

MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES

Crespo Villalaz

 **LIMUSA**
NORIEGA EDITORES

5^a Edición

Copyrighted material

Temas relevantes:

- Mecánica de suelos
- Plasticidad de los suelos
- Clasificación de los suelos
- El agua en el suelo
- Estado de esfuerzo en las masas de los suelos
- Esfuerzo de corte en los suelos
- Relación entre esfuerzos verticales y horizontales
- Teoría de la consolidación
- Estabilidad de suelos
- Cimentaciones
- Capacidad de carga de las cimentaciones
- Hundimiento de las estructuras
- Cimentaciones en terrenos plásticos y elásticos
- Cimientos sin esfuerzo
- Zapatas armadas para cimentación: teoría elástica y teoría última
- Cimentaciones por medio de trabes y losas planas
- Pilotes
- Muros de contención
- Pilas y estribos puentes
- Cimentación de máquinas
- Movimientos de un edificio
- Diseño y proyecto de zapatas para asentamientos iguales

**MECÁNICA DