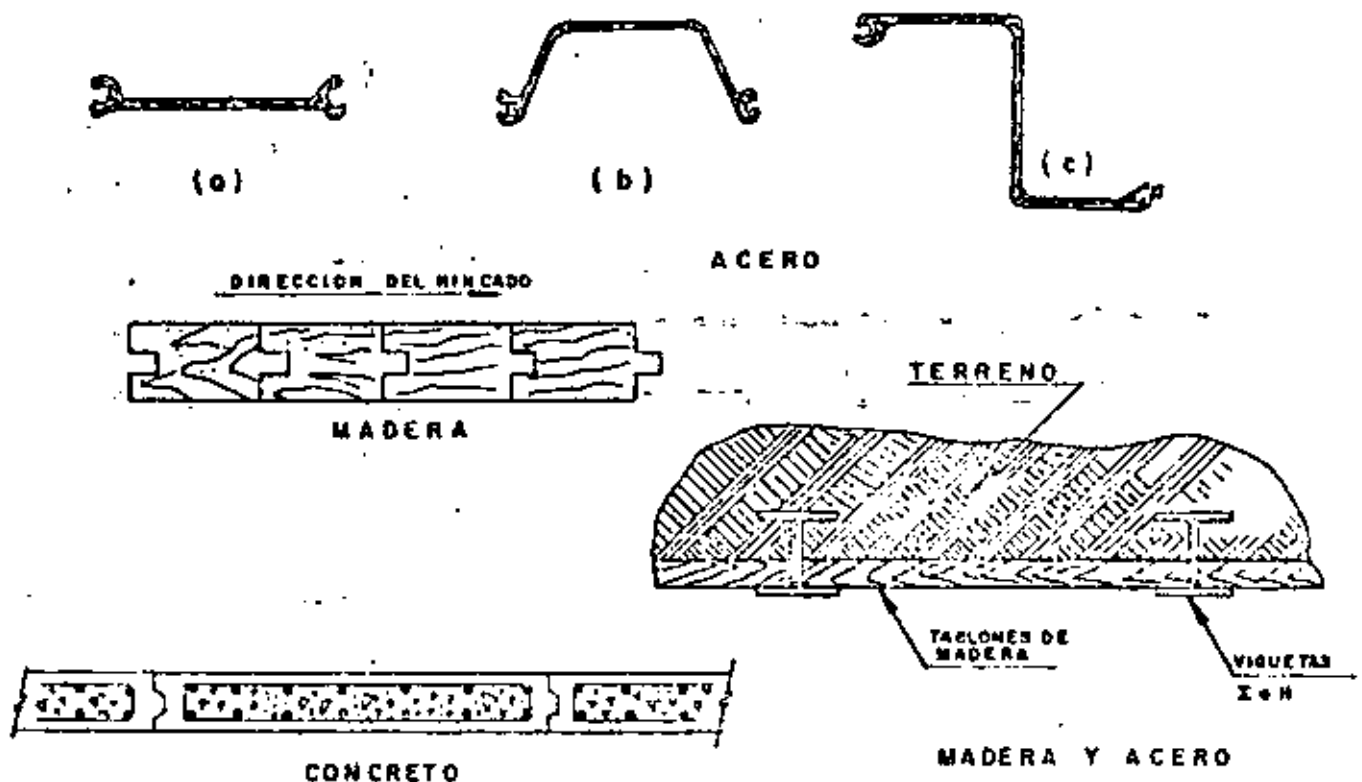


FIG. 7 Tipos de ademe o ataguías.

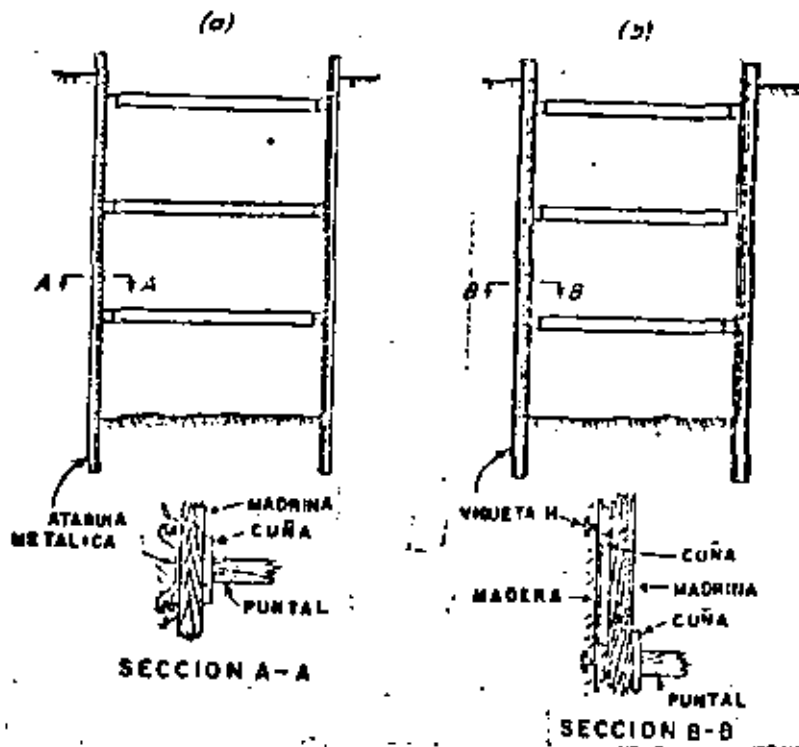


FIG. 8. Secciones de ademe en excavaciones.

El proceso continúa hasta que la excavación llega al nivel de des-
plante.

El procedimiento de "Muro Colado In situ" consiste en colar pri-
mero los muros perimetrales de la cimentación, dentro de zan-
jas excavadas con un cucharón de almeja provisto de una barra-
gufa, estabilizando la zanja con lodo bentonítico y colando el con-
creto dentro de la zanja con una trompa de colado, previa colo-
cación del acero de refuerzo. El concreto de alto revenimiento -
desaloja al lodo bentonítico y se forman así los muros de la ci-
mentación de la estructura por construir. La longitud de los -

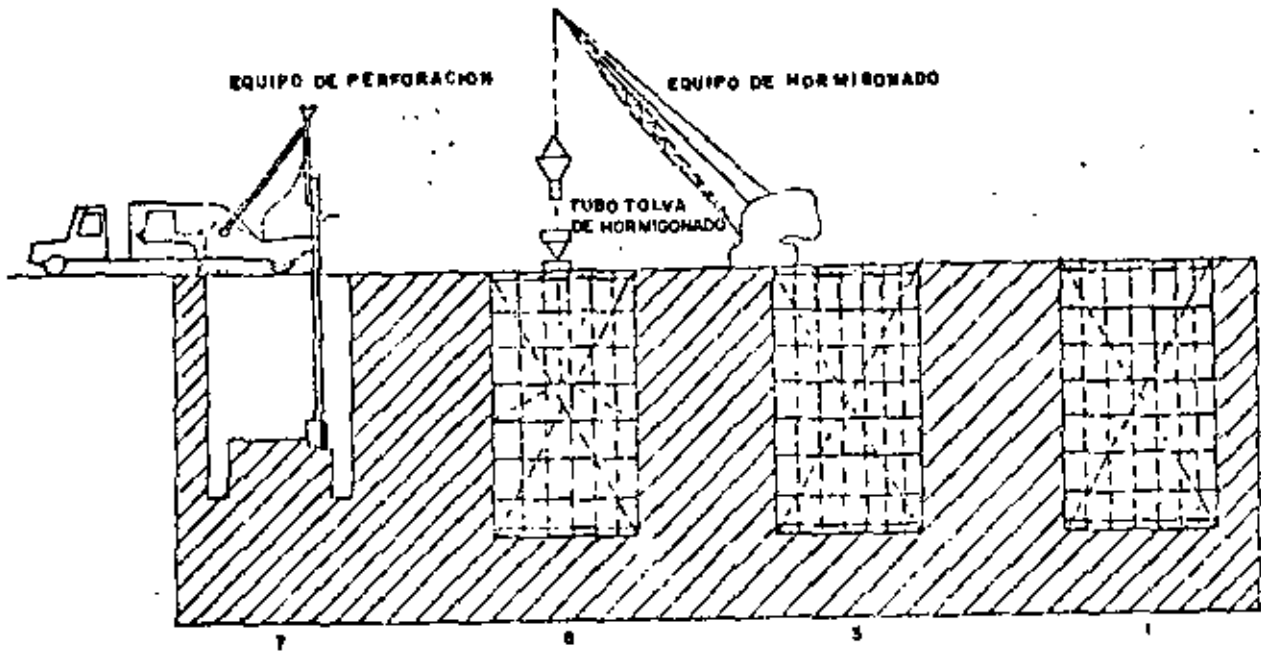
tableros es generalmente de 5 a 6m y la profundidad debe ser tal, que quede aproximadamente entre 1.50 y 2.50m por debajo del desplante de la excavación. Una vez fraguados los muros, se excava el prisma de tierra comprendido entre ellos, apuntalando los muros conforme avance la excavación. En figura 9 se ilustra éste 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.

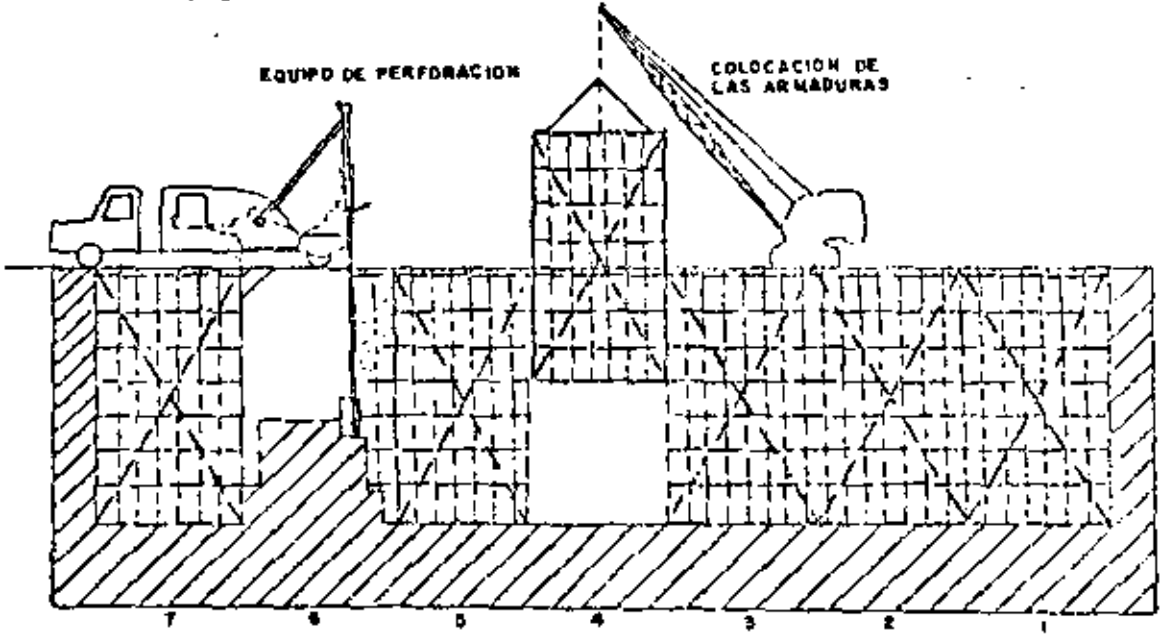
a) Empuje lateral.

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 atagüa. 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) EJECUCION PROGRESIVA DE LOS PANELES DE LA SERIE IMPAR



2) EJECUCION PROGRESIVA DE LOS PANELES DE LA SERIE PAR

FIG. 9 Proceso de ejecución de "Muro coiado in situ".

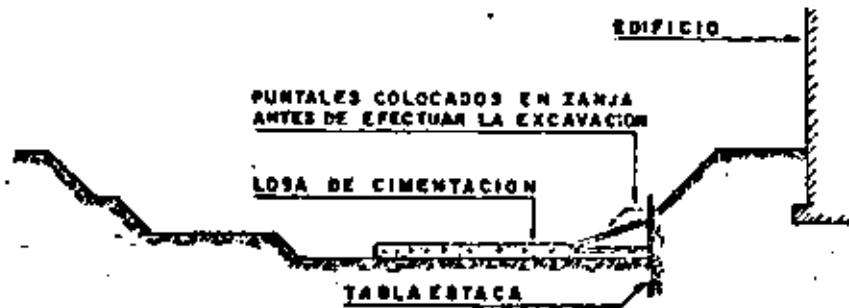


FIG. 10 Apuntalamiento típico en excavación ancha.

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 formatrapezoidal, útil para ser aplicada en cualquier tipo de excavaciones adermadas. En la figura 11 se muestran dichas envolventes.

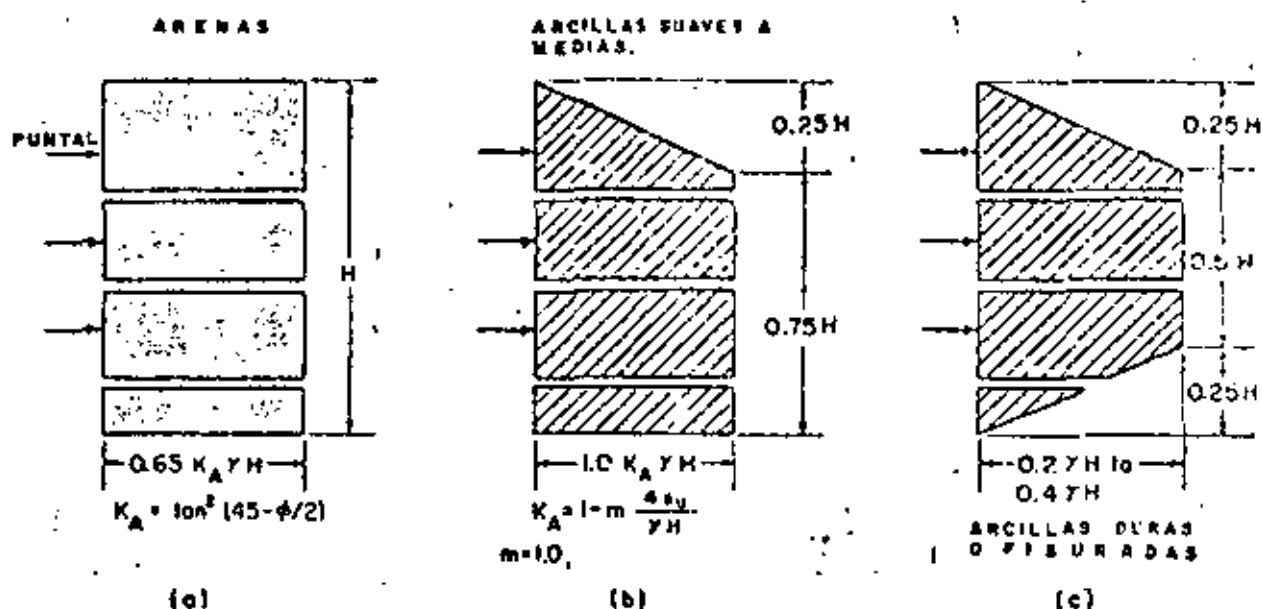


FIG. 11 Diagrama de presiones aparentes para diseño de puntales.

Para calcular la carga que deben soportar los puntales, se ha desarrollado un procedimiento simplificado el cual ignora los efectos de continuidad de la atagüfa 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 atagüfa deberá calcularse como una viga continua.

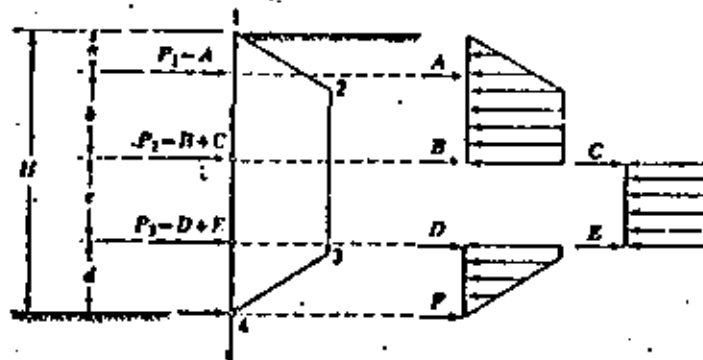


FIG. 12.- Cálculo de la carga de los puntales P en una excavación ademada.

b) 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 bufamientos, 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, ademas, 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 ta 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).

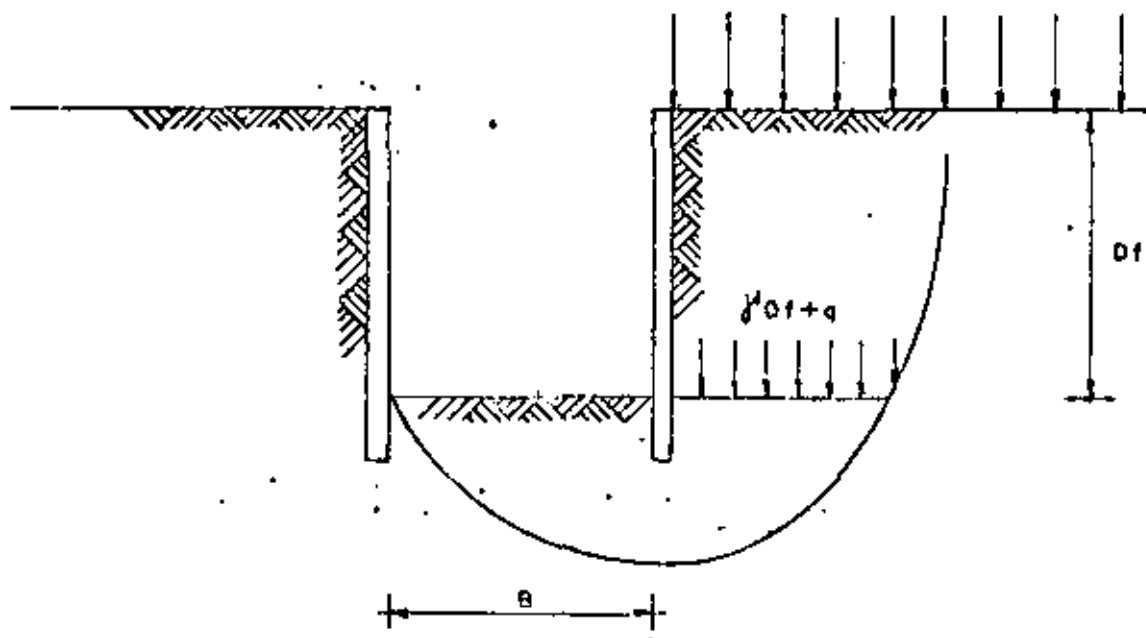


FIG. 13 Mecanismo de falla de fondo en excavaciones en arcilla.

Es evidente que, en el instante de la falla de fondo se tendría que

$$C_{Nc} = \gamma D_f + q$$

y un factor de seguridad contra falla de fondo quedaría expresado por

$$F.S. = \frac{C_{Nc}}{\gamma D_f + q}$$

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 vió 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 ademadas, 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 subyace a la excavación no disminuye grandemente conservando los F.S. que se tienen contra la estabilidad de la excavación.

IV.1 METODOS DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO.

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 zanjias que reconozcan a cárcamos, de los cuales, el agua puede extraerse por medio de bombas autocebantes, según se ilustra en la figura 15.

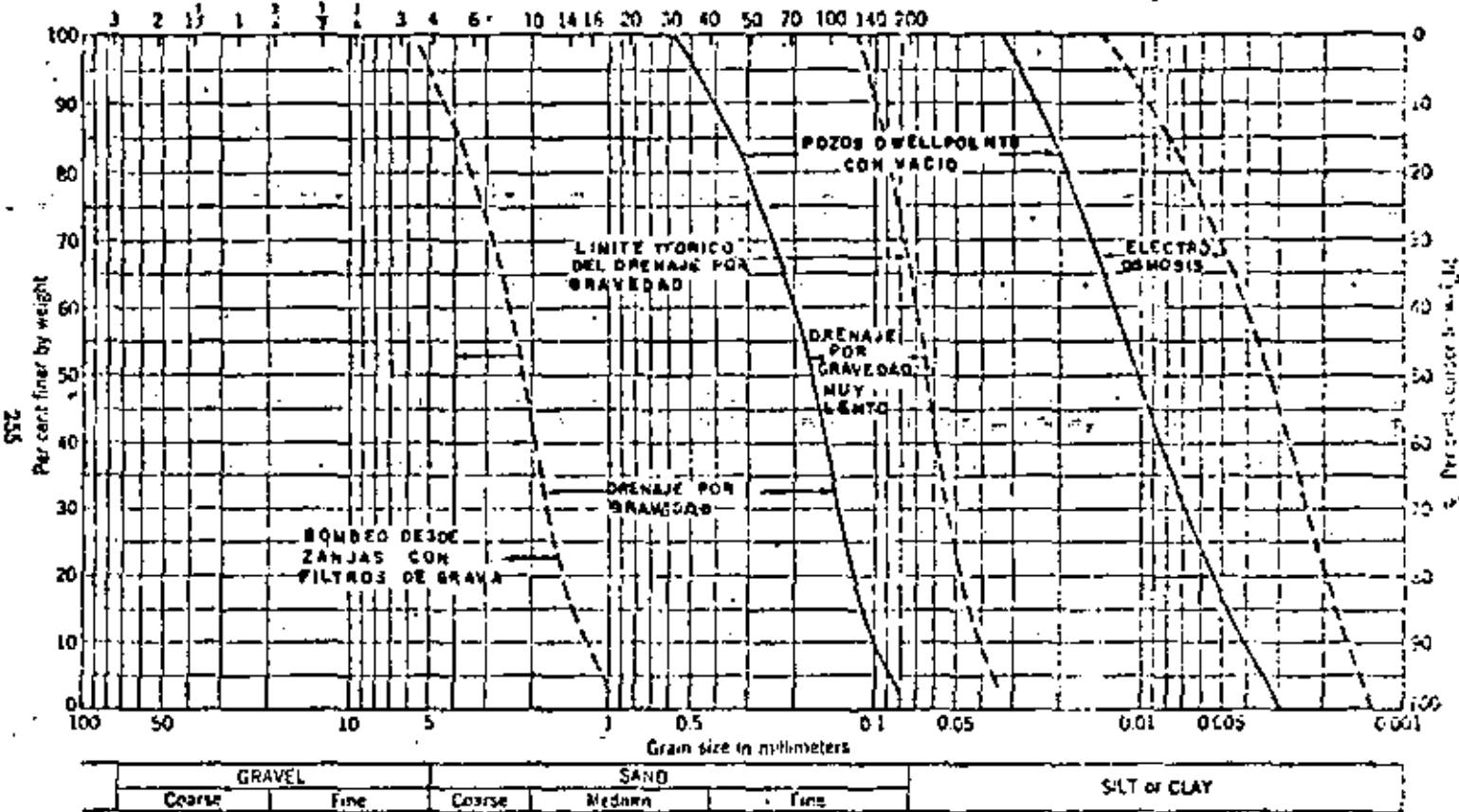


FIG. 14 Sistema de abatimiento aplicable a diferentes suelos.



FIG. 15 Abatimiento del N.F. utilizando zanjias y cárcamos.

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.

b) 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 chifloneo, 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.

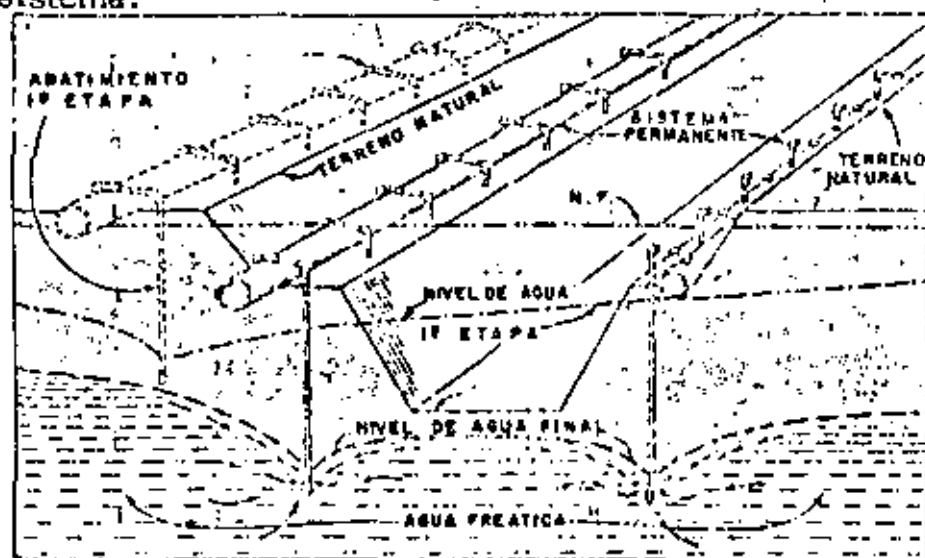


FIG. 16 Instalación típica de un sistema de abatimiento con ...#..

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.

c) 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.

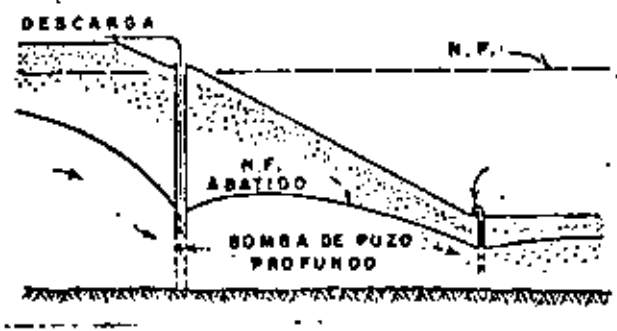


FIG. 18 Bombeo con pozos profundos.

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 varfa 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 profun- do.

d) Pozos con sistema de vacio.

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.

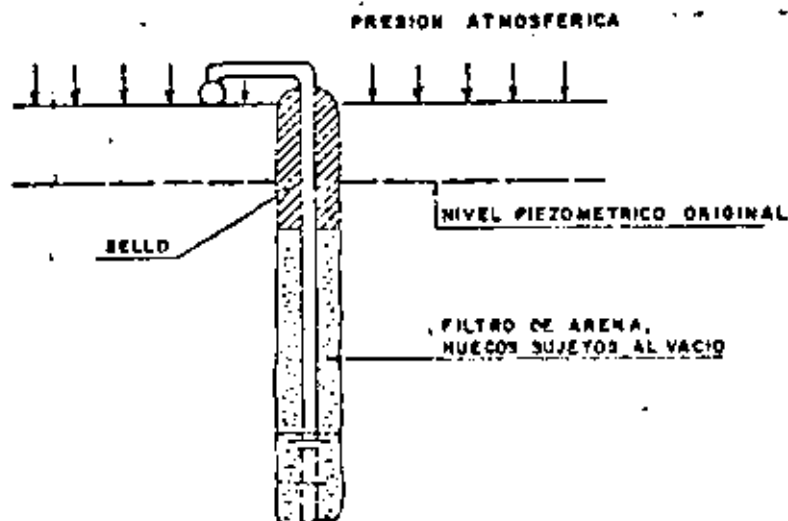


FIG. 19 Pozo con sistema de vacío.

e) Electrósmosis.

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 bombeo.

En la figura 20 se muestra una ilustración típica de este tipo de bombeo.

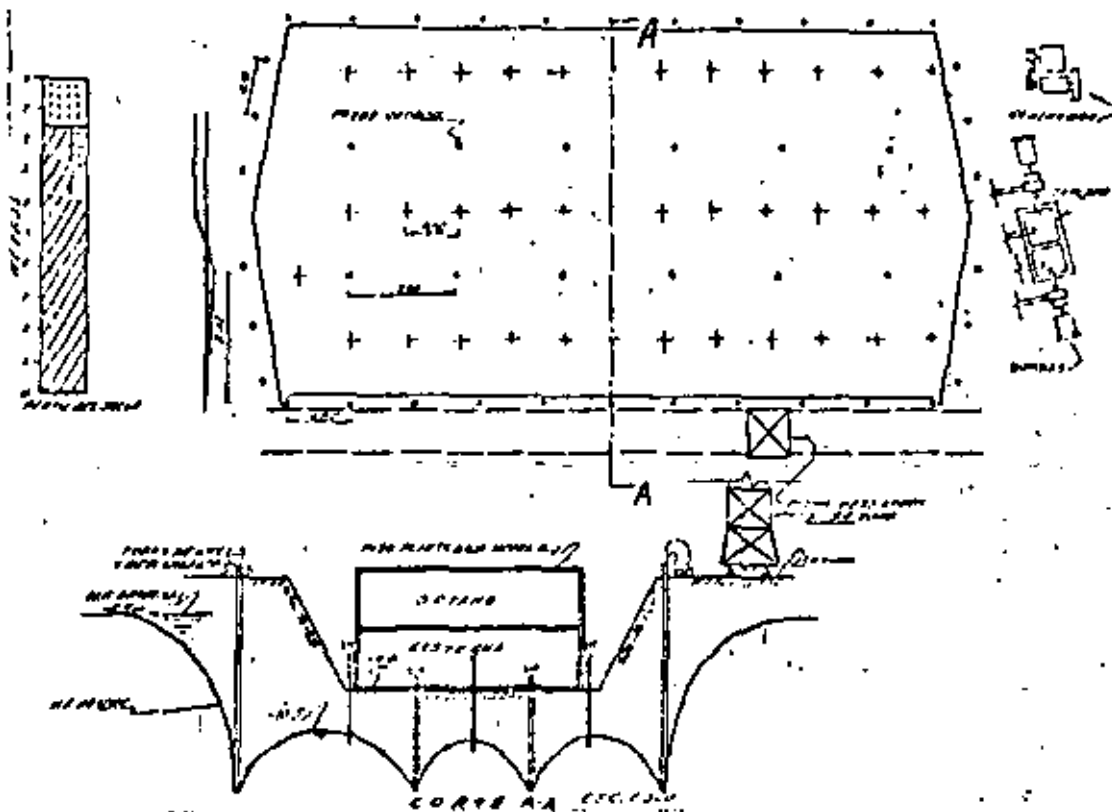


FIG. 20 Instalación típica de electrósmosis.

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 tablonés 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 están en función de las dimensiones de los entreejes, 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.

ESTRUCTURA DE CONTENCION

CASAS HABITACION DE 2 Y 3 NIVELES SOBRE ZAPATAS

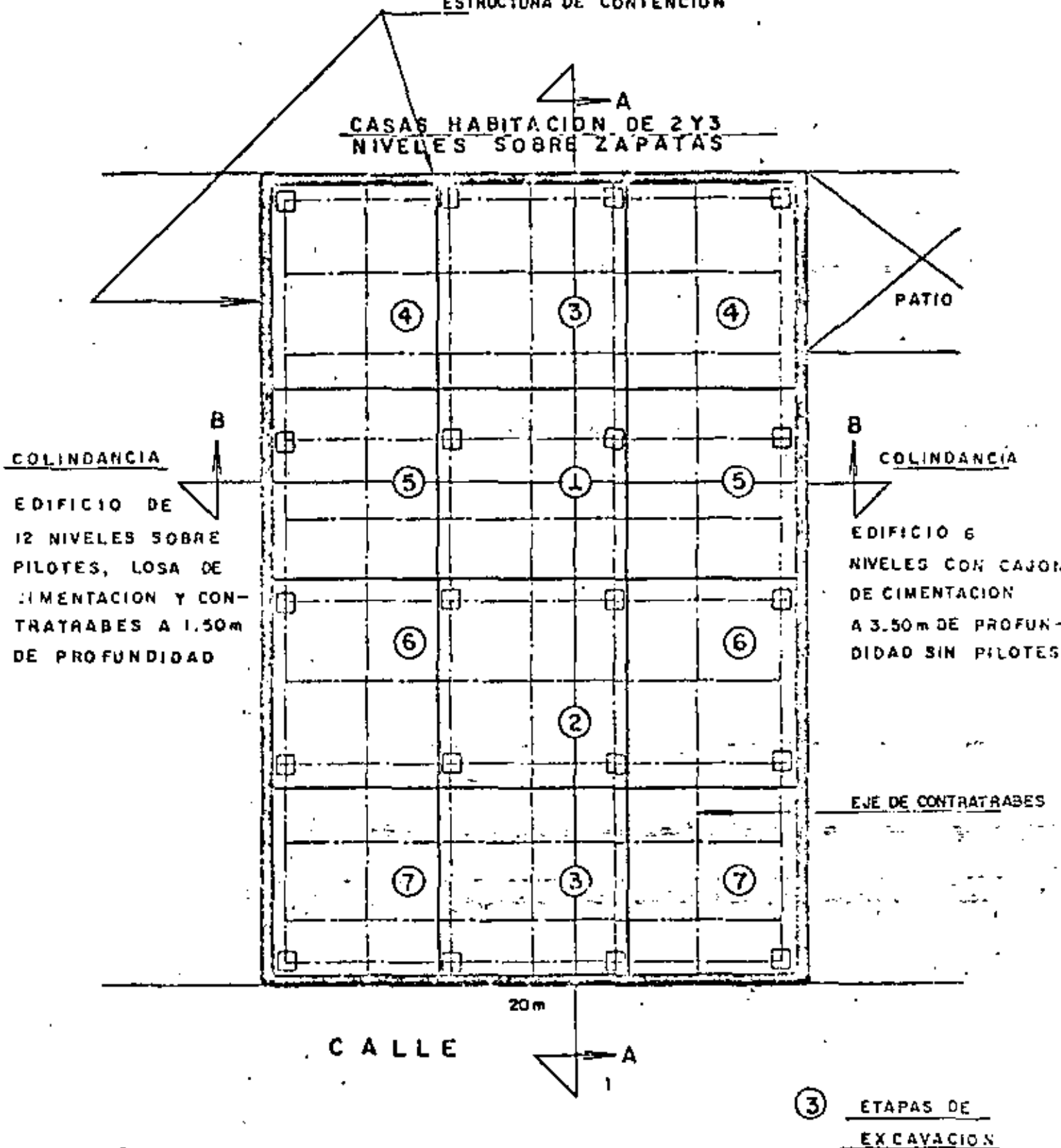
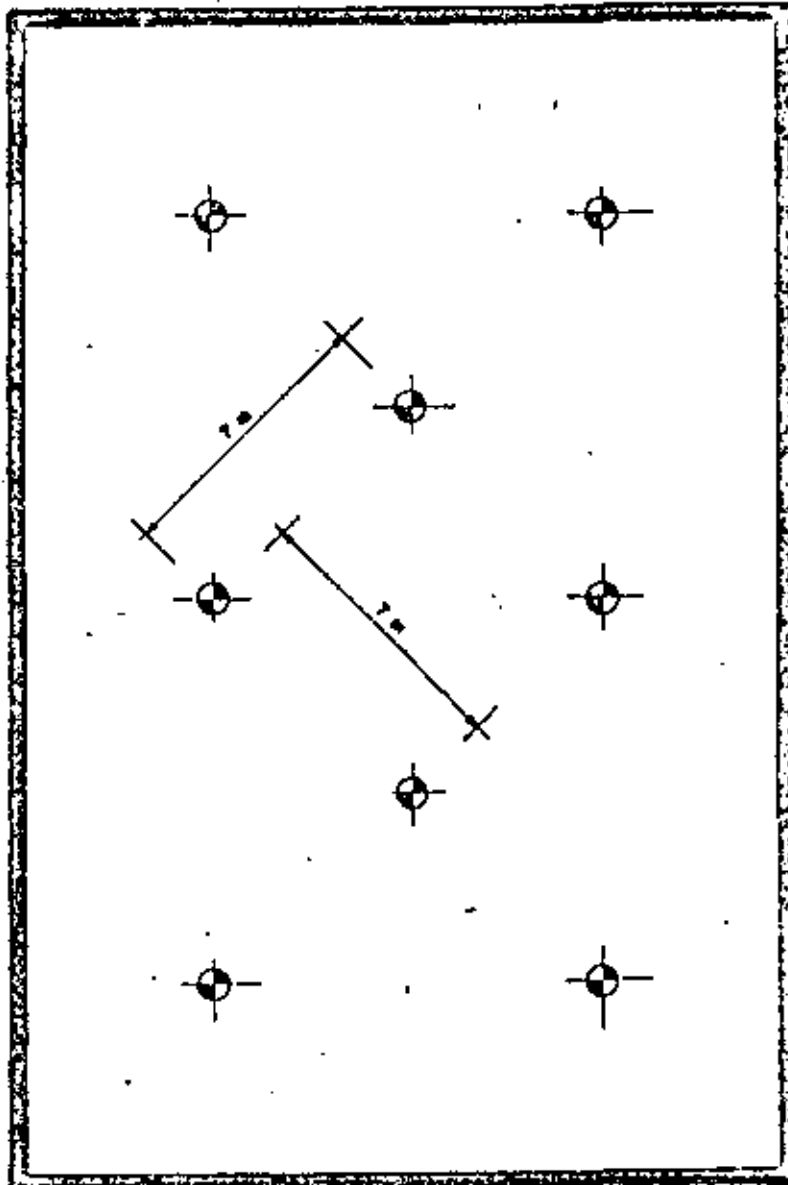
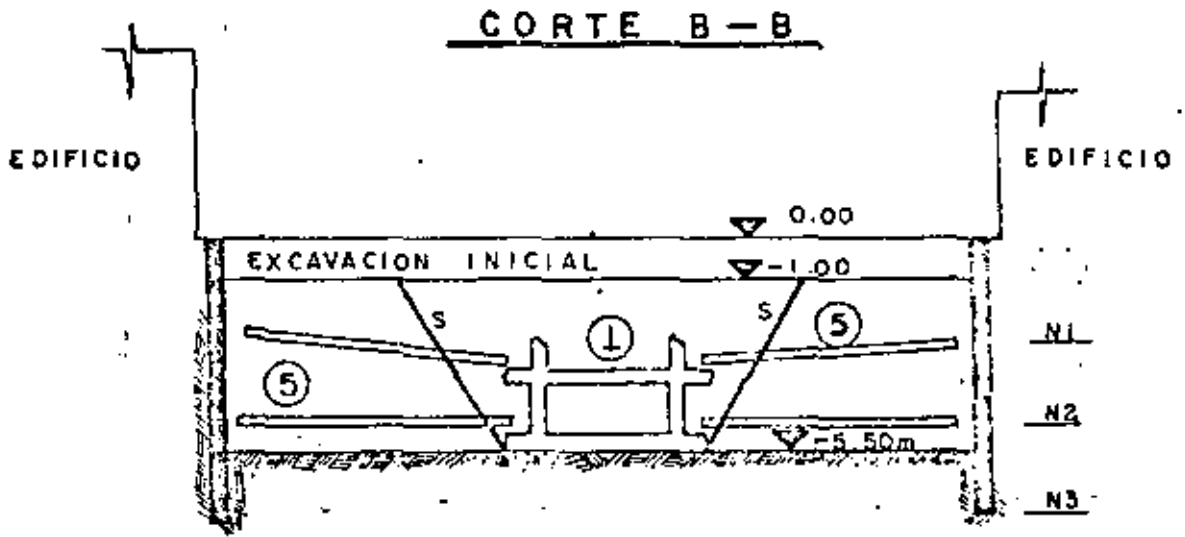
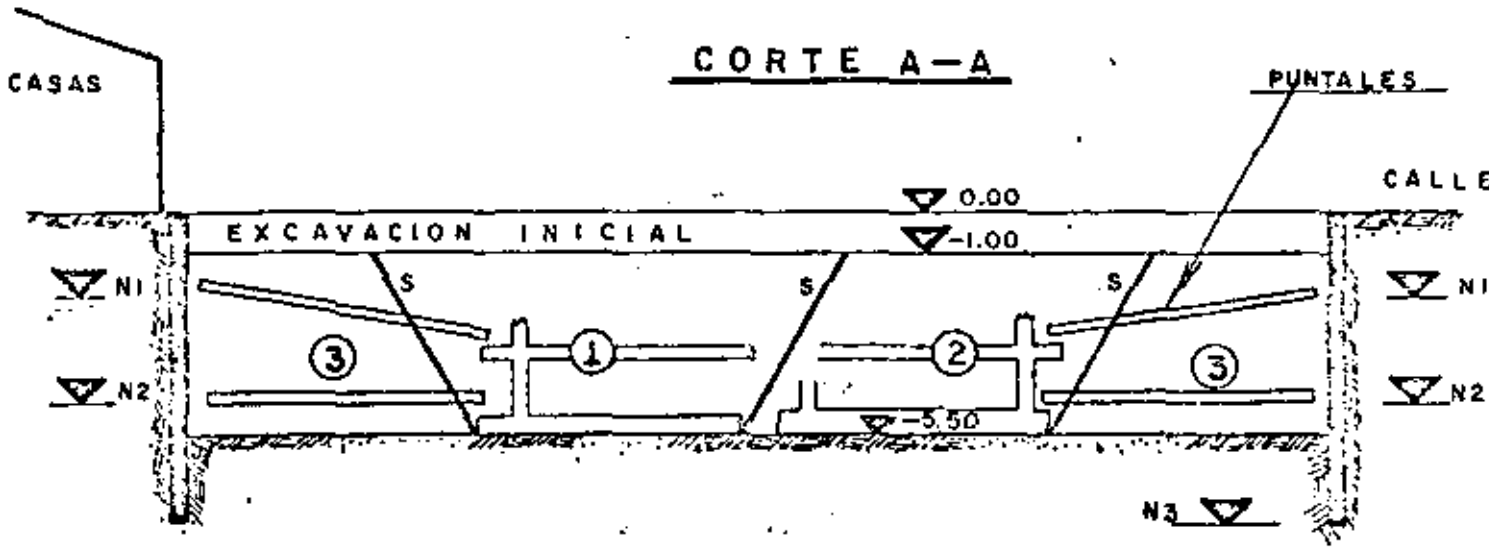


FIG: 21- ETAPAS DE EXCAVACION Y PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



DISTRIBUCION DE
POZOS DE BOMBEO

FIGURA: 22



- N1 = NIVEL SUPERIOR DE PUNTALES
- N2 = NIVEL INFERIOR DE PUNTALES
- N3 = NIVEL DE EMPOTRAMIENTO DE TABLAESTACA
- S = 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 EXCAVACIÓN.

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.

Una de las formas de evitar al máximo estos asentamientos es -
además la excavación con una estructura impermeable con el ob-
jeto de evitar que el abatimiento se prolongue más allá de los lí-
mites de la excavación.

En el caso de que la estructura de contención no sea lo suficien-
temente 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 atagüfa, es a veces nece-
sario para disminuir los asentamientos por abatimiento, el insta-
lar 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 VE- CINAS.

Los pasos que deben tomarse para evitar al máximo que la cons-
trucción de la cimentación produzca daños en propiedades adyacen-
tes son:

- 1.- Levantar planos de las estructuras, determinar el tipo de cimen-
tación de los mismos, estimar las cargas que transmite el sub-
suelo 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. INSTRUMENTACION 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 ademes 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 ademe ranurado entre 4" y 6" y el tamaño de la bomba eyectora puede ser de 1 x 1 1/4" ó 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 "chifloneo" 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 ó 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.

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, -

pues un tiempo excesivo puede repercutir en movimientos excesivos tanto de la cimentación como de su vencidad.

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 FREATICO 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 excavación con objeto de medir las expansiones y/o asentamientos que ocurran antes, durante y después de la excavación.

Es importante que la instalación de estos bancos se efectúe antes 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 cota 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 éste 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 construidas, 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 (calas 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 pisones manuales en zonas difíciles.

VII-7 DESPLOMES Y MOVIMIENTOS POSTERIORES A LA CONSTRUCCION.

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 ó 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

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

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.

POR ING. LUIS BERNARDO RODRIGUEZ G. *
ING. MANUEL DIAZ CANALES. **
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 posarela 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 lentas 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, 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 valorar las expansiones a largo plazo por medio de la expresión propuesta por K. Terzaghi (Referencia 2):

$$e = e_{vd} \cdot \Delta p \cdot H \quad \text{--- (1)}$$

Donde "e" es la expansión a largo plazo, "e_{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_0 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. = $\frac{c}{\gamma H}$ (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 deformación en prueba triaxial no consolidada no drenada.

Para el caso de la estación Mangarcs 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 fue 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 efectuarán en el mínimo tiempo posible (24 a 36 horas).

c) No se excavó ninguna etapa hasta no tener construída 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.

c) 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 presentarse 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 G. Fraustro y Antonio Ortiz Chávez así como las opiniones y comentarios del Ing. Luis Vieitez 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.- MARSAL R. y MAZARI H. "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. Edition 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 Struttred Excavations in Clay" - Geotechnique No. 6, Londres 1956.
- 5.- RODRIGUEZ L.B., RUELAS M.S. y ESCAMILLA 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.

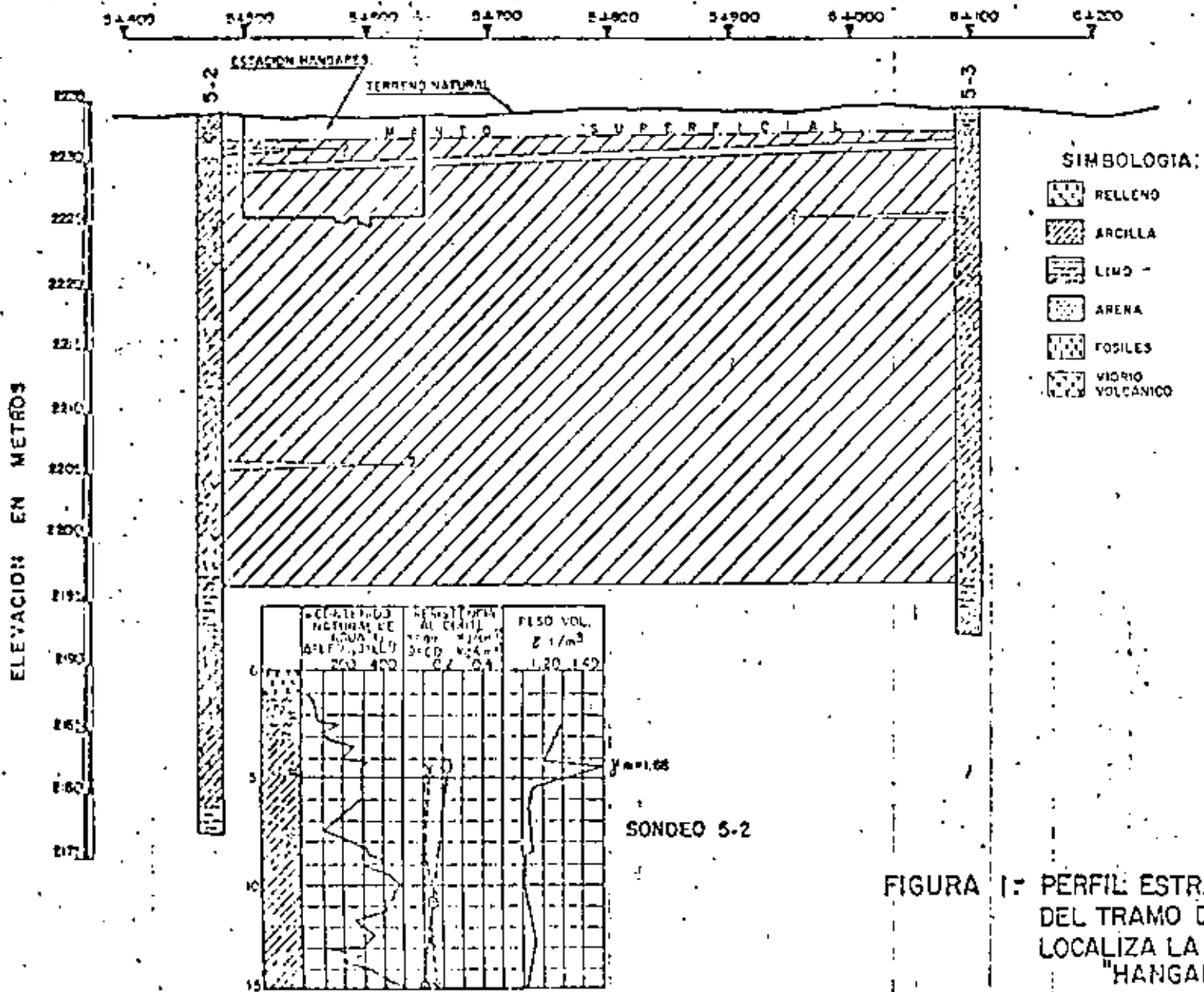
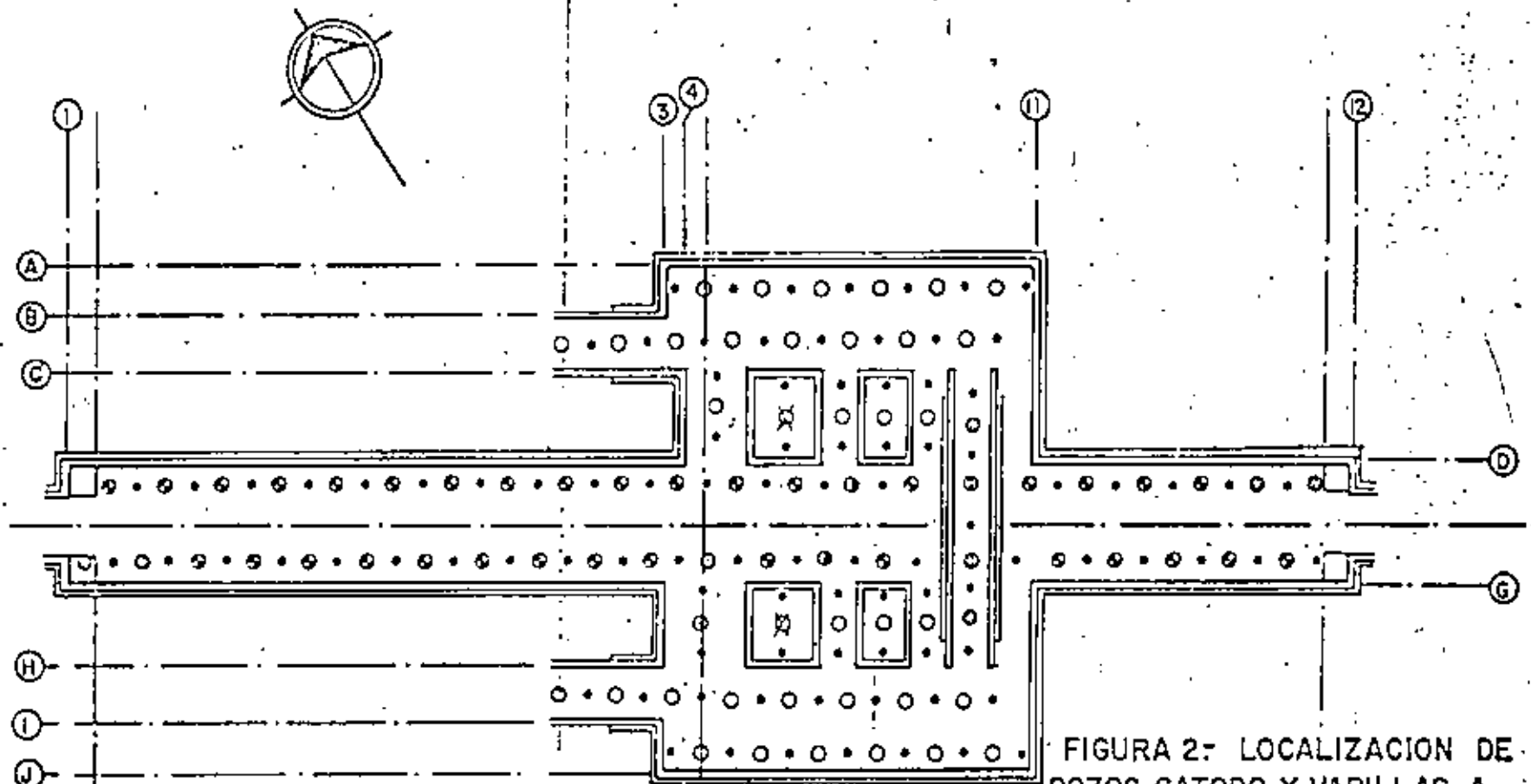


FIGURA 1: PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL TRAMO DONDE SE LOCALIZA LA ESTACION "HANGARES".



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 6" x 1" |

FIGURA 2: LOCALIZACION DE POZOS CATODO Y VARILLAS A-NODO PARA EL BOMBEO ELECTROSMOTICO DE LA ESTACION "HANGARES".

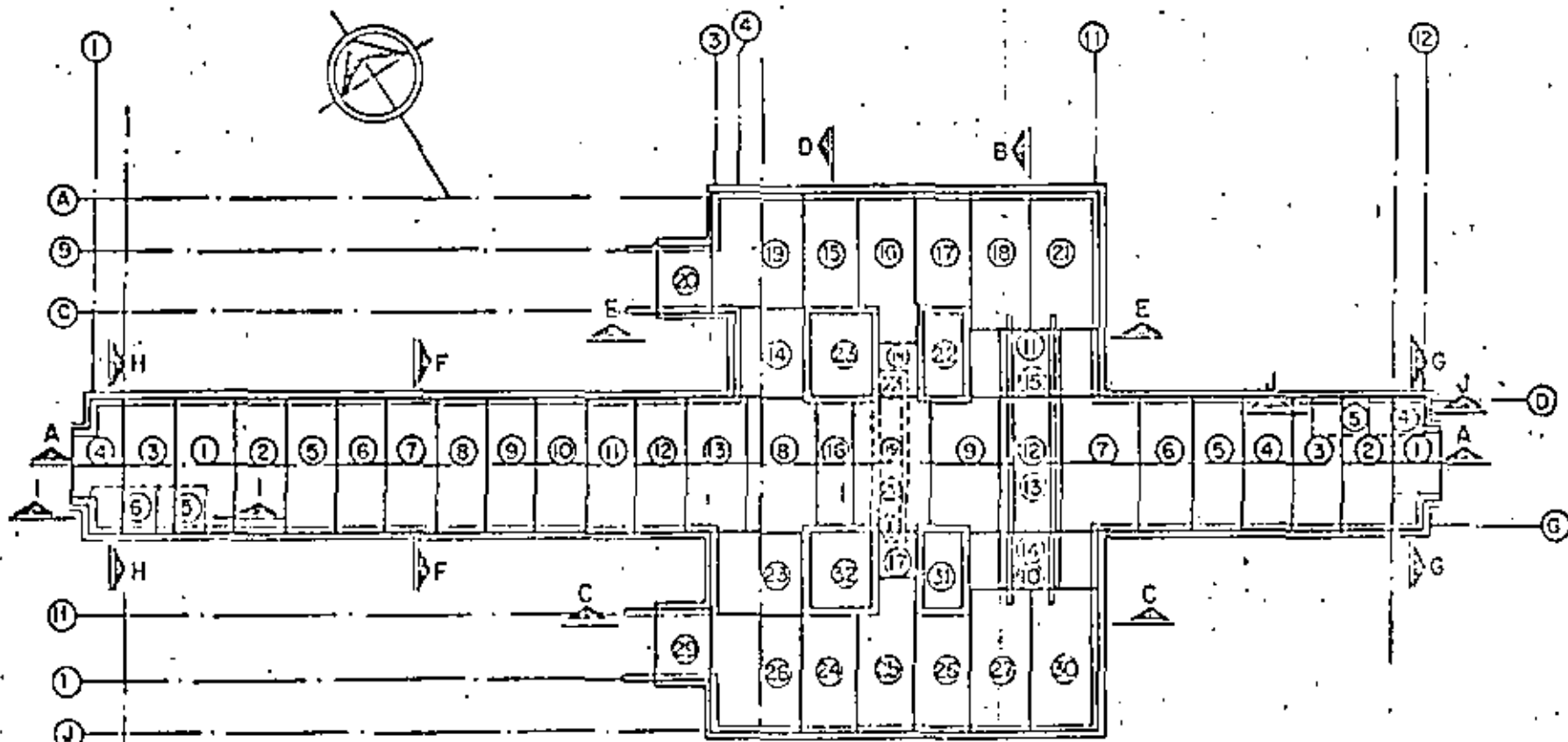
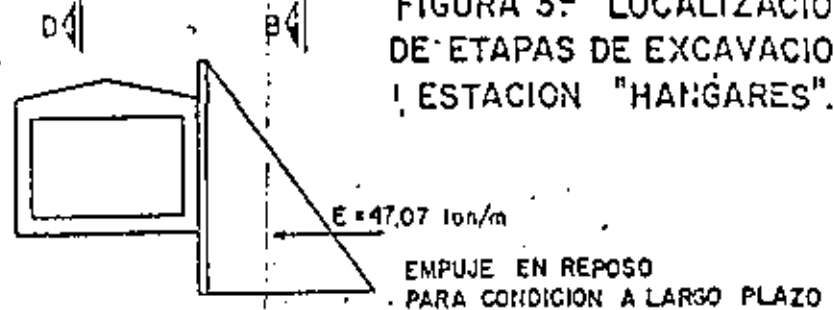
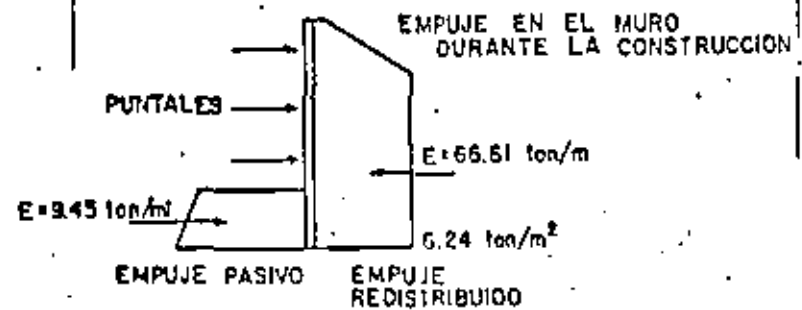
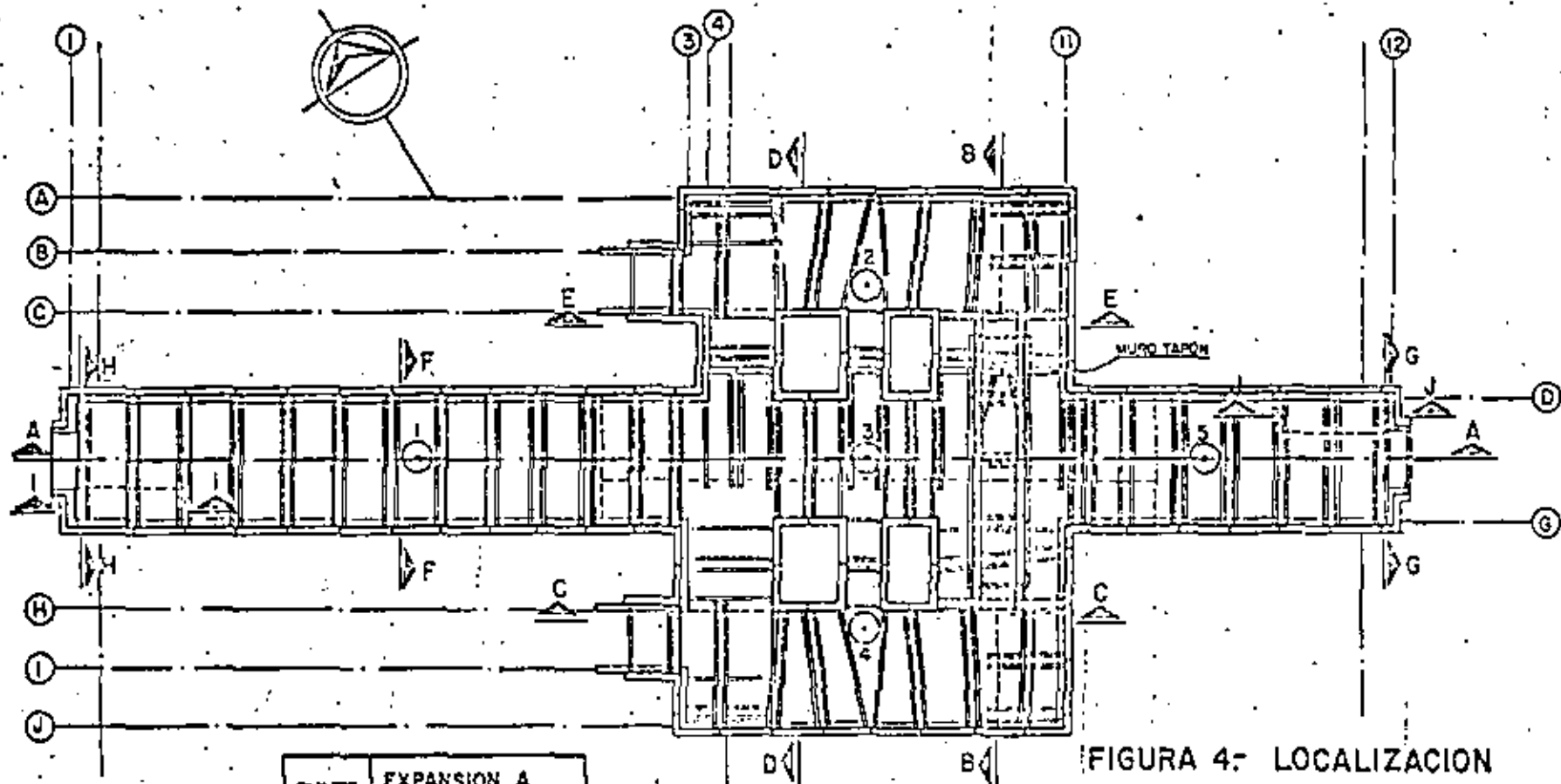


FIGURA 3- LOCALIZACION DE ETAPAS DE EXCAVACION ESTACION "HANGARES".





| PUNTO | EXPANSION A LARGO PLAZO (cm) |
|-------|------------------------------|
| 1 | 12.1 |
| 2 | 17.1 |
| 3 | 29.5 |
| 4 | 17.3 |
| 5 | 12.3 |

FIGURA 4: LOCALIZACION DE APUNTAMIENTO ESTACION "HANGARES".

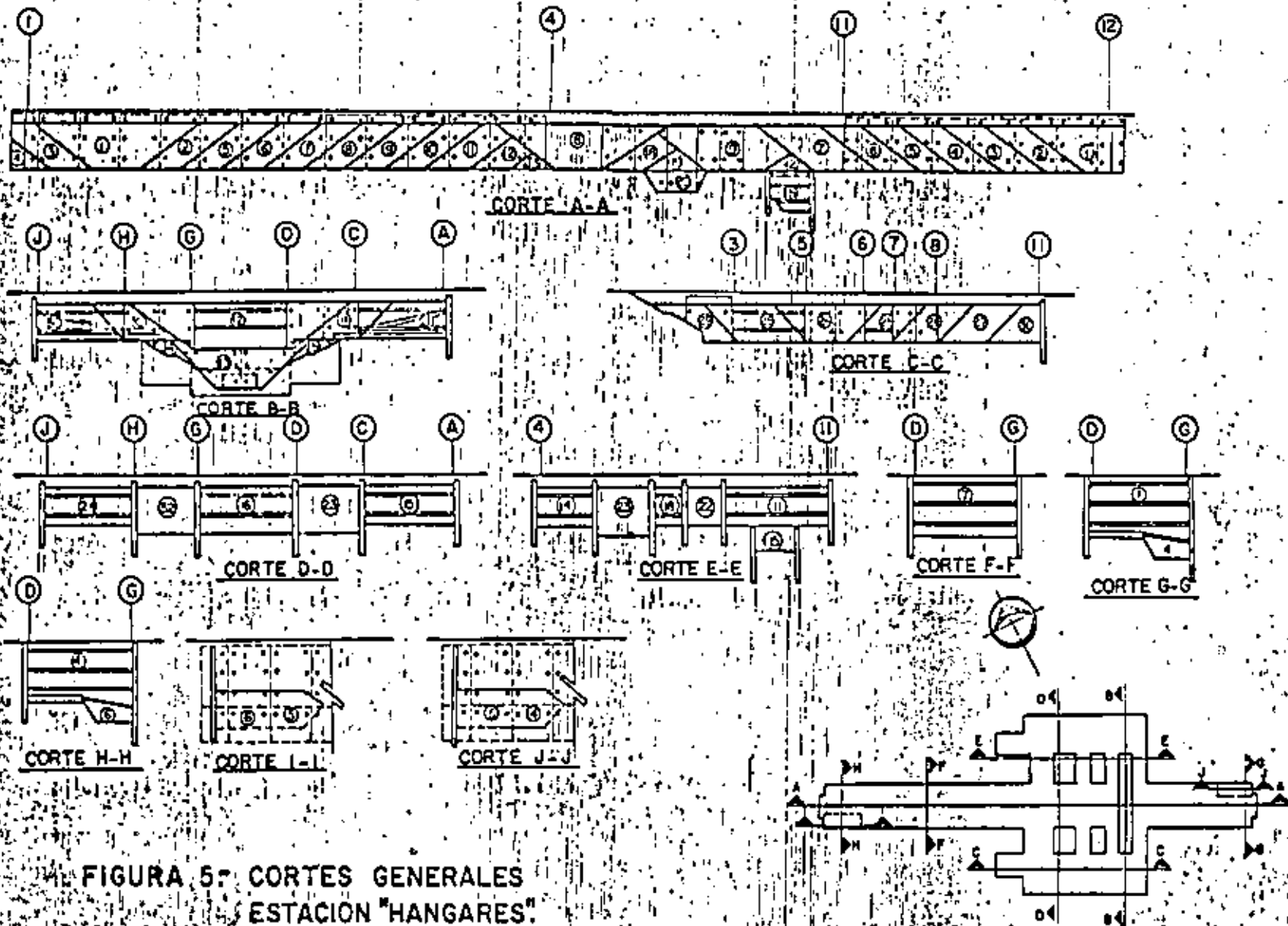


FIGURA 5: CORTES GENERALES ESTACION "HANGARES"

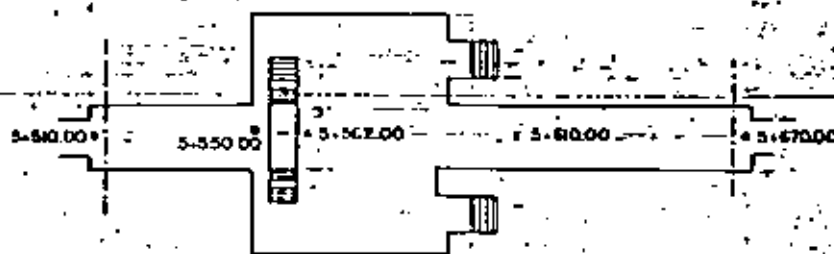
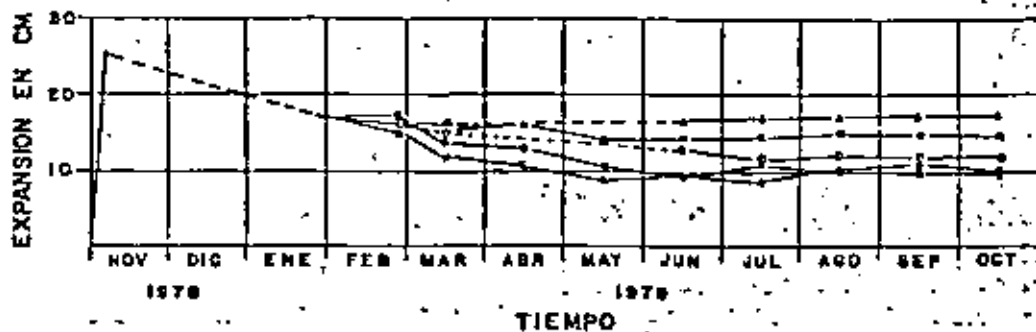


FIGURA 6. GRAFICA DE MOVIMIENTOS VERTICALES EN LA ESTACION HANGARES.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

M en I Ricardo Sánchez Bringas

Julio, 1981

C O N T E N I D O

| | | |
|-----|---|----|
| 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..... | 16 |

I. PILAS Y ELEMENTOS PORTANTES

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 CM. | DIAMETRO PERF. CM. | DIAMETRO EXTERIOR ADEME CM. | DIAMETRO DE LA PERFORACION PARA ADEME CM. | DIAMETRO DE LA PERFORACION PARA CONTINUAR A TRAVES DEL ADEME 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°.

I.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" |

I.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, boleos o materiales similares.

I.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.

I.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.

I.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.

I.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 rectángulos, 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.

I.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 tablonces 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 6 m. de longitud y 30 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 60 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 vibra - torio, 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 proce - dimiento podría resultar económico. Sin embargo, las ata - guías metálicas no se fabrican en el país y deberán impor - tarse, 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 median - te brocas con el eje de tubería a través de la cual se in - yecta el mortero. El armado de cada pilote está constitui - do 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 diafragma.

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 diafragma 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 cárcamos para estaciones de bombeo, formando sus -- paredes.
- 4) Para formar cajones, túneles y pasos en el subsuelo.

Los muros diafragma no aseguran 100% la impermeabilidad ya que esto depende en gran parte de:

- a) Nivel Freático 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 diafragma, como un aplanado a base de resinas, guniteado 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, me-- diante anclas formadas por un mecanismo ancla de presfuerzo-bulbo de concreto-suelo.

Las anclas se pueden construir en suelos y rocas. En sue- los 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 P I L O T E S

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 Sección 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 |
|------------|--------------------------|--------------------|
| HACHE | 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 hinca del pilote.

El equipo para realizar este trabajo, generalmente es:

- Grúa del tipo de 3/4 de yarda cúbica.
- 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, martinetes 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 hinca.

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 300 cm. y de secciones "H" - 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 "mega". 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 lentes 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 "Tirabuzón" 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/ cm². 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 ó 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 1.3 en volumen.

III.3 PILOTES METALICOS CON Y SIN TRATAMIENTO ELECTRICO.

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 electricamente 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 vol.t/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 sección circular de mayor diámetro o viguetas metálicas sin tratamiento eléctrico. Su hínca 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 FREATICO.

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 estratégicamente dentro de la red.

IV. 2. CARCAMOS 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 características:

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 6 a 18 m.

Separación entre Pozos: De 10 a 20 m.

El sistema más adecuado de bombas son las de tipo sumergible, 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.

Su aplicación se presenta en suelos de permeabilidad media y alta, relativamente homogéneos. El sistema es lento 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 ELECTRICO.

El sistema es adecuado en suelos extremadamente finos, -- donde se espera una reducida aportación de volumen de agua

Consiste en formar una reticula de pozos de 0.3 m. de diámetro y de 12 a 18 m. de profundidad, conectados a dos tuberías principales, una de inyección 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 bombeo. Otros métodos especiales como la electrosmosis inyección química, -- congelación, etc., se han aplicado en México pero se calcifican como métodos de estabilización más -- que de abatimiento del Nivel de Aguas Freáticas.

V "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 apoyo.

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 cilíndro, 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 tapón inferior. - El espesor normal de las paredes varía de 0.80 m. a 1.00 m. y queda fijado mas 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 mas utilizados en la construcción de cilindros son de 4.50 m. 5.00 y 7.00 m. y las secciones de los cajones son sumamente variables de acuerdo a las necesidades de cimentación. En algunos casos se coloca tubería ahogada en las paredes para chiflonear o barrenar el material de excavación en la parte inferior - cuando así se requiere.

El tapón 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 1.50 m. a 2.00 m. y abarca desde el nivel inferior de la cuchilla cortadora hasta donde termina la sección tronco-cónica.

El relleno interior, (que solo en algunos casos se coloca) de material graduado o material disponible según el caso, cuya función es aumentar el peso o bien facilitar la construcción del tapón superior evitando una obra falsa demasiado difícil y costosa en caso de cajones.

El tapón 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 apoyan. Este tapón sella el cilindro o cajón en su parte superior después del colado del tapón inferior y de las inspecciones requeridas; sus

espesores normales varían de 1.00m. a 1.00 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 tirantes de agua permanentes y se hace con objeto de evitar la utilización de ademes perdidos cuyo costo es demasiado elevado, el 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 3 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 descimbra y al alcanzar -- una resistencia adecuada se inicia el hincado utilizando por lo general un cucharón de concha de almeja o gajos, accionado mediante una drapa o malacate que excava a través del hueco interior del cilindro y saca el material a la parte externa, provocando así el hundimiento.

Al concluirse el hincado y tener el cajón o cilindro a su nivel de proyecto y en material conveniente se cuela el tapón inferior después de efectuar una limpieza mediante el mismo cucharón sin dientes o mediante un evector; el colado por lo regular hay que hacerlo bajo agua utilizando alguno de los procedimientos que se describen más adelante. Cuando el concreto

alcanza una resistencia aceptable se desagua el interior y se hace una inspección para determinar el estado del tapón y las paredes procediéndose a rellenar lo de 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 el perímetro total, dejando un pequeño espacio que al colocarlos 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 ya que debido a la presión del concreto antes de fraguar es prácticamente imposible quitarlos si se dejan a tope: los moldes exteriores se hacen en cuatro secciones y no tiene mayor problema su 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 llegando 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 desplante y si se tiene colada totalmente la pared habrá que demoler la parte sobrante.

Antes de la colocación de los moldes se requiere fijar perfectamente el desplante que lleva la parte ya construida de cilindros o cañón 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 darse el caso de que no sea posible continuar su hincado debido

a la curvatura que presenta. Esto sucede sobre todo cuando la parte interior se encuentra llena de agua.

V. 3. HINCADO

Para los procedimientos a seguir en el hincado depende del tipo y las condiciones de los materiales que se atraviesa y que presentan problemas muy distintos.

- a) Congente: 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 puede ser peligroso.
- b) Con eyector: Consiste en inyectar 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 gajos accionados por malacates o dragas: Es el procedimiento más usual para el hincado, el cucharón que se utiliza se deja caer abierto para que penetre en el material, accionándolo después 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 ó inclinados. Consisten en un elemento pesado golpeante el que en un extremo se le hace una punta o bica se le coloca una cuchilla en forma de pala, de acuerdo al tipo de material que se esté atacando y por el otro extremo se sostiene mediante el malacate o draga. Se le deja caer para que rompa ó 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 lastrado, en otros casos al bambeo se forma un flujo de agua que escurre 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 chiflones: Los chiflones 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 recorriendo 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 compresoras, tubería, bombas de alta presión, diferenciales, etc.

h) Con dinamita: Es un elemento peligroso en los trabajos de hincado y se usa en dos formas, la primera para romper el material cuando es rocoso o muy duro y poder extraerlo, lo que requiere de buzos-

para barrenación o emplastamiento, la otra para producir una vibración que rompa la fricción y baje, lo que requiere previamente tener caja bajo la cuchilla.

- i) 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 materiales por los que se está atravesando y los espesores, lo que en un momento dado será el factor determinante y clave para elegir el tipo de equipo y procedimiento que debe seguirse; el desplome 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 4.50 a 5.00 m., en terreno de dureza media, un avance promedio de 0.50 m., por día. En mantos duros, rocosos los rendimientos no pueden fijarse y dependen mas 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.

V. 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 ariete 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 bote 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 20cm., como mínimo para evitar huecos donde el agua penetre y lo deslave así como para facilitar su acomodo correcto. 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 correspon - de a obras de drenaje, estructuras y trabajos diversos.

JULIO 1980.

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 25
Associated Pile & Fitting Corp. PILETALK Seminar
Miami Beach, Florida, March 1978

GLEN BARBER has worked with piling for twenty years, starting on 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 sticks 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

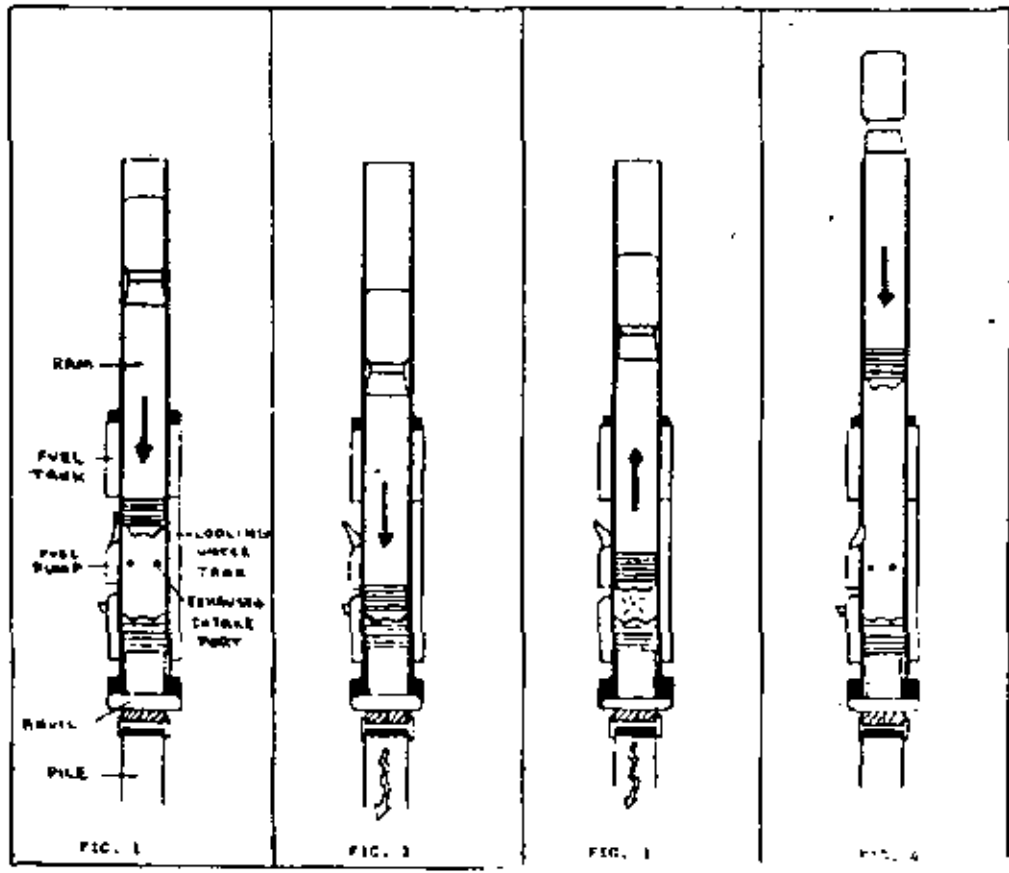
*Charts 1-3 are for quick reference as a general guide in selecting a hammer. As is readily apparent, soil on a specific job will rarely be homogeneous; therefore, in applying the charts in a particular job, the contractor must decide which type of soil makes up the majority of the driving conditions.

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 RAMMER



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 conclusion 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.

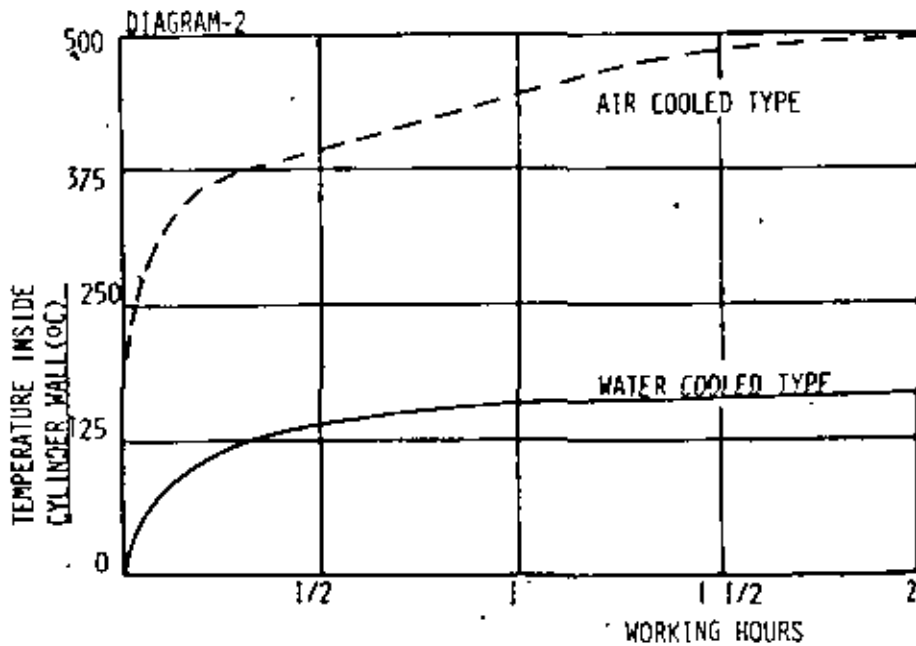
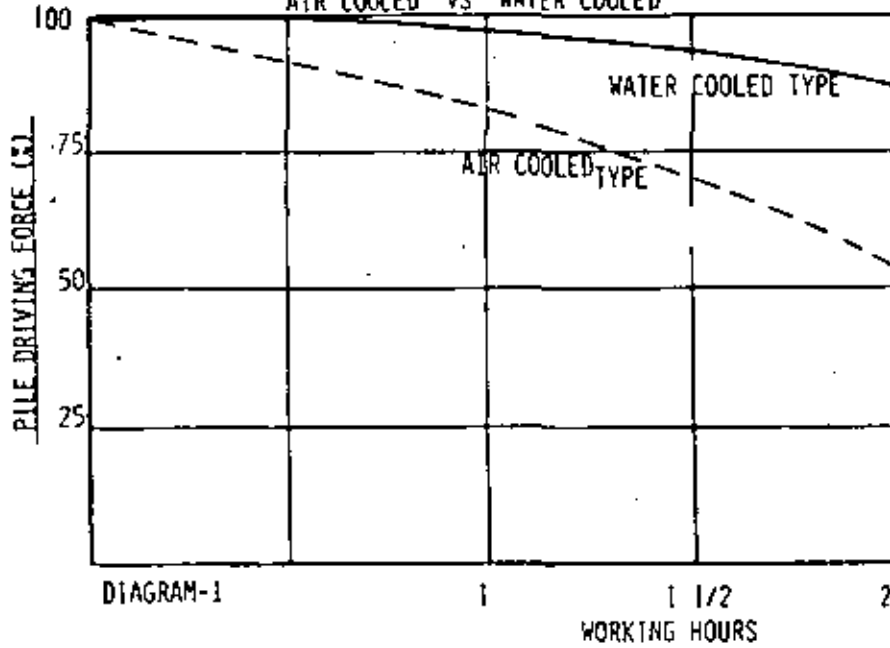
Single-Acting Air/Steam Hammer: The ram of a single-acting air or steam hammer is lifted by compressed air or steam acting against a piston which is attached to the ram and contained within a cylinder. When the piston reaches a predetermined height the air or steam is exhausted and the ram falls of its 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 exchanging 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 Hammers: 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 ram 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 3-2 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.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

* SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION

** EXPANSIVE CLAYS PROPERTIES AND PROBLEMS

JULIO, 1981

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.

¹Assoc. 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 1 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.

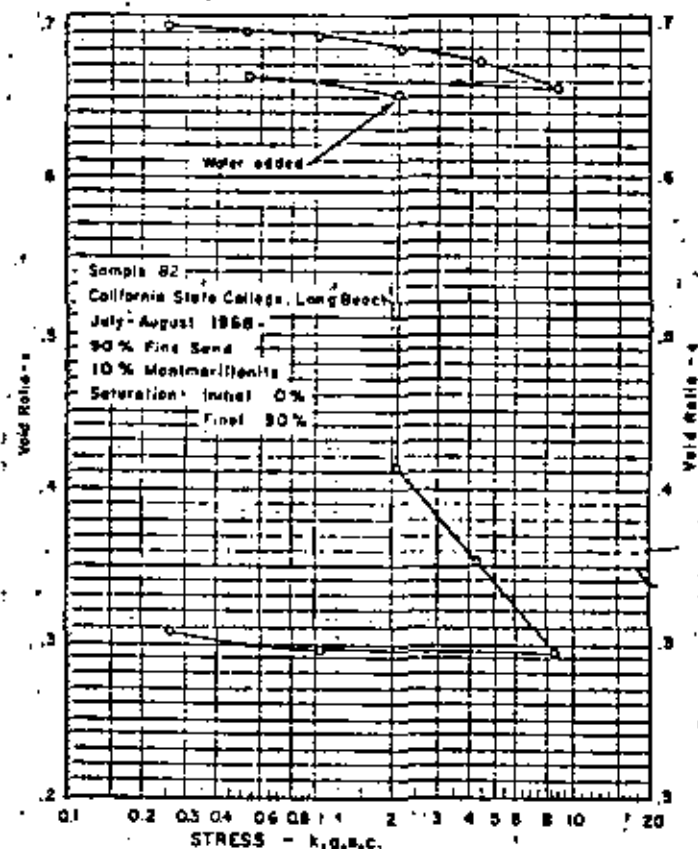


FIG. 1.—COLLAPSE IN A CONSOLIDATION TEST

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 soil 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 product 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 loessal 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 18 miles in the west central part of the San Joaquin Valley (23). 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.

Acolian.—Acolian 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 = 122 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 acolian 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 muscoue, 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%; 23% < No. 200 sieve (0.075 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 formations 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 16% 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 material have been deposited by flash floods or mud flows derived from small wet sheds 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 sulfate were present, they did not seem to have any measurable effect.

The California Division of Highways (18,15) 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 (28) from the same general area and from the southern end of the San Joaquin Valley near Martoppa 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 | 2.6 |
| D-5 | 26 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 6 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 = 105.6 pcf; and modified AASHTO optimum density = 133 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 eolian ashy silt

and a brown silt. The natural moisture content varied with the season: from 15% to 35% for the ash; from 5% to 26% 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

| Characteristic (1) | Ash (2) | Ashy silt (3) | Silt (4) |
|--|----------|---------------|----------|
| Size: < 0.5 mm | 96% | 98% | 98% |
| < 0.074 mm | 90 | 70 | 91 |
| < 0.02 mm | 55 | 33 | 55 |
| < 0.005 mm | 10 | 4 | 13 |
| < 0.0035 mm | 5 | 2-1/2 | 7 |
| Liquid limit | NP | NP | 33 |
| Plasticity index | NP | NP | 8 |
| Moisture at test | 22+ | 14+ | 17+ |
| Specific gravity | 2.42+ | 2.60+ | 2.71+ |
| Dry density, in pounds per cubic foot | 50 to 60 | 63 | 74 |
| AASHTO optimum, in pounds per cubic foot | 65.5 | 81.3 | 94.6 |
| Initial saturation, as a percentage | 25 | 25 | 35 |
| Final saturation, as a percentage | 68 | 68 | 97 |
| Collapse at field loading, as a percentage | 8 | 39 | 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.

Benak (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, 28-34; and clayey loess, 35-51. 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 30%; 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 6% to 36% with the drier samples giving the greater amount of collapse. Usually the soil does not collapse on

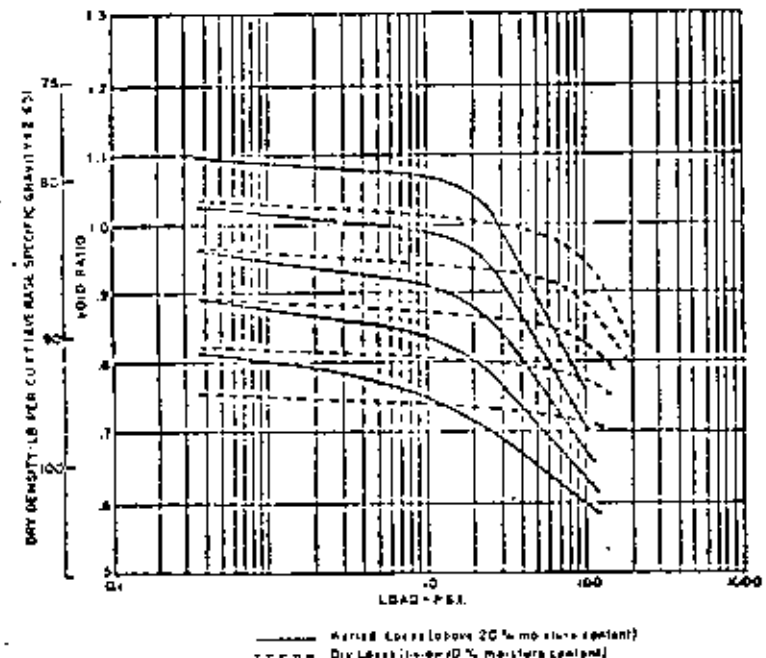


FIG. 3.—GENERALIZED CONSOLIDATION TRENDS

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) (42) 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 2.5% 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-

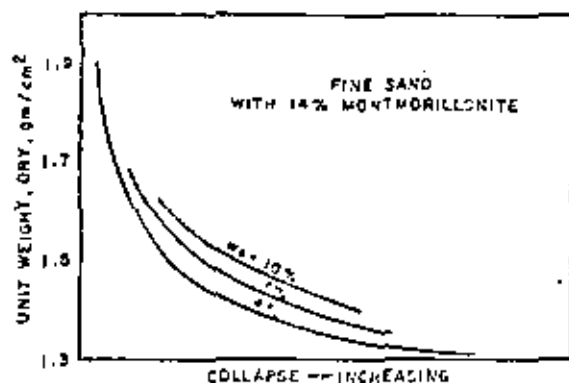


FIG. 4.—RELATIONSHIP BETWEEN UNIT WEIGHT, INITIAL MOISTURE AND MAGNITUDE OF COLLAPSE

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 $\tau = c + \sigma \tan \phi$ can be considered to

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 cohesion 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

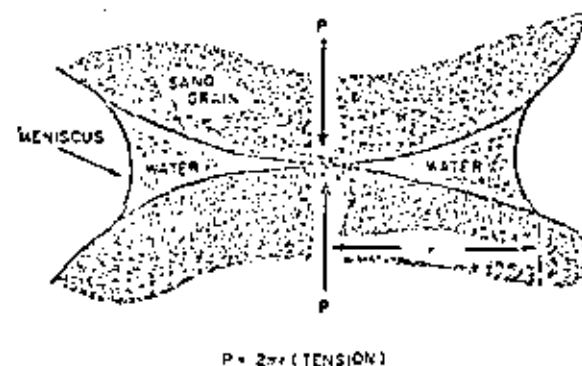


FIG. 5.—CAPILLARY PRODUCED CONTACT PRESSURE

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 16% 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 16% 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 inter-granular stress due to moisture films was of the order of C 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.

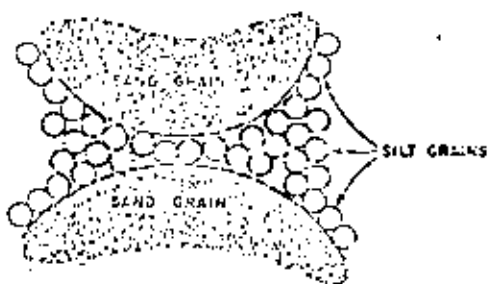


FIG. 6.—SCHEMATIC ARRANGEMENT OF SAND AND SILT GRAINS

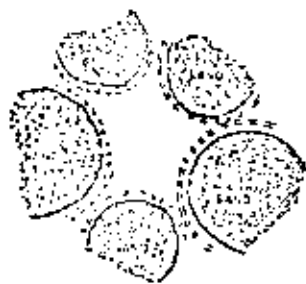


FIG. 7.—SCHEMATIC ARRANGEMENT WITH AGGREGATED CLAY GRAINS

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 (32) under the 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 (38) 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 magnitude 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

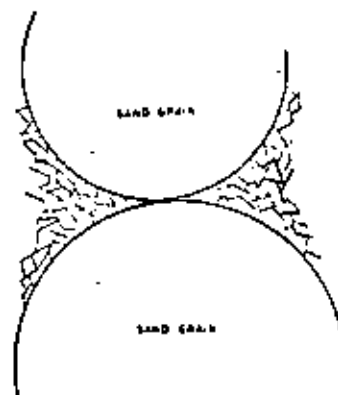


FIG. 8.—SCHEMATIC ARRANGEMENT OF RING BUTTRESSES

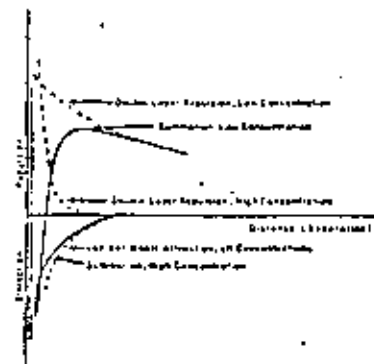


FIG. 9.—REPUSSIVE AND ATTRACTIVE ENERGY AT HIGH AND LOW ION CONCENTRATIONS

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

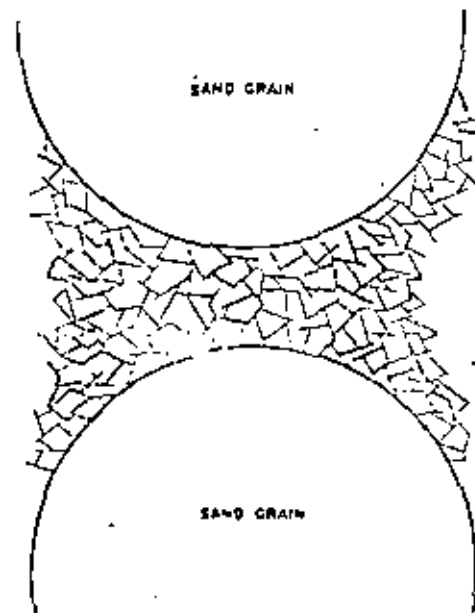


FIG. 10.—MUD FLOW TYPE OF SEPARATION

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 microseepage level. The clay grains vary in maximum dimension from more than 10,000 Angstroms on down to the magnitude of 100 Angstroms (10). 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 (10). 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

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 increasing 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

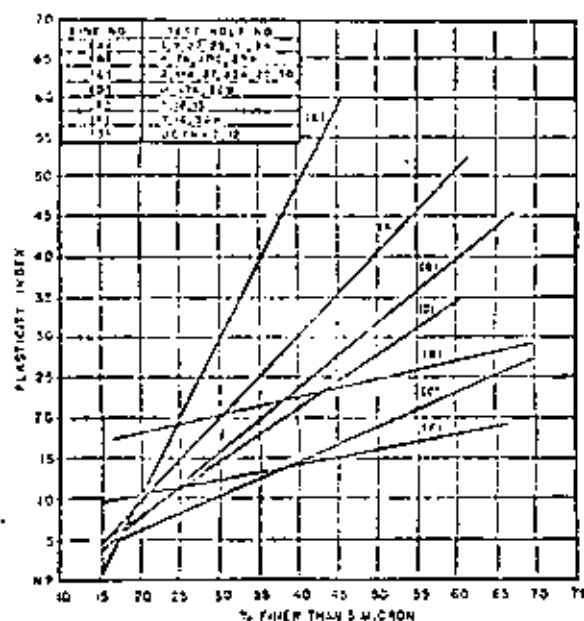


FIG. 11.—CLAY ACTIVITY AS A MEASURE OF POSSIBLE COLLAPSE IN THE SAN JOAQUIN VALLEY

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 (3D) 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

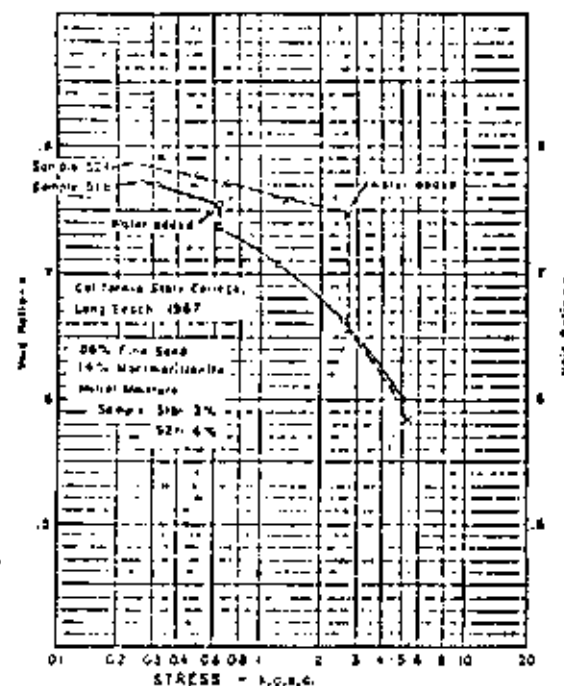
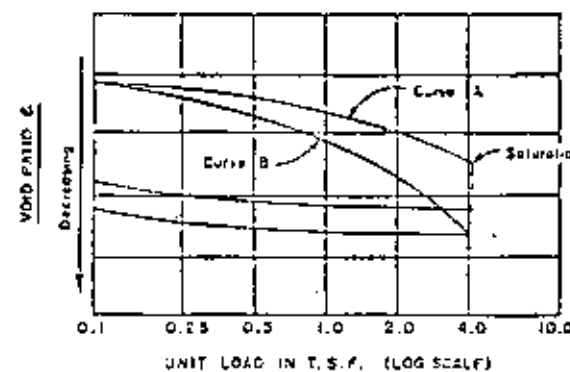


FIG. 12.—DOUBLE CONSOLIDATION TEST SHOWING EFFECT OF LOAD AT TIME OF SATURATION—CLAYEY SAND



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.

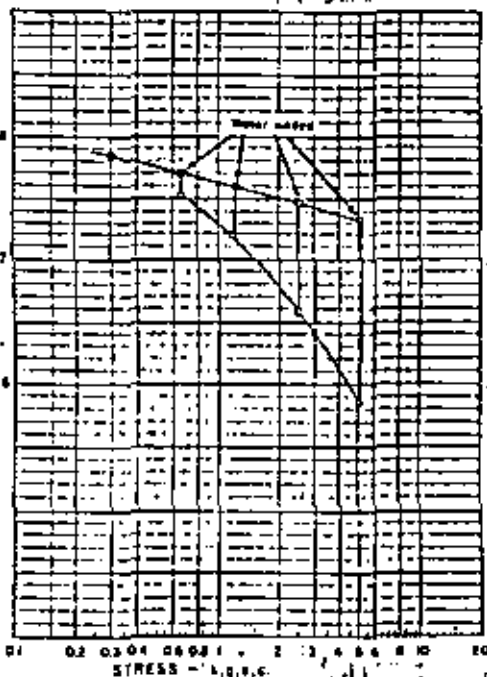


FIG. 14.—SCHEMATIC ILLUSTRATION OF EFFECT OF LOAD AT THE TIME OF SATURATION

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) |
|-----------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|
| Balaev (43) | 58 cm 118 cm 54 cm | 86 cm 138 cm 50 cm |
| Kruger (43) | 9.3 cm 9.3 cm | 10.3 cm 14.5 cm |
| Knight and Dehler (25) | 7 in. | 6 in. |
| Novais-Ferreira and Meireles (31) | 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. Atchison, G. D., and Donald, I. B., "Effective Stresses in Unsaturated Soils." *Proceedings, Second Australia—New Zealand Soils Mechanics Conference, 1956*, pp. 192-199.
2. Balazs, 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. Bena, 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. Benies, 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. 125-146.
6. Brink, A. B. A., and Kenney, J. V., "Collapsible Grain Structure in Residual Granite Soils in Southern Africa." *Proceedings Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1961*, pp. 611-614.
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 1961, 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. 23*, Dames and Moore, Los Angeles, July, 1964, pp. 10.
10. Davidson, D. T., and Shocles, 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. 143, 1952, pp. 10-28.
11. Gibbs, H. J., "Properties which Divide Loose and Dense Uncemented Soils." *Earth Lab. Report No. EM-608*, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, Jan. 6, 1961.
12. Gibbs, H. J., and Bars, 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 Bars, J. P., "Predicting Surface Subsidence from Basic Soil Tests." *Soils Engineering Report No. EM60M*, 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. 37.
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 Hill, J. W., "Settlement of Soil Foundations Due to Saturation." *Proceedings of Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1961*, Vol. 3, pp. 673-679.
18. Ilveem, 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. Fook*, Materials and Research Department, Division of Highways, Ca., October 10, 1958, pp. 16, + 42 tables and plates.
19. Ilveem, 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, Ca., Materials and Research Dept., Division of Highways, November 16, 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. 34/12, 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 Occurance 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 Dahlen, 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. Krinitzky, 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. Larionov, 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, 1963, University of Toronto, Press, pp. 64-66.

27. Litvinov, I. M., "Changes in the Properties of Settled Loessial Soils by Wetting and the Effects of Blasting," *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 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 2522, 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, Corp of Engineers*, July, 1967, pp. 31, 118 Charts.

31. Novais-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. V. Balchans, Cape Town, pp. 151-153.

32. Oghen, 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 89-108.

33. Rehábi, L., "The Subsidence of Granular Soils Arising from the Combined Effect of Water Absorption and Loading," *Proceedings 6th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, University of Toronto Press, 1965, pp. 101-103.

34. Rovenquist, 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. Skvalentsii, 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., Kasperskii, O. 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 (NAS-NRC)*, Macmillan Co., 1960, Vol. II of Earth Sciences, C.R., 1962, pp. 210-218.

40. Zvol'skii, S. T., Kravt, Y. F., and Cherepovskii, Yu. T., "Study of Slumping Deformations of

Loess Supporting Soils by Means of Radioactive Isotopes," *Soil Mechanics and Foundations 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 50-Million-Gallon Reservoir, United States Naval Ammunition Depot, Hawthorne, Nevada," *Earth Laboratory Report No. EM-332*, Bureau of Reclamation, Department of the Interior, Denver, Col., January 12, 1953, pp. 13, 8 plates, 2 pageletter.

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. "Shallow Subsidence," Annotated Bibliography of Foreign Literature, Prepared for the Department of the Interior and National Science Foundation, Washington, D.C., by the Israeli Program for Scientific Translations, 1963, pp. 46. (Clearing House No. TT63-11160).

CONTENTS

| | <i>page</i> |
|--|-------------|
| Synopsis | 91 |
| Introduction | 91 |
| Factors Affecting Magnitude of Volume Changes..... | 93 |
| Identification of Expansive Clays..... | 96 |
| Uplift and Settlement of Structures..... | 93 |
| Stability | 110 |
| Comparison of Properties of Various Expansive Clays..... | 116 |
| Acknowledgments | 117 |
| Discussion: Jewell R. Benson..... | 117 |
| Closure: W. G. Holtz..... | 121 |

FIGURES

| <i>figure</i> | <i>page</i> |
|---|-------------|
| 1. Location of expansive clays tested..... | 92 |
| 2. Percentage of expansion for various conditions..... | 94 |
| 3. Effect of loading and remolding on expansion..... | 95 |
| 4. Relation of volume change to properties..... | 97 |
| 5. Effect of sequence of loading and wetting..... | 99 |
| 6. Uplift of bottom panels—Mohawk Canal..... | 101 |
| 7. Bulging of slope panels—Mohawk Canal..... | 101 |
| 8. Concrete-lined section in expansive clays..... | 102 |
| 9. Treatment of Porterville clays with lime and cement..... | 103 |
| 10. Design of pumping plant foundation..... | 104 |
| 11. Wellton Mohawk vertical study movement..... | 104 |
| 12. Uplift of highway pavement..... | 106 |
| 13. Uplift of highway pavement in southeast Denver..... | 107 |
| 14. Uplift of motel structure..... | 108 |
| 15A. Motel structure uplift..... | 108 |
| 15B. Remedial construction of motel structure..... | 109 |
| 16. Correction of motel uplift..... | 109 |
| 17. Shear test data—remolded soils..... | 111 |
| 18. Shear test data—undisturbed soils..... | 111 |
| 19. Slide in earth section..... | 112 |
| 20. Slope conditions in expansive clays..... | 112 |
| 21. Slide in concrete-lined canal section..... | 113 |
| 22. Electro-chemical stabilization experiment..... | 114 |

TABLE

| <i>table</i> | <i>page</i> |
|--|-------------|
| I. Typical laboratory volume — change data — Expansive Clay Soils | Insert |
| II. Data for making estimates of probable volume changes for expansive materials | 96 |

EXPANSIVE CLAYS — PROPERTIES AND PROBLEMS

W. G. Holtz*

SYNOPSIS

In the western part of the United States more and more attention is being given to unique foundation conditions associated with the expansion and shrinkage of certain clay soils and clayey bedrock materials. The clay minerals, which change volume with changes in moisture and loading, often present complex problems for canal and highway subgrades and structure foundations. While the problems are most serious when light loadings and large soil moisture changes are involved, movements of moderately loaded structures with expansive clay foundations subject only to seasonal ground moisture changes may be greater than allowable, unless special precautions are taken. This paper includes, for background information, a brief review of identification procedures and research findings previously published (Holz and Gibbs, 1956, p. 611). This is followed by information on additional research data and field findings accumulated since 1953, including modifications to the original identification criteria. Volume change and shear strength properties, and factors influencing these properties are discussed, and comparisons of these properties for expansive materials from numerous areas throughout the West are given. A considerable portion of the paper is devoted to a discussion of job problems for both hydraulic and nonhydraulic engineering works and buildings. Expansive subsoil conditions encountered in Colorado and the Denver area are included in the discussions.

INTRODUCTION

The purpose of this paper is to provide a summary of current information gathered by the author on the expansive characteristics of soils and bedrock materials containing montmorillonite minerals, and to discuss how some foundation engineering problems associated with these materials were solved. Throughout the entire western part of the United States, from the Gulf of Mexico to the Canadian border and from Nebraska to the Pacific Coast, soils and bedrock materials containing expansive montmorillonite minerals are not an uncommon occurrence. These minerals have been developed or have been transported throughout many sections of the area. They may be in the form of the nearly pure and highly expansive sodium montmorillonite clays which are found in South Dakota and Wyoming and which are commonly known as bentonite, or they may be intermixed with other soil constituents. The sodium montmorillonite may be contained in bedrock shales, such as the Pierre formation and the more recent Laramie and Denver formations derived from it. Processes of weathering and transportation have produced soils whose constituents include sodium montmorillonite mineral at great distances from points of origin. Other geologic processes have produced soils and bedrock formations containing a moderately expansive montmorillonite mineral referred to as "calcium heidellite"

in the far West and Southwest sections of the country. Regardless of the actual processes involved, to the practicing engineer it is of importance that geological processes have produced clay soils and formations with expansive tendencies in many areas of the West and it is often necessary to recognize these materials when building engineering works on them. It is not possible to estimate the cost of repairs to structures disrupted by these materials, but if the costs could be determined they would be large.

The paper previously presented in 1953 by the author and his co-author (Holz and Gibbs, 1956) contained a discussion of petrographic and standard soil tests for identifying expansive materials, and the results of research work done to correlate identification tests with physical prop-



FIGURE 1. Location of expansive clays tested.

erties. An occasion has required, this type of research investigation has been continued for a greater variety of materials and a greater number of practical applications over larger geographical areas. The identification procedures and related soil properties can now be discussed with relationship to a wider variety of expansive soils. Figure 1 shows the location of expansive clay deposits which have been studied. As many expansion-shrinkage problems have recently developed in Colorado and Denver areas, an opportunity was provided for a close examination of these local materials and the conditions. Table 1 is a summary of typical identification and volume change data which have been obtained on some of the samples tested from widespread locations. The soils and bedrock materials discussed herein are referred to by soil numbers and their properties can be found in the table by referring to the numbers indicated in the first column.

FACTORS AFFECTING MAGNITUDE OF VOLUME CHANGES

The amount of volume change which can occur in a natural or remolded expansive clay material depends upon six factors: (1) the amount and type of clay mineral, (2) initial density, (3) change in moisture, (4) load conditions, (5) soil structure, and (6) time. Expansive clays and clay bedrock formations are made up of several mineral constituents and the amount of potential volume change is dependent on the amount of expansive mineral in the material. The expansiveness of the mineral itself depends upon its mineralogical characteristics. Montmorillonite minerals swell because of their expanding lattice structures and the base exchange properties of this mineral group greatly influence the activity. For instance, sodium montmorillonite has a very high cation and water adsorption capacity and is the most active; calcium beidellite is less active because its cation and water adsorption capacity is less. Illite has a similar lattice structure to montmorillonite, but unit layers are more rigidly fixed largely because of the fixing action of the potassium ions present. This results in low volume change properties.

The density of an expansive clay soil or bedrock greatly affects volume changes. In a dense soil, more clay particles are packed into a unit volume than in a loose soil; therefore, when the soil is wetted greater movement will occur in the dense soil than in the loose soil. For the same reason, a dense expansive soil having particles already tightly packed will not shrink as much as a loose soil upon drying.

Variation in moisture content is one of the most important single factors affecting volume change. In a dry expansive clay, the thickness of the clay mineral is relatively small but, upon the addition of moisture, water is adsorbed into the clay mineral structure and its thickness increases. Conversely, the clay mineral becomes smaller as water is removed, and, thus, shrinkage occurs. Capillary and other tension forces of moisture films are also very active in these fine grained soils, and become great upon

drying, further contributing to high shrinkage. These forces are released upon the addition of moisture. The basic plot of Figure 2 shows the influence of density and moisture on a remolded expansive clay (Soil 17) under a 1-psi loading. This plot was obtained by testing numerous specimens placed at various density and moisture conditions. From the plot, it can be seen that highly expansive clays, such as the one tested, expand very little when compacted at low densities and high moistures, but expand greatly when compacted at high densities and low moistures. In a similar manner, density and moisture affect the uplift forces that can be developed by a clay soil, the density being extremely important.

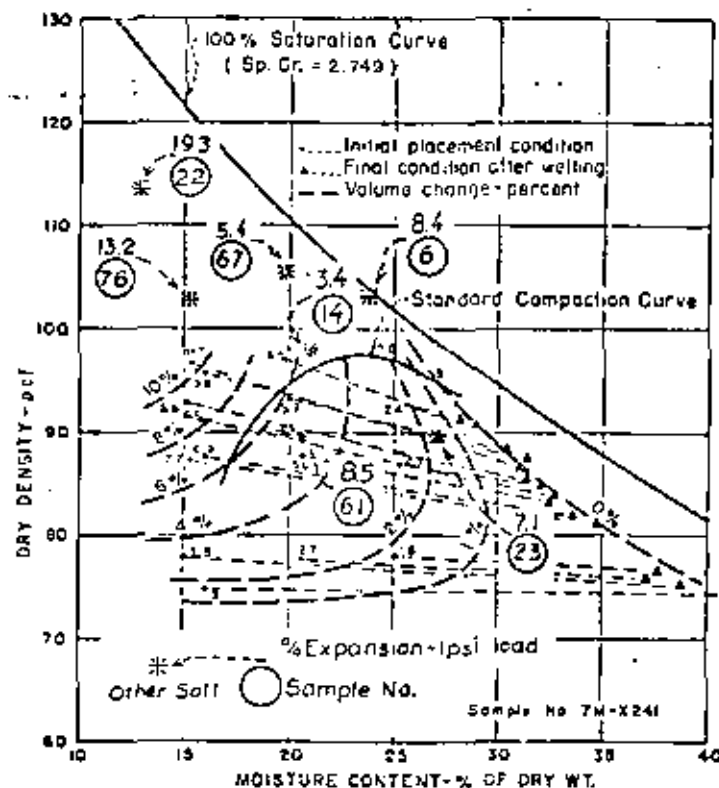


FIGURE 2. Percentage of expansion for various placement conditions when under 1-psi load (remolded soil).

The amount of load on an expansive clay material controls the amount of volume change that will take place under the particular conditions of moisture and density involved. If sufficient external load is applied to balance the internal forces developed in a clay mineral upon wetting, expansion can be held to zero. Lesser loads than that required for zero volume change will allow some expansion to occur until the internal and external forces are in balance, with maximum expansion occurring under zero loading. Similarly, if loads are reduced, as by excavation, on a saturated expansive clay, the clay will absorb additional water and expansion will occur until a balance of forces is obtained. Figure 3 shows the load-expansion characteristics for three clay soils, each in both natural and remolded conditions. From this exhibit, it can be seen that there is a great difference in the shape of the curves for different soils for different types of soil structure, and for different moisture-density conditions. The curves for the Gulf Coast Canal sample (Soil 67) are quite flat and the influence of load on reducing expansion is not as great as for the Mohawk Canal samples (Soils 2 and 4), where the curvature is much greater. Soil 67 (undisturbed) is quite wet, the maximum uplift pressure is low, and only a small load is required to reduce expansion to a negligible amount.

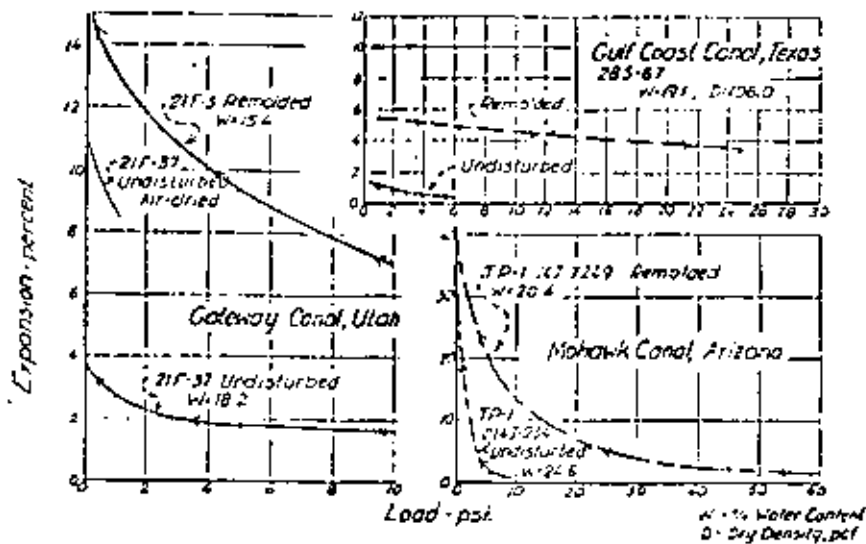


FIGURE 3. Effect of loading and remolding on expansion.

The structure of an expansive clay has an influence on the expansion properties. It has been found that, when undisturbed and remolded specimens of the same soil are tested in consolidometers at the same moisture-density conditions, the expansion of the remolded specimen will be considerably greater. This effect is shown for the three clay soils plotted on Figure 3.

Time plays an important part in the ultimate volume changes which take place in these materials. Because of the fineness of the material, transmission of moisture and, thus, a balancing of forces is slow. Montmorillonite clays become tighter upon wetting and, therefore, permeability lessens. Days or weeks are sometimes required to completely wet and expand thin laboratory specimens. Similarly, years may be required to saturate a foundation soil or water-retaining embankment of this material.

IDENTIFICATION OF EXPANSIVE CLAYS

In the previous paper (Holtz and Gibbs, 1956), a detailed discussion was given of various laboratory tests which could be performed to identify clays subject to volume change. These included three petrographic tests—microscopic examination, X-ray diffraction, and differential thermal analysis—for determining the amount and type of minerals in any clay sample. While these tests are necessary for a complete understanding of a clay and its related volume change action, particularly in research investigations, simpler identification tests usually provide adequate identification for practical considerations. Very simple staining and free-swell tests provide some identification of expansive minerals and data so obtained is often adequate for early stage investigations.

The Atterberg consistency test data and the colloid content (amount of particles smaller than 0.001 mm) of clay materials which were initially proposed as an easy means for identifying these materials have proven to be valuable. When the identification criteria was originally proposed on the basis of tests on a limited group of soils, caution was emphasized regarding the use of the criteria for all types of expansive soils. Experience has shown that the criteria are generally applicable to all materials which have been encountered in the West. It has been possible, with experience, to modify the criteria so that the limits are narrowed somewhat. The revised criteria are as follows:

TABLE II
DATA FOR MAKING ESTIMATES OF PROBABLE VOLUME
CHANGES FOR EXPANSIVE MATERIALS

| Data from index tests** | | | Probable expansion* % total volume change (dry to saturated condition) | Degree of expansion |
|--|---------------------|------------------------|---|---------------------------|
| Colloid content (% minus 0.001 mm) | Plasticity index | Shrinkage limit (%) | | |
| > 28 | > 35 | < 11 | > 30 | Very high |
| 20-31 | 25-41 | 7-12 | 20-30 | High |
| 13-23 | 15-28 | 10-16 | 10-20 | Medium |
| < 15 | < 12 | > 15 | < 10 | Low |

*Based on a vertical loading of 1.0 psi.
**All three index tests should be substituted in estimating expansive properties.

Table II is based on actual expansion tests for 45 undisturbed and remolded samples as plotted in Figure 4. The vertical limit lines were drawn so as to enclose most of the points and at the same time keep the limits as narrow as possible. The values in Table II express these limits in terms of low, medium, high, and very high degrees of expansiveness as compared to colloid content, plasticity index, and shrinkage limit. The approximate volume changes that may be expected with moisture changes from air-dry to saturated conditions under a light loading of 1 psi are also given. As previously discussed, the actual volume change which will occur in any particular soil will depend upon the change in moisture content, the initial density, and the soil structure. As these factors are not taken into account in the Figure 4 plots, the scattering of points shown is to be anticipated.

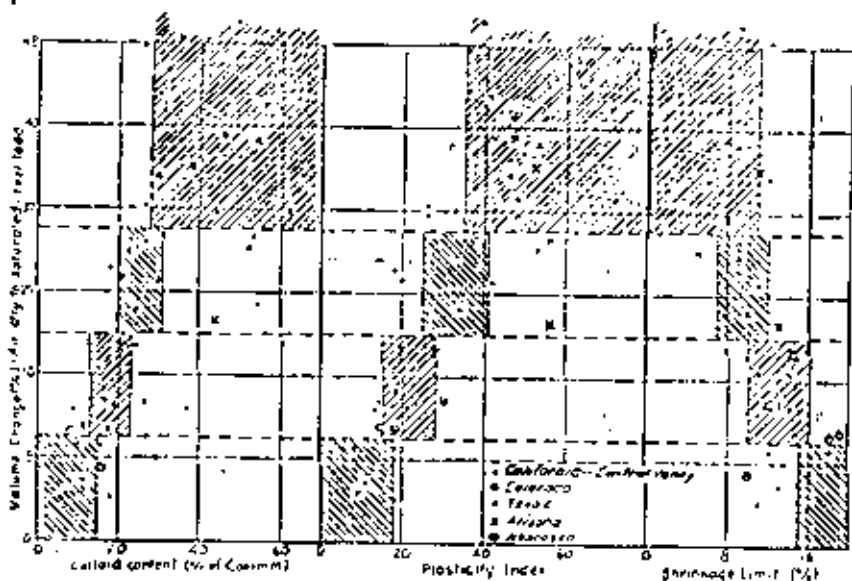


FIGURE 4. Relation of volume change to colloid content, plasticity index, and shrinkage limit.

From a practical standpoint, the limits represent the most severe conditions of volume change that would normally be encountered, because they are based on air-dry to saturated moisture changes and low load conditions. Experience has shown that natural soils or soils compacted near optimum moisture, falling in the low category, will very seldom cause distress to structures, even though saturated later under low loadings, because moisture considerably above air-dry normally prevails. The procedure adopted by the author is to perform these identification tests on all CH soils and CL (Bureau of Reclamation, 1953, fig. 3; and Wagner, 1957, p. 125) soils with liquid limits greater than 40. If from Table II the soil falls within the "low" grouping, further consideration of detrimental expansion is normally

not required. Soils falling within the medium to very high categories are tested for quantitative volume change values, under initial to final operating soil and load conditions, to determine if the volume changes will be a problem. Judgment must, of course, be exercised in the use of this general practice. If large moisture changes from the initial are anticipated during operation, and the structure is critical, quantitative volume changes under prototype operating conditions should be checked even for low expansive soils. Conversely, if highly expansive soils are not to be subjected to moisture or load changes during the construction and life of a structure, such as deep saturated soils under a heavy hydraulic structure, quantitative expansion data are not necessary.

UPLIFT AND SETTLEMENT OF STRUCTURES

Probably the greatest amount of damage to structures founded on expansive soils occurs from vertical movement as the soils become wetted or dried from their original moisture conditions. If the subsoils are under shallow foundations or slabs and within a zone of seasonal moisture changes, continual heaving and settlement may occur as the changes in soil moisture take place. Because the amount of expansion will depend upon the load conditions imposed upon the soil, lightly loaded footings and slabs are normally subject to greater uplift movements than heavily loaded footings. Vertical movements caused by expansion often create more trouble than those caused by normal settlement, because it may be difficult to correct the situation once it has occurred.

When identification tests show the possibility of detrimental vertical movements, laboratory expansion tests should be performed, so that special design precautions can be taken. The laboratory consolidometer test provides good quantitative data for these design purposes. The procedures which have been followed are described in detail in the previous paper (Holtz and Gibbs, 1956). Samples secured for this test should represent the actual soils and field conditions as accurately as possible. If the structure is to be founded on natural soils, good undisturbed samples must be obtained without changing the natural moisture, density, and soil structure conditions. Drilling water should not be used during sampling, when the practice would result in significant addition of moisture to the soil. If the structure is to be made of or be founded on compacted soils, disturbed samples for laboratory remolding are satisfactory. These samples should be placed in moistureproof bags, however, as drying will sometimes affect the soil properties.

When preparing the laboratory consolidometer specimens from field samples, extreme care must be taken, as in all such laboratory testing, to insure that the soil structure or moisture conditions of undisturbed samples are not changed. In the case of compacted specimens, care must be taken to insure that anticipated field density and moisture conditions are duplicated.

The sequence of wetting and loading during the test must represent the anticipated prototype conditions as closely as possible or misleading results will be obtained. For instance, if a structure foundation is to be loaded before operational wetting occurs, the test specimens should be loaded before wetting, or if the foundation area is below ground water level and is to be unloaded before the structure is built, the soil specimen should be completely saturated before loading. Curves A and B, Figure 5, for Soil 33, are typical load-volume change curves for expansive soils and show the difference in load-volume change values when an expansive soil is wetted before loading (Curve A), and when the soil is loaded before wetting (Curve B). Specimen A was wetted under a light load of 1 psi and then loaded. The maximum load applied to Specimen B was the maximum uplift pressure, or that load required to hold the expansion to zero when the soil was wetted; after wetting, the load was reduced in increments. Curve C, which passes through the initial points of Curves A and B, represents the load-expansion characteristics of the clay soil when initially wetted under various loadings. In this plot, a third specimen, which was wetted under an intermediate load condition, was tested to help establish the shape of the curve. Curve C is used for computing the total movement of soil influencing uplift of a structure when wetting occurs after loading. If very accurate estimates of uplift are desired, it is necessary to test several intermediate specimens to establish Curve C. These specimens are loaded, prior to wetting, with the structure load plus the weights of various depths of soil under the structure.

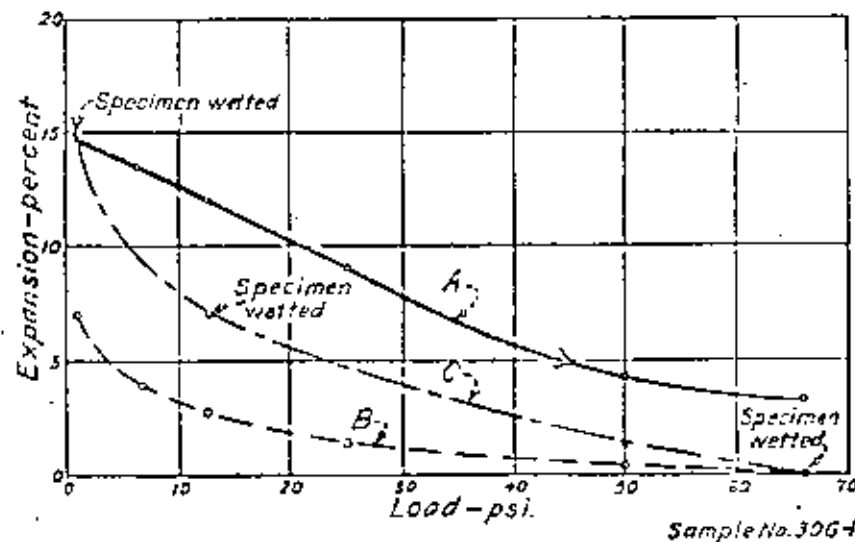


FIGURE 5. Effect of sequence of loading and wetting.

If weather conditions are anticipated to dry or wet the subgrade after excavation to grade during construction, and is to be followed by signifi-

cant subgrade moisture increases during the life of the structure, a test from natural to increased moisture conditions would produce expansion values which are too low or too high, respectively. Therefore, the amount of drying or wetting anticipated during construction should be reproduced in the test specimens prior to the wetting and loading portions of the tests. These construction conditions often present serious problems of increased future uplift when drying occurs or immediate settlement problems when wetting occurs.

Probably the worst uplift problems occur when lightly loaded slabs or footings are constructed on expansive clays for hydraulic works. Concrete canal linings, reservoir linings, and swimming pool walls and floors are examples of these critical structures. Figures 6 and 7 are photographs of a concrete canal lining showing heaving of the bottom and the bulging of the side panels from lateral expansion and bottom uplift. The soil is a Namontmorillonite from the Mohawk Canal, Gila Project, Arizona (Soils 1 to 4). These conditions took from 1 to 5 years to develop.

There are several methods that can be adopted to reduce problems such as these.

(1) The subgrade can be overexcavated and be refilled with a sufficient amount of nonexpansive soil to provide weight necessary to hold the uplift to an amount that can be tolerated in the structure design. Repairs to the Mohawk and Wellton Canals were made in this manner by removing subgrade soil and replacing with sand-gravel soil before reconstructing the lining. The gravel was not highly compacted, so that some compression of the gravel would occur, thus relieving part of the expansive force. At this time, the soils were already partially expanded. If a soil is extremely expansive and uplift forces high, the depth necessary to accomplish acceptable results may not be practical from an economical standpoint.

(2) Means for keeping moisture from the subgrade can be adopted. Concrete slabs alone are not watertight. Water eventually finds a way through fine cracks, and even the best sealed joints, to the subgrade clays after which additional cracking and moistening become progressive. Watertight membranes have been used successfully to eliminate such moisture increases. On the Friant-Kern Canal, California, several reaches were constructed using a $\frac{1}{4}$ -inch, semiblown, hot-sprayed, asphalt membrane between the concrete lining and the subgrade (similar to Soils 22 to 26). Figure 8 shows the construction plan adopted for the Gateway Canal, Utah (Soils 74 to 77). In addition to the membrane, removal of some subgrade clay and refilling with sand-gravel was specified for weight and drainage. In a swimming pool built on expansive clay in Westminster, Colorado, asphalt plank was used between the concrete walls and bottom and the subgrade to prevent soil-moisture increase (Soils 40 and 41). A reservoir near Denver is being constructed on expansive Denver shale, and subgrade sealing or special

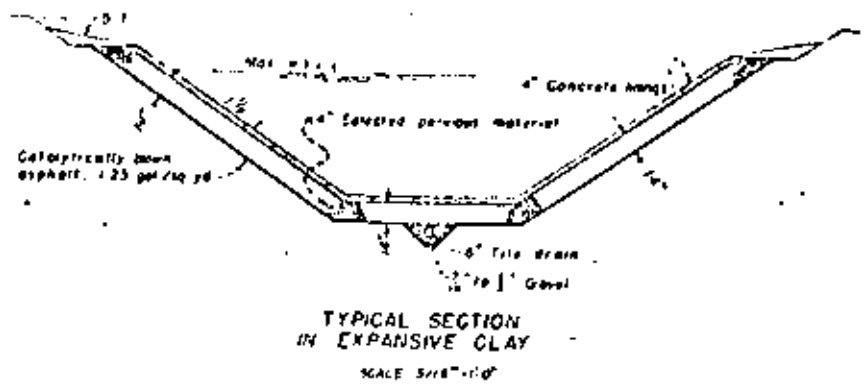


FIGURE B. Concrete-lined section in expansive clays — Gateway Canal — Utah.

structure design will be used to prevent uplift of the structure (Soils 33 to 37). All of these methods have proven satisfactory in reducing uplift related to soil-moisture increase.

(3) The soil may be treated to reduce expansion. As shown in Figure 2, the expansion is related to initial moisture and density conditions. Therefore, if sufficient depth of subgrade soil is wetted or reworked to lower density and higher moisture conditions, less expansion will occur. Oftentimes, wetting alone is not practical because long periods of time are required and the soil may become so plastic that construction cannot proceed. Careful testing and studying of soil characteristics is necessary when lowering density and increasing moisture to insure that settlement does not occur under the imposed load conditions, prior to the operation of the hydraulic system. Soils may be treated with lime or cement to reduce expansion and shrinkage. Figure 9 shows the results of these treatments on the expansive characteristics of Ca-basilite clay from California (original soils similar to Soils 22 to 26). Expansive soils mixed with proper amounts of cement or lime can be used to refill overexcavations, as discussed in (1) above, when nonexpansive soils are not economically available for this purpose.

(4) Oftentimes, certain structure designs can be adopted to reduce the damage of uplift movements. Articulated, but reinforced, wall or slab panels with flexible water seals are examples of such design features. For proper design of these features, the magnitude of the movements must be determined by appropriate soil tests.

Moderately loaded hydraulic structures may present somewhat different problems. Here, there is some loading to help reduce expansion, but the load may not be adequate to reduce uplift to small amounts that can be tolerated. Included in structures of this type are bridges, culverts, checks, drops, turnouts and powerplants and canals in siphons, spillways, or other waterways. Solutions to uplift problems for these structures can in-

FIGURE 7. Bulging of slope panels — Mohawk Canal — Arizona.

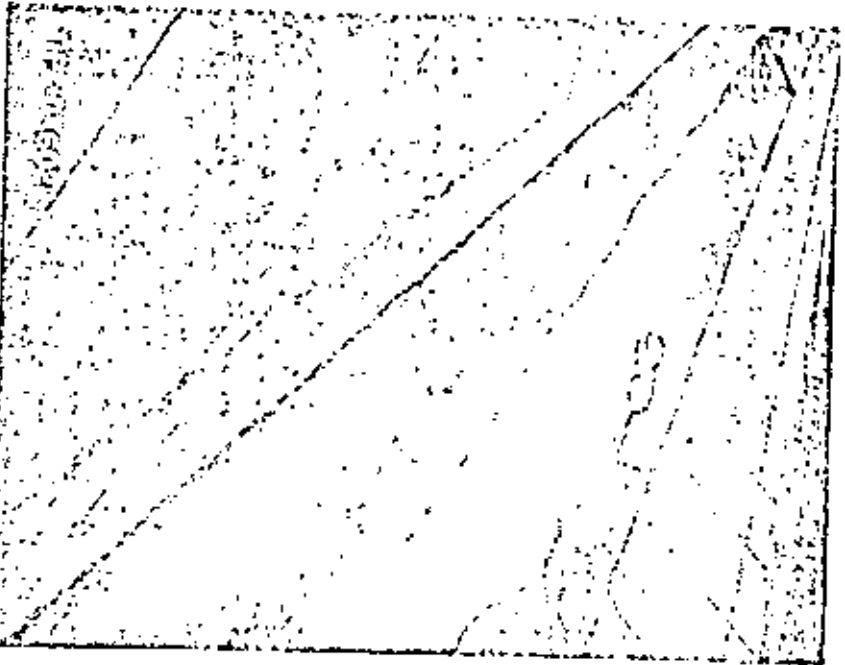
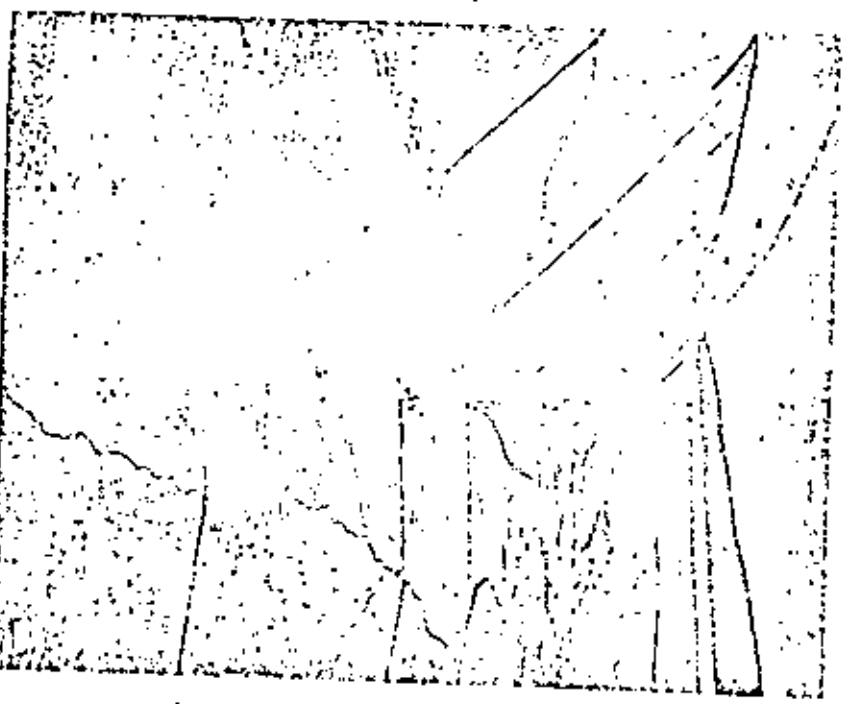
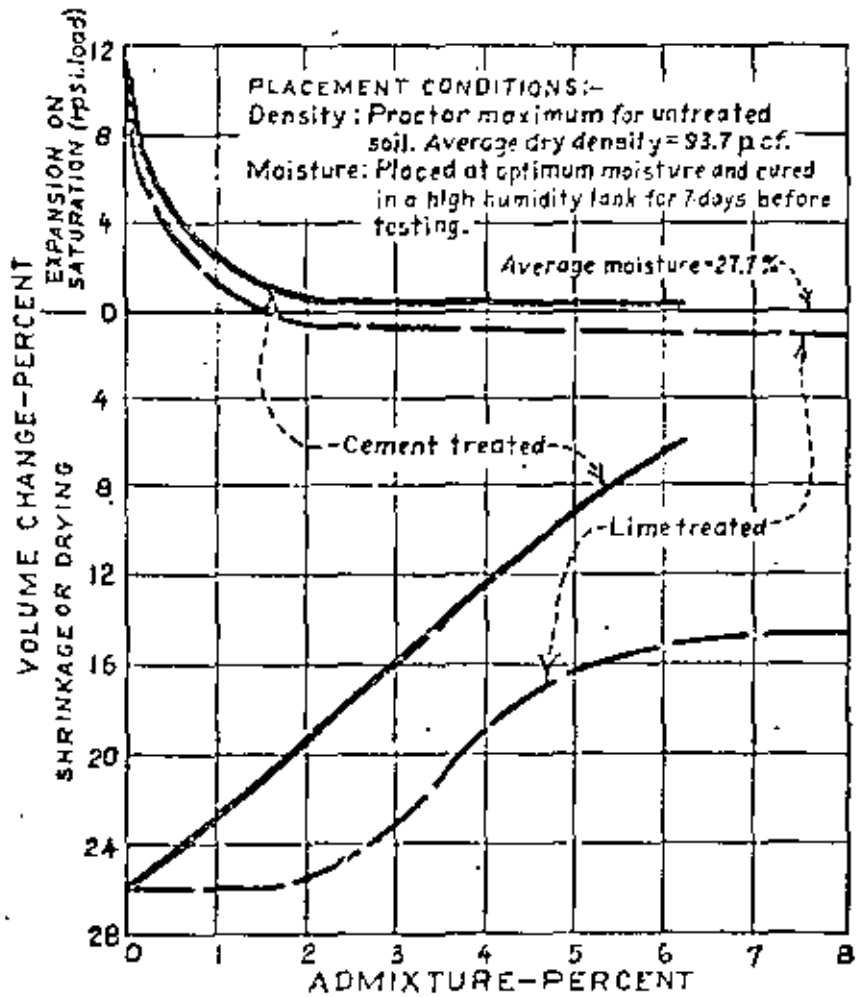


FIGURE 6. Uplift of bottom panels — Mohawk Canal — Arizona.





EXPANSION AND SHRINKAGE OF PORTERVILLE CLAY SPECIMENS TREATED WITH LIME AND CEMENT

FIGURE 9. Treatment of Porterville clays with lime and cement.

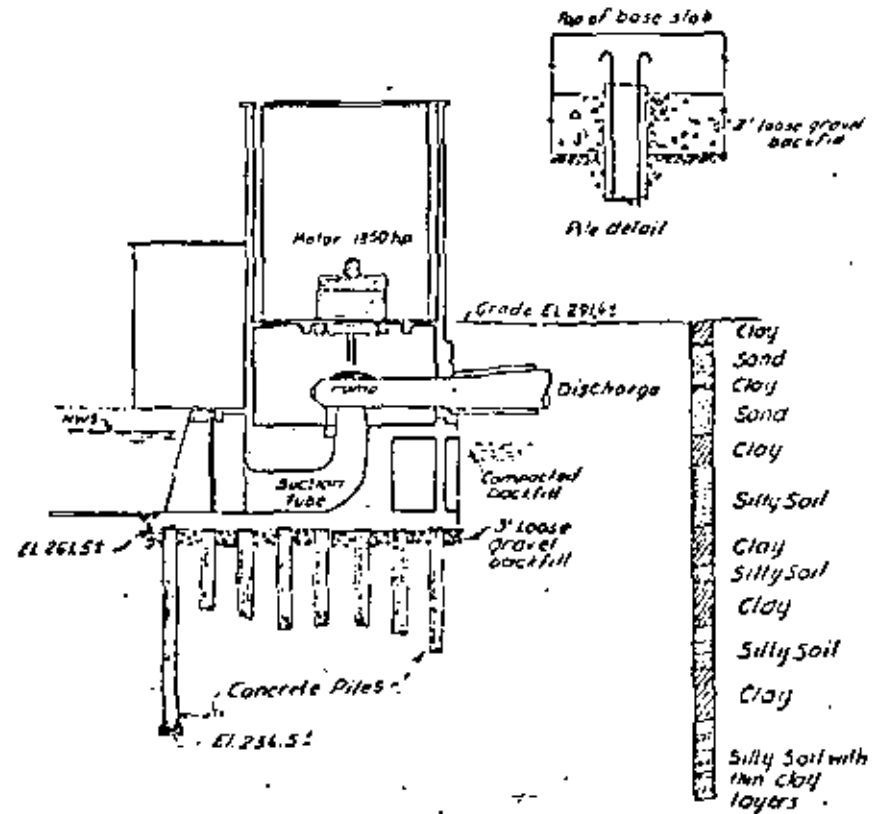


FIGURE 10. Design of pumping plant foundation.

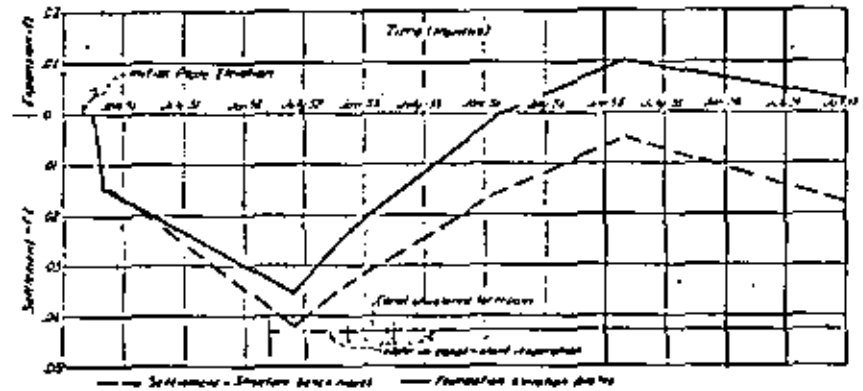


FIGURE 11. Wellton Mohawk vertical movement study.

clude Solutions (1) to (4), discussed above, for slab and wall structures. In addition, three other methods have been used.

(1) In some cases, the loads can be concentrated on spread footings to provide the load under the footing which is necessary to prevent uplift.

(2) Nonexpansive materials placed at a density which will allow some compression can also be used between the structure base and foundation clay to reduce uplift, providing objectionable settlements do not occur prior to foundation wetting.

(3) Anchor caissons and piles have been used extensively to prevent uplift. In this type of design the caisson or pile is placed to sufficient depth in inactive expansive clay, or other soil, to resist in pullout the maximum uplift pressure of the expanding soil. Caissons are often belled at the bottom to increase pullout resistance. The pile or caisson must be sufficiently strong in tension and be adequately tied to the structure base to resist the uplift forces. An air space is often left between the subgrade clay and the foundation base to relieve uplift forces.

The plan adopted for construction of the Wellton-Mohawk Pumping Plant No. 3, Gila Project, Arizona, is shown on Figure 10. The foundation consisted of alternating layers of silty soils and expansive clays (Soils 5 to 7). The water table was not encountered in test holes which extended to 35 feet below foundation grade, and the clays were only partially saturated. Heavily reinforced concrete caissons, belled at the bottom, were used to support the major loads of the plant. The depth at which the caissons were belled was determined by load-expansion tests on undisturbed foundation samples. From these tests, it was determined that the clay layers 25 feet below the plant base would contribute only a small amount of expansion under the plant load plus the weight of the intervening soil. Therefore, the bottom of the caissons were belled at this depth. A clay layer encountered directly below foundation grade was removed to a depth of 3 feet and was replaced with loose gravel. It was thought that the loose backfill would eventually compress and reduce some of the uplift force.

It is believed that this type of design has worked extremely well. Figure 11 is a graphical record showing the average vertical movements of four bench marks placed in the concrete plant base and four measurement plates placed on the subgrade soil below the gravel backfill. This record shows that, as the load was applied to the natural soils, settlements averaging 0.012 foot at the base and 0.035 foot on the subgrade occurred. After the canal and plant were put into operation, uplift slowly took place as water progressively wetted the foundation soils. The final average uplift after 5 years of operation was 0.025 foot for the base bench marks and 0.033 foot for the subgrade plates. This expansion brought the base and subgrade to near the original elevations. The difference between the uplift of the base

bench marks and the subgrade plates is the amount that the gravel backfill compressed, thus absorbing some of the expansive force.

If the loadings of a hydraulic structure are high, or if the foundation soil is saturated and the soil loading is not changed appreciably, special treatments for expansion are usually not necessary even though the clay is of a highly expansive type. The Wellton-Mohawk Pumping Plant No. 2 was placed directly on the soil foundation, even though the soils were similar to those at Plant No. 3. The water table at Plant No. 2 was high and the soils were saturated. Vertical measurements show that no significant uplift has occurred. Tests were performed, however, prior to designing the plant to confirm the suitability of the foundation design used.

Nonhydraulic structures do not normally present problems as severe as do hydraulic structures when founded on expansive clays, because unlimited quantities of water are usually not available to the foundation clays. However, some serious problems have been encountered with nonhydraulic structures. These usually occur with lightly to moderately loaded structures and where seasonal moisture changes are sufficiently large to cause shrinkage of the clay in dry weather and expansion of the clay in wet weather to significant depths. In the Boulder-Denver-Colorado Springs area of Colorado, lightly loaded nonhydraulic structures founded on Pierre shale, Laramie shale, Denver shale, and plastic clays derived from these formations have in many instances suffered considerable distress from uplift.

Figure 12 shows uplift of the concrete pavement on the Denver-Boulder Turnpike (Soil 47). Here, the highway is constructed in a cut of appreciable depth in Laramie shale. The removal of load from the subgrade, plus increased soil moisture, has caused the pavement to be raised as much as 0.6 foot in some places. Figure 13 shows the heaving and cracking effects of soil expansion of a main highway in Southeast Denver. Subgrade material at this location is Denver shale (Soil 46).



FIGURE 12. Uplift of highway pavement — Denver-Boulder Turnpike — Colorado.

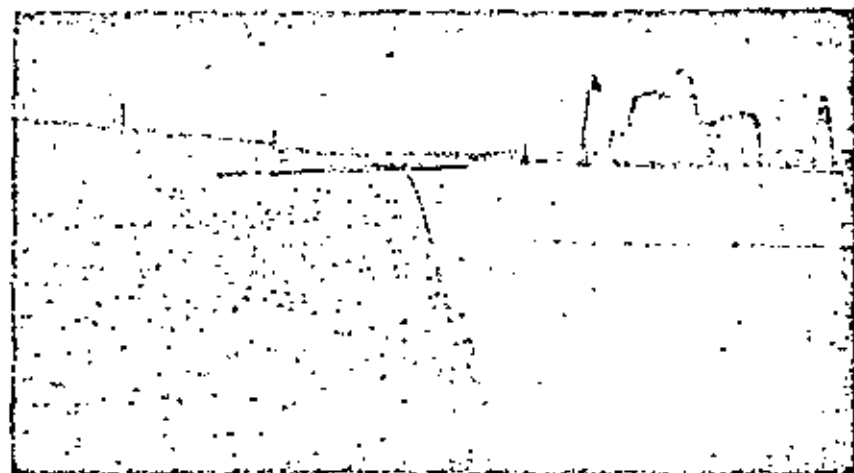


FIGURE 13. Uplift of highway pavement in southeast Denver, Colorado.

Many buildings on lightly loaded slabs or footings, such as residential houses, motels, garages, and warehouses have suffered when founded on expansive clays. Vertical movements are usually caused by seasonal moisture changes and by the addition or loss of moisture to the clay during the use of the building. There are many examples in the Denver area of extreme wall cracking and heaving of basement and garage slabs of houses founded on expansive clays. Houses are normally constructed on relatively dry or moderately moist soils. After occupancy, lawn and shrub watering and roof runoff during storms supply water to the soil near the exterior footings inducing uplift. Soils under the house may be caused to dry from heating, inducing soil shrinkage and settlement of interior footings. To guard against such structural failures in houses and other lightly loaded buildings, caissons are often used instead of spread footings to concentrate loads and to secure bearing at depths not subjected to harmful moisture changes. Satisfactory remedial work after these buildings have cracked is difficult, costly, and often uncertain. For this reason, it is important that the soil be properly analyzed before construction so that the building can be adequately designed.

In the Colorado Springs area, a motel suffered severe cracking and uplifting from the wetting and related expansion of clay soil derived from Laramie shale (Soils 38 and 39). As shown in Figures 14 and 15A, the concrete walks in front of the building were uplifted and tilted toward the building, allowing rain water to run into the building at times. The roof supports were iron posts, set on the walk. When the walk uplifted, the posts raised the roof causing considerable cracking. Exterior and interior walls were also cracked, as soil moisture penetrated under the foundation. The principal cause of the soil wetting was from irrigation of the lawn and shrub strip adjacent to the walk and from roof runoff during storms.

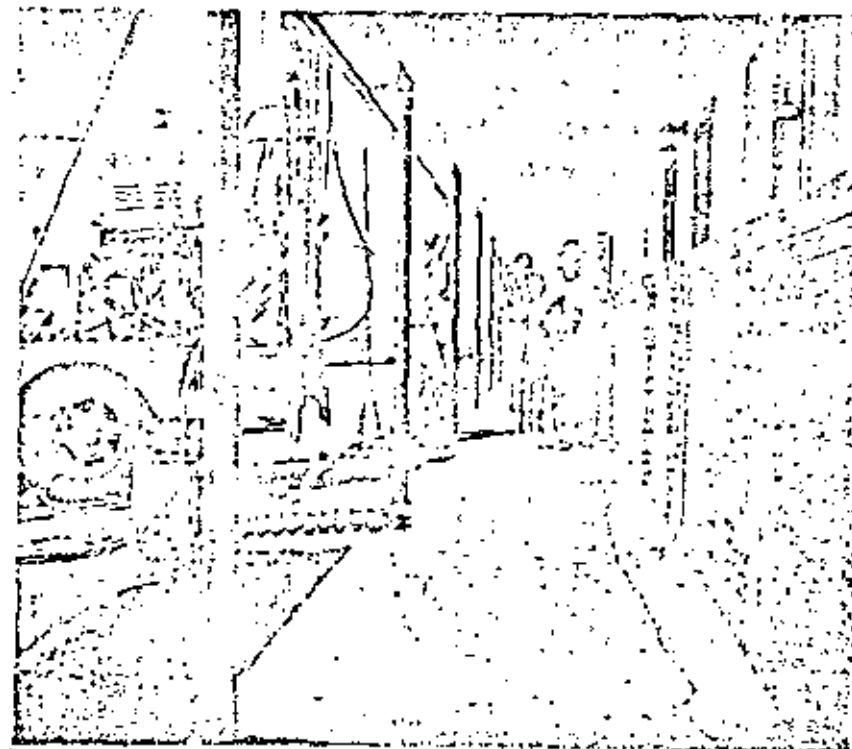


FIGURE 14. Uplift of motel structure — Colorado.

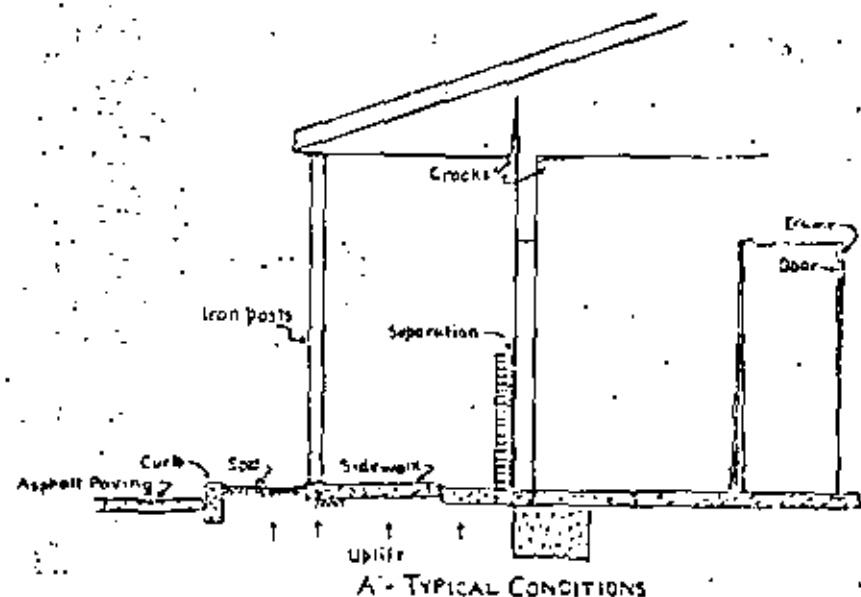
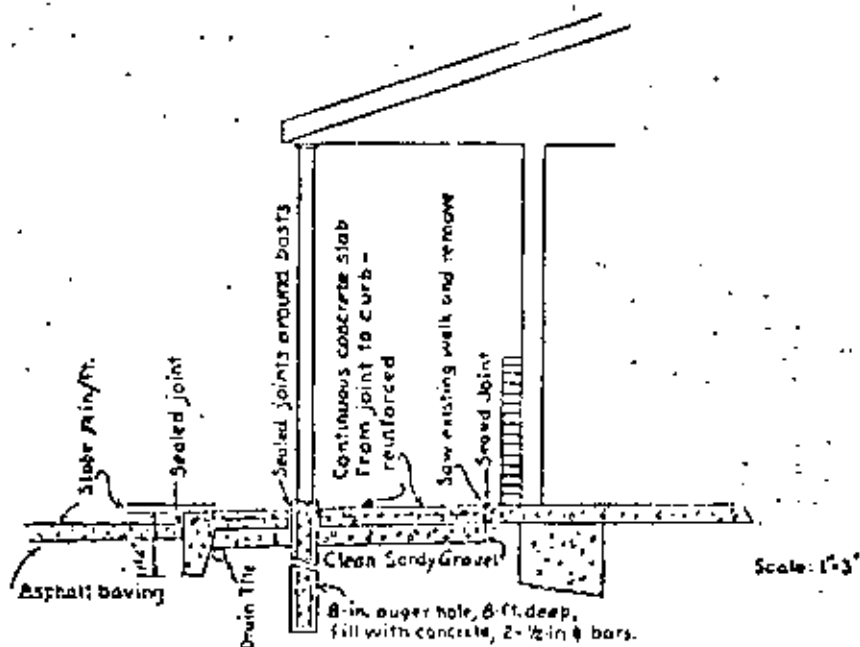


FIGURE 15A. Uplift of motel structure and remedial construction — Colorado.



B - RECOMMENDED REMEDIAL MEASURES

FIGURE 15B. Remedial construction of motel structure — Colorado.

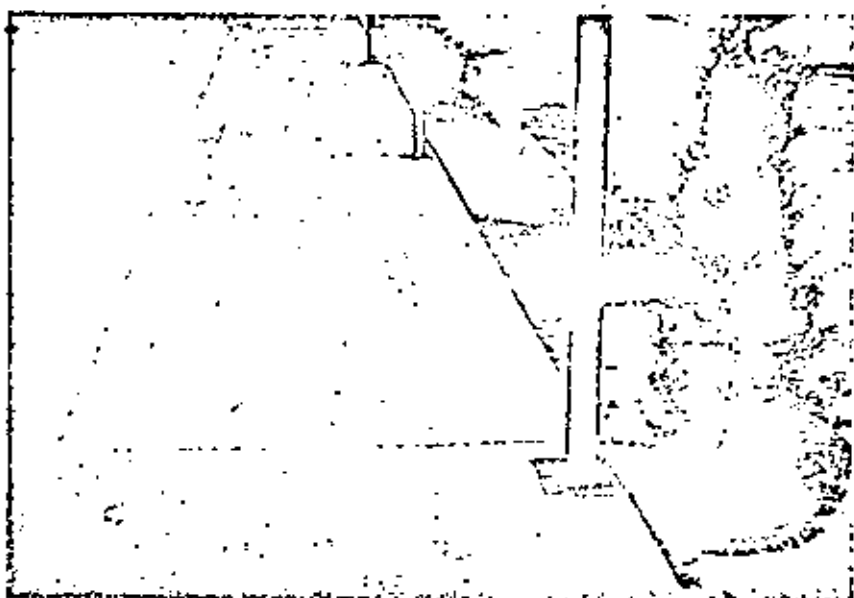


FIGURE 16. Correction of motel uplift — Colorado.

The remedial measures taken to correct this situation, as shown in Figure 15B, included removal of the cracked and tilted walks, regrading of the subgrade soil away from the building, providing drainage, replacing the walks, and using a competent joint filler in the walk joints. The roof support posts were placed on small concrete piles, embedded 3 feet into the soil and entirely separated from the walks. Removal of the planting strip was also recommended. Figure 16 is a photograph of the building a few years after the repair work was completed. No major distress is now in evidence. Some minor additional uplift of the walk has occurred; this has raised slightly above the post bases as shown in the photograph, but the bases have not moved.

Severe movements of an auto servicing garage floor slab occurred in Boulder City, Nevada (Soil 61). This was caused by water entering expansive clays through cracks in the slab of the car washing area. Some cracking of adjacent exterior walls also occurred as moisture penetrated below the spread footings. The only remedial work that could be done, without major rebuilding, was to seal all of the floor cracks and to provide better drainage to the floor sump. This improved but did not entirely correct the situation.

STABILITY

When moisture changes occur in expansive soils, the shear strength can be affected greatly. The shear strengths of all clay soils are influenced a considerable amount by moisture changes, but expansive clays often are subject to extreme changes in shear strength. In addition to the strength factors related to the minerals involved, the interrelation of moisture, density, and load plays an important part in the strength of expansive clays.

To properly determine the strength that can be relied upon during the operation of a structure, care must be taken in securing samples and in performing tests for design data. The same type of care must be exercised as that previously discussed regarding tests for quantitative vertical movements. If the structure is constructed in or on natural soils, good undisturbed samples and test specimens must be obtained without changing the natural moisture, density, and soil structure. When remolded soils are to be used, anticipated field moisture and density conditions must be duplicated for the laboratory test specimens.

Triaxial shear tests can be used to determine the shear strength. However, the sequence of loading and wetting (or drying) affects the volume changes and shear strengths determined. Therefore, it is important to duplicate prototype conditions closely. Figures 17 and 18 are typical shear test data plots. These tests were made on remolded and undisturbed clays, respectively, from the Gulf Basins Project (Soils 70 and 71). A most important fact to be noted from these tests is the loss of cohesion when the soils were wetted and dried and rewetted from the initial conditions. These

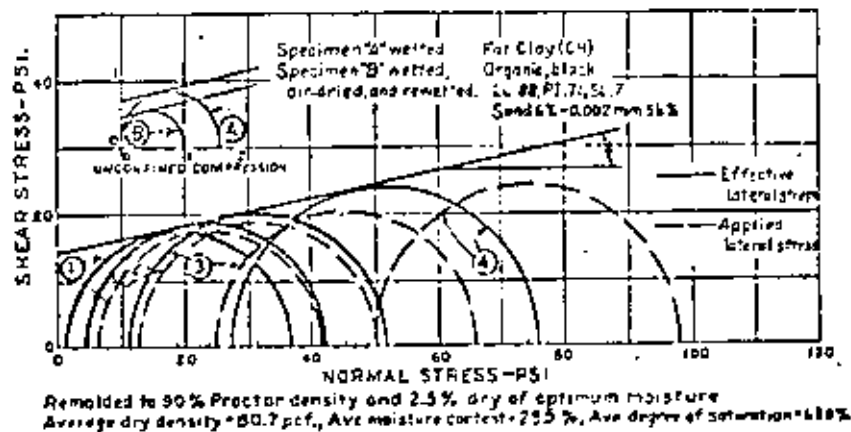


FIGURE 17. Shear test data — remolded soils (Gulf Basins Project, Texas).

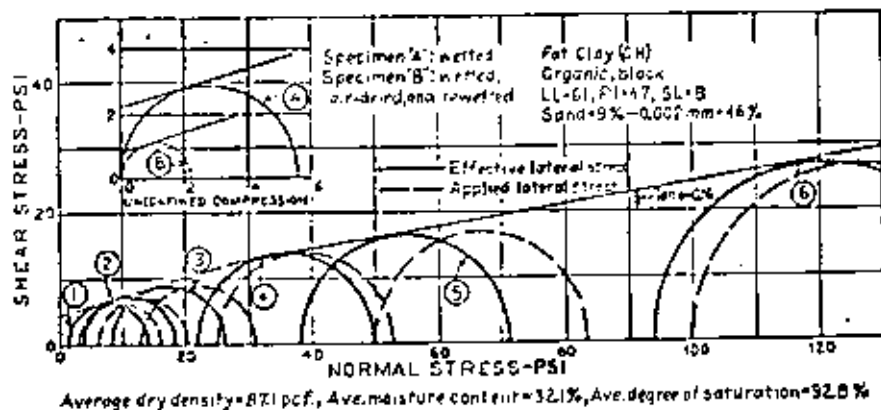


FIGURE 18. Shear test data — undisturbed soils (Gulf Basins Project, Texas).

changes are caused by expansion and related increased moisture content. Undisturbed Soil No. 71 had a cohesion of 4.5 psi at natural conditions. Upon wetting, the density decreased and the cohesion was reduced to 2.2 psi. When the soil was air-dried and rewetted, further density decrease occurred, and cohesion was reduced to 0.9 psi. Soil No. 70 (remolded to 95 percent of Proctor maximum density at optimum moisture content, less 2.5 percent) showed similar strength loss. Under the same sequence of testing, the cohesion varied from 1.4 psi to 0.7 psi to 0.4 psi, respectively.

Figure 19 is a photograph of a series of slides in an earth section on the Friant-Kern Canal. The soil is Porterville clay of the Ca-beidellite type, similar to Soils 22 to 26. This section is 23 feet deep and on a 1 1/2 horizontal to 1 vertical slope. Slopes rebuilt on 2:1 were also unstable.

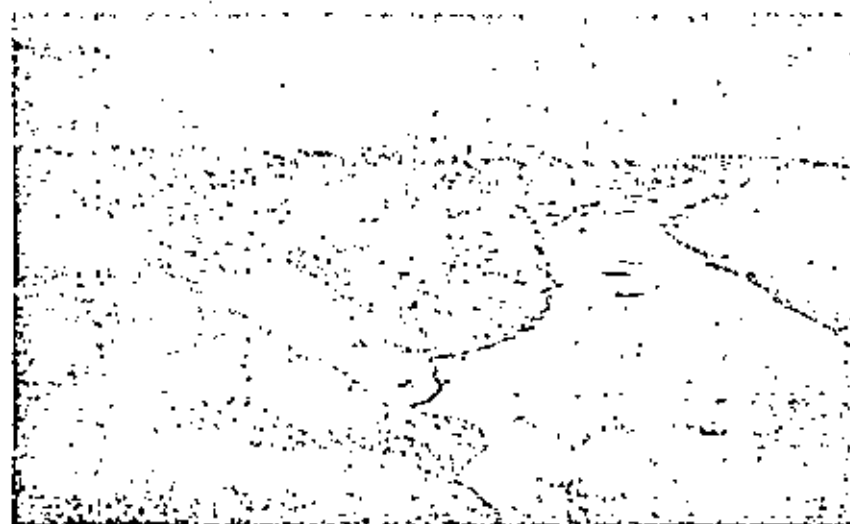
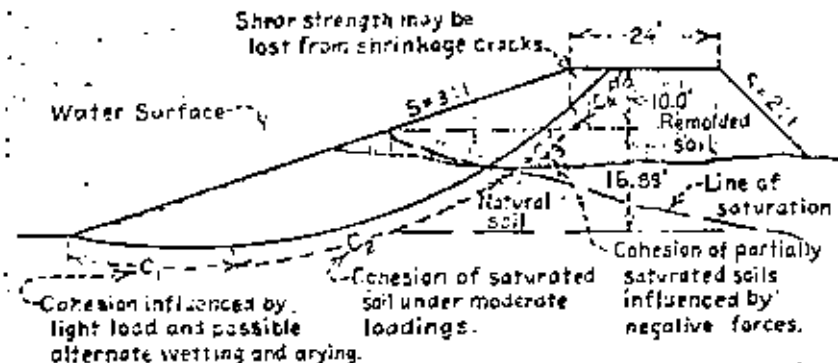


FIGURE 19. Slide in earth section — Friant-Kern Canal — California.

Figure 20 is a typical slope condition for a canal section in expansive clay. As shown on the figure, the cohesion at the base of the sliding arc (C_1) will be influenced by saturation, low loadings, and possible drying and resaturation. High volume changes and resulting low cohesion can, therefore, be anticipated. The soil above this segment and below the saturation line will be saturated, will be moderately loaded, and will be less likely to be subject to severe cycles of wetting and drying. Therefore, the cohesion of this segment (C_2) may be greater than C_1 . Above the line of saturation, free water conditions do not exist, and the cohesion of the soil



DESIGN OF SLOPES

FIGURE 20. Slope conditions in expansive clays.

(C_2) is influenced by capillary and other tension forces, and may be quite high. As shrinkage cracks often open to depths of several feet when expansive-type clays become very dry, the cohesive (C_1) and frictional strength at the uppermost part of the arc cannot be relied upon. The above factors must be considered in any stability study.

Figure 21 is a photograph of a slide of a $1\frac{1}{2}$:1 slope of a concrete-lined section of the Friant-Kern Canal. Deep, longitudinal shrinkage cracks occurred extensively along the banks and the clays at the base of the slopes became soft. The extent of shrinkage cracking can be seen readily at the upper part of the slide in the figure. Slides of this type have been occurring from 2 to 10 years after the canal was put into operation. This example further points up the length of time often involved for expansion and saturation of these clays.

Protective measures which can be taken to guard against shear failures in expansive-type clays are as follows:

(1) The soil can be removed to adequate depth and breadth, and be replaced with nonexpansive soils.

(2) Means for keeping moisture from entering or leaving the clay can be adopted. Shear failures have not occurred on the slopes of the Friant-Kern or Gateway Canals, where asphaltic membranes were placed between the concrete lining and the subgrade clays.

(3) Designs can be adopted which will fit the soil conditions. For the moderate to highly expansive clays studied, slopes varying from $2\frac{1}{2}$:1 to $3\frac{1}{2}$:1 will usually provide adequate stability for banks about 25 feet high, even under relatively rapid drawdown conditions.

(4) The clay soil can be stabilized by the addition of cement,

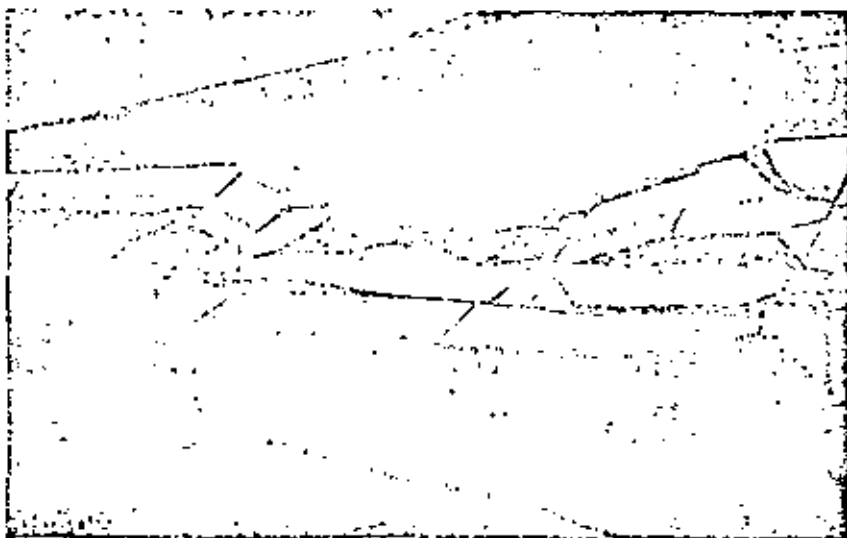


FIGURE 21. Slide in concrete-lined section — Friant-Kern Canal — California.

lime, or other additives. The most practical way to secure such stabilization today is to remove the expansive clay and replace with compacted clay treated with the additive. Sufficient depth and breadth of treated soil, as necessary, to achieve the desired stability would be required, just as in the method involving refilling with nonexpansive soils.

An attempt was made to stabilize a section of Friant-Kern Canal bank by electrochemical methods. This detailed experiment is only briefly discussed herein. Figure 22 shows the layout for the trial section, 840 feet long. Perforated aluminum pipe anodes were placed 6 feet deep in the toe of the slope at 30-foot intervals. Iron well-point cathodes, 25 feet long, were also placed at 30-foot intervals, and near the top of the slope just above the water surface. A chemical distribution system was provided to supply chemical solutions to the anodes and the cathode well-points were provided with means for removing drainage water. The d-c electric power source consisted of two rectifiers, each capable of supplying 7.5 kw.

The Ca-beidollite soil at this site is a moderately expansive clay with characteristics similar to Soils 22 to 26. The exchangeable cations are largely calcium and magnesium with about 10 percent of sodium and practically no potassium. Detailed electro-chemical tests first were made on small specimens in the laboratory to study the chemicals and amount of electricity best suited to the field experiment. From these tests, it was decided to introduce a 1:1 mixture of 7 percent KCl solution and 3 percent

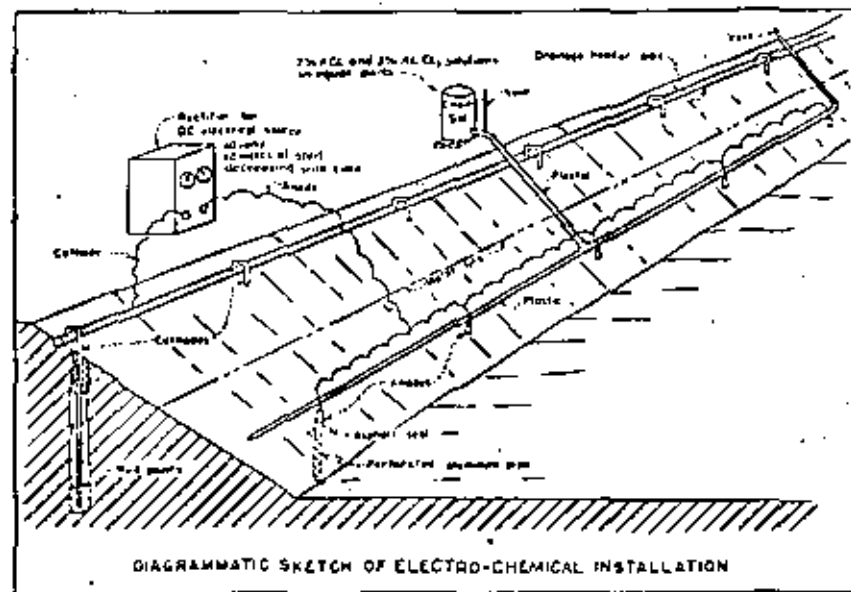


FIGURE 22. Electro-chemical stabilization experiment — Friant-Kern Canal — California.

AlCl_3 solution at the anodes. The purpose of the chemicals was to add potassium which has greater fixing power in the expanding lattice and to add aluminum which has stabilizing characteristics. In one of the four units into which the section was divided, CaCl_2 was introduced first for 1 month in an attempt to open the soil. For the entire section, the applied voltage was kept at about 40 and the amperage varied from about 40 at the start of the test to near zero at the end of the test, about $3\frac{1}{2}$ months later. After the experiment was completed, vane shear tests were made at the site and undisturbed samples were secured for soil and chemical tests in the laboratory. The results of these tests, although quite irregular, showed that favorable stabilization took place only within about 4 feet from the anodes. This was manifested principally in a decrease of exchangeable Na cations and increased K cations, and probable stabilizing effects of aluminum. While this, undoubtedly, added some strength to the slope, it was not considered adequate to definitely stabilize the slope and would not prevent heaving of lining in concrete-lined sections. Based on the vane test values, the total shear strength of the softer clays increased from about 2 to 5 psi, and the firmer clays from 5 to 15 psi. These are average values for the soil within 4 feet of the anodes. The base exchange and Atterberg characteristics are briefly summarized as follows:

| | Exchangeable Cations | | | | | Liquid Limit | Plasticity Index |
|----------------------------------|----------------------|-----|----------|-----|----------|--------------|------------------|
| | Na | | K | | Ca + Mg | | |
| | me/100 g | % | me/100 g | % | me/100 g | | |
| Treated Section 4' from anode | 1.84 | 4.9 | 2.5 | 8.7 | 31.4 | 46 | 26 |
| 10' to 20' from anode | 2.78 | 8.1 | 0.7 | 2.0 | 33.1 | — | — |
| Untreated Section | 2.26 | 5.6 | 0.7 | 1.8 | 37.8 | 55 | 33 |

While the above discussion of stability has been principally related to the design of hydraulic structures, the same type of thinking must be used in the design of nonhydraulic structures when stability is a problem under operating conditions which are liable to produce detrimental moisture changes. The ravelling of embankment or cut slopes fall into this category. Numerous cycles of wetting from rain and runoff and drying produce a very loose soil condition and subsequent wetting or runoff may produce an unstable condition. The proper slopes and the establishment of good sod often helps to alleviate this condition.

COMPARISON OF PROPERTIES OF VARIOUS EXPANSIVE CLAYS

There are both similarities and dissimilarities in the properties of expansive clays found throughout the West. The greatest difference appears to exist between soils containing Na-montmorillonite and soils containing Ca-beidellite as might be expected. The Ca-beidellite Porterville clays from central California show very similar differential-thermal characteristics to the Ca-beidellite-illite Beaumont clays from Texas. The physical properties, including volume change and shear characteristics, are quite similar.

An attempt was made to correlate the general physical characteristics of expansive clays with their volume change properties for many Western clays with the data available. It was thought that, if expansive clays were grouped into the low, medium, high, and very high categories, as discussed previously, some relationship between expansion and the initial moisture-density conditions might be developed for specific load conditions. This was not entirely successful.

The Porterville clay from the Delta-Mendota Canal (Soil 17) used in the moisture-density plot, Figure 2, was classed as medium-to-high on the basis of colloid content, plasticity index, and shrinkage limit index properties. Samples of the same soil taken at other nearby locations (Soils 18 and 19) have index properties which would place them in the medium expansive group. The quantitative dry-to-saturated volume change tests made on these latter soils showed the clays to have actual total volume changes of 11.0 to 11.8 percent. This would also place them in the medium category. Several other soils were selected from widely separated locations, each having colloid contents, plasticity indexes, and shrinkage limits, which would place them in the same group of total expansiveness. The laboratory volume change data obtained from undisturbed and remolded samples of these soils were then added to Figure 2. The specific gravities of the clays selected for this comparison were very close to that of the Delta-Mendota clay. It can be seen that the expansions are considerably different than those obtained from the Delta-Mendota soils for some of the soils and quite similar for other soils. Similar comparisons were made for clays in the other three groups of expansiveness with only partial correlation being apparent. Other types of data analyses are to be attempted.

The apparent lack of good correlation on this basis is not surprising when one considers all of the variable factors which affect expansion. It has already been shown that there is considerable difference in the volume change characteristics of the same clay in natural and remolded conditions. Similarly, reworking from weathering can also affect the characteristics. It has further been shown that different expansive clays have entirely different load-volume change characteristics. This is probably related to the complex clay structure and past geologic histories. The type and amount

of clay mineral present in a soil also plays a very significant part in the behavior characteristics of any particular expansive clay soil.

Although it is not possible to predict accurately the behavior of these soils found throughout the West on a plot such as Figure 2, when moisture, density, load, and index properties are known, the index properties listed on Table 2 are quite useful for determining the broad degree of possible expansion when judgment is used. It has been found that these general criteria can be used for expansive clays located throughout the West. As shown in Figure 4, the majority of the soils studied fall within the criteria limits regardless of location and natural conditions. When accurate data are required for design purposes, it is necessary to make quantitative laboratory tests. However, considerable time and expense can be saved by eliminating from such tests the soils found to be in a low category of expansion by the index test criteria, giving proper consideration to moisture, density, and load conditions.

ACKNOWLEDGMENTS

The author wishes to express his appreciation to Mr. H. J. Gibbs for his assistance in reviewing this paper and in discussions related to data analyses; and to Mr. John Merriman for his assistance in the preparation of exhibits and plotting of data.

REFERENCES

- Holtz, W. C., and Gibbs, H. J., 1956, Engineering properties of expansive clays: *ASCE Trans.*, Paper 2814, v. 121, p. 611.
Wagner, A. A., 1957, The unified classification system: *Proc. 4th Internat. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. I, p. 125; *Int. Reclamation Earth Manual*, May, 1958, Paper 1a/30.

DISCUSSION

JEWELL R. BENSON*

The effective control of high-volume change soils is essential and critical to many phases of engineering in today's construction. The control is of great importance to foundations and walls of various buildings, to street and highway pavements and especially, to modern airfield pavements for jet aircraft. The most stringent of specification requirements for alignment, grade and surface smoothness are frequently brought to naught through the ignoring of the effects of expansive and shrinking soils, or the inability to control such soils by conventional means. The rapid obsolescence or high maintenance cost of buildings suffering from the effects of volume change, with resultant pressures and movements is well known, and has been emphasized by several of the speakers at this conference.

The angles of attack on this soils problem are manifold, as has been

*Consulting Bituminous Engineer, Denver, Colorado.

NOMBRE Y DIRECCION

IMPRESA Y DIRECCION

- 1.- RAUL ENRIQUE AGUILERA AVILA
Cruz Galvez No. 199
Col. Nva. Sta. María
México 16, D.F.
 - 2.- RICARDO BARRERA RODRIGUEZ
Vía Morelos 80 Sección Fuentes
Col. San Cristobal Ecatepec
Edo. de Méx.
Tel. 7-87-23-29
 - 3.- MARCO ANTONIO BECERRIL CORREA
Av. 549 No. 37
Col. U. San Juan de Aragón
México 14, D.F.
Tel. 569-97-31
 - 4.- JORGA A. BUENFIL CEN
Calzada de Guadalupe No. 309-12
Col. Guadalupe Tepeyac
México 14, D.F.
 - 5.- ALFONSO CACHO VAZQUEZ
Av. Dto. Leones No. 4938
Col. Tetelpan
México 20, D.F.
Tel. 595-88-14
 - 6.- PASCUAL DAVILA MARTINEZ
Río Papaloapan No. 302
Col. Infonavit
Piedras Negras, Coah.
- SOTTEC INGENIEROS, S.A.
Patricio Sanz No. 1747 B-102
Col. Del Valle
México 12, D.F.
- S.A.H.O.P.
Xola y Universidad
México 12, D.F.
Tel. 530-46-77
- I.C.A. DIVISION SOLUM, S.A.
Minería No. 145
Col. Escandón
México 18, D.F.
-Tel. 277-28-72
- S.A.H.O.P.
Xola y Universidad
Col. Narvarte
México 12, D.F.
- A.C.V. CONSTRUCCIONES, S.A.
Av. Dto. Leones No. 4958
Col. Tetelpan
México 20, D.F.
Tel. 595-88-14
- MINERA CARBONIFERA RIO ESCONDIDO
Río Escondido
Edo de México.

| <u>NOMBRE Y DIRECCION</u> | <u>EMPRESA Y DIRECCION</u> |
|--|--|
| 7.- FERNANDO DIAZ SALAZAR Texcoco No. 505 Col. Sánchez Toluca, Edo de México Tel. 5-43-39 | U.A.EM. FAC. DE ING. LABORATORIO DE MATERIALES Ciudad Universitaria Unidad Coatepec Toluca, Edo de México |
| 8.- GLORIA DJADDAH DJADDAH Newton No. 285 Col. Polanco México 5, D.F. Tel. 254-28-58 | S.C.T. Insurgentes Sur No. 465 Col. Roma México 7, D.F. Tel. 564-51-01 |
| 9.- JOSE M. CORREA GONZALEZ Almendros No. 204 Col. Lago Ilusiones Villahermosa, Tabs. Tel. 2-63-28 | S.A.H.O.P. Xola y Universidad Col. Narvarte México 12, D.F. Tel. 5-30-22-33 |
| 10.- ENRIQUE ESTRADA RAMIREZ Tonalá No. 266-10 Col. Roma Sur México 7, D.F. | PROYECTOS MARINOS, S.C. Bosques de Ciruelos No. 186 Col. Bosq. de las Lomas México 10, D.F. Tel. 569-45-96 |
| 11.- FELIPE FLORES GONZALEZ Apartado Postal 291 Cd. Victoria, Tam. Tel. 2-56-25 | E.N.R.T. Ap. Postal 291 Cd. Victoria, Tam. |
| 12.- ARTURO FUENTES GOMEZ Habana No. 111-6 Col. Tepeyac Insurgentes México 14, D.F. | INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO Av. Cien Metros No. 152 México 14, D.F. Tel. 67-66-00 |

1917

1917

1917

1917

1917

1917

1917

1917

1917

1917

| <u>NOMBRE Y DIRECCION</u> | <u>EMPRESA Y DIRECCION</u> |
|--|--|
| 19.- FRANCISCO LERMA MORALES Calle 5°No. 2040 Col. Vallado Culiacan, Sin. Tel. 4-05-61 | S.A.H.O.P. Xola y Universidad Col. Narvarte México 12, D.F. Tel. 538-68-41 |
| 20.- FAUSTINO LOZANO IBARRA Reforma No. 616 Norte Suite 608 Col. Tlatelolco México 3, D.F. Tel. 564-51-01 | S.C.T. Insurgentes Sur No. 465 México, 7, D F Tel. 564-51-01 |
| 21.- GUSTAVO MARADLEJO RAMIREZ Av. Plutarco Elias Calles No. 486 Col. Granjas México México 8, D.F. | S.A.H.O.P. Chiapas No. 121 Col. Roma México 7, D.F. Tel. 57482 |
| 22.- J. CARLOS MARTINEZ GARCIA Calle Niebla No. 166 Col. Sn. Pedro Azcapotzalco México 16, D.F. Tel. 352-23-90 | S.C.T. Insurgentes Sur No. 465-8° Col. Roma México 7, D.F. Tel. 564-51-01 |
| 23.- MATILDE MEJIA Av. Universidad 1900 Edf. 2 Apto 3 Col. Oxtopulco México 20, D.F. Tel. 548-92-80 | COVITUR Av. Universidad |
| 24.- ADOLFO MORALES LOZANO | |

1917

1917

1917

1917

1917

1917

1917

1917

1917

1917

1917

| <u>NOMBRE Y DIRECCION</u> | <u>EMPRESA Y DIRECCION</u> |
|--|---|
| 25.- LAURA ELENA MORALES MAYAGOITIA Pitagoras No. 1235 Depto. 23 Col. Del Valle México 12, D.F. Tel. | S.C.T. Insurgentes Sur No. 465 Col. Roma Sur México 7, D.F. Tel. 564-53-61. |
| 26.- RAUL ROMAN MDRA SANCHEZ 68 Poniente No. 511 Col. Gpe. Victoria Puebla, Pue. Tel. 41-01-49 | |
| 27.- CARLOS MUÑOZ COUTIÑO Norte 84-A No. 6550 Col. Sn. Pedro el Chico México 14, D.F. Tel. 760-63-53 | I.M.M.A.S.A. Patriotismo No. 440 Col. Sn. Pedro de los Pinos México 18, D.F. Tel. |
| 28.- JULIO MURGUJA GONZALEZ Pascual Orozco No. 99 Col. Iztacalco México 8, D.F. Tel. 590-47-84 | S.A.H.O.P. Chiapas No. 121 Col. Roma México 7, D.F. Tel. 574-82-55 |
| 29.- ODILON PEREZ CASTAÑON Peyote No. 69-201 Col. Unidad Infonavit Iztacalco México 8, D.F. Tel. 514-98-49 | DEPARTAMENTO DE PESCA A. Obregón No. 269 Col. Roma México 7, D.F. Tel. 525-49-60 |
| 30.- ESTEBAN REY PEREZ JIMENEZ Av. Cuitlahuac No. 64-5 Col. Gpe. Victoria México 15, D.F. Tel. 355-67-73 | S.A.H.O.P. Xola y Universidad Col. Narvarte México 12, D.F. Tel. |

| <u>NOMBRE Y DIRECCION</u> | <u>EMPRESA Y DIRECCION</u> |
|--|--|
| 31.- ANGEL ANTONIO RAMIREZ AGUILAR Av. Marina Nacional No. 200 Edif. 16 Dpto 93 A Col. Anahuac México 17, D.F. | PROYECTOS MARINOS, S.C. Ibsen No. 20-3er. Piso Col. Polanco México 11, D.F. Tel. 520-51-34 |
| 32.- C. VIRGILIO REYES REYES Debussy No. 81 Col. Ex-hipodromo México 2, D.F. Tel. 583-56-15 | S.C.T. Insurgentes Sur No. 465 Col. Condesa México, D.F. Tel. 564-51-01 |
| 33.- CARLOS RIOS CASTAÑEDA Secc "B" No. 67 Col. Unidad Guadalupe Puebla, Pue. Tel. 45-17-78 | S.A.H.O.P. 17 Oriente No. 1624 Puebla, Pue. Tel. 43-38-47 |
| 34.- JESUS CARMELO ROBLES ROMERO Vicente Nariscal No. 11 Col. Juan Escutia México 9, D.F. Tel. 765-19-37 | DEPARTAMENTO DE PESCA Alvaro Obregón No. 269 Col. Roma México 7, D.F. Tel. 525-49-60 Ext. 304 |
| 35.- JOSE RAUL RODRIGUEZ HARO Verdines No. 41 Col. Parque Residencial Coacalco Edo. de Méx. | DEPARTAMENTO DE PESCA Alvaro Obregón No. 269 Col. Condesa México 7, D.F. Tel. 525-49-60 Ext. 300 |
| 36.- LIBARDO ANTONIO ROMERO ORDOÑEZ Av. Universidad 1900 Edf. 2 Depto. 3 Col. Oxtupulco Universidad México 20, D.F. Tel. 548-92-80 | COVITUR Av. Universidad No. 800 México 18, D.F. Tel. . |

1. The first part of the document...

2. The second part of the document...

3. The third part of the document...

4. The fourth part of the document...

5. The fifth part of the document...

6. The sixth part of the document...

7. The seventh part of the document...

1. The first part of the document...

2. The second part of the document...

3. The third part of the document...

4. The fourth part of the document...

5. The fifth part of the document...

6. The sixth part of the document...

| <u>NOMBRE Y DIRECCION</u> | <u>EMPRESA Y DIRECCION</u> |
|---|--|
| 37.- JESUS SUAREZ MONJARAZ Felipe Villanueva No. 13B-15 Col. Peralvillo México 2, D.F. Tel. 525-49-60 | DEPARTAMENTO DE PESCA Alvaro Obregón No. 269 Col. Roma Sur México 7, D.F. Tel. 514-98-49 |
| 38.- EDISON EDUARDO TAPIA RUBIO Obrero Mundial No. 191-304 Col. Del Valle México 12, D.F. Tel. 543-43-50 | STAG, S.A. CIMENTACIONES Patricio Sanz No. 33-102 Col. Del Valle México 12, D.F. Tel. 543-43-50 |
| 39.- JAIME ERNESTO VAZQUEZ MONTES M. Schultz No. 29 Int. 17 Col. San Rafael México 4, D.F. Tel. 592-49-39 | LATINOAMERICANA DE INGENIERIA Tuxpan No. 59 Col. Roma Sur México 7, D.F. Tel. 584-40-22 |
| 40.- CARLOS VELEZ SANCHEZ Av. Universidad No. 2014 Edif. Ecuador No. 802 Col. Copilco Universidad México 20, D.F. Tel. | PROYECTOS ASESORIA Y CONTROL DE CALIDAD, S.A. Bld. Manuel Avila Camacho 995 Desp. 304 Col. Echegaray Tel. 373-06-43 |
| 41.- GERARDO VILLALBA PEREZ Natal No. 601 Col. Lindavista México 14, D.F. Tel. 586-25-63 | S.C.T. Insurgentes Sur No. 465 Col. Roma Sur México 7, D.F. Tel. 564-53-61 |
| 42.- JULIO VILLALOBOS LOPEZ Mutile No. 59 Col. Victoria de las Democracias México 16, D.F. Tel. 3-55-48-21 | S.C.T. Insurgentes Sur No. 465 Col. Roma México 7, D.F. Tel. |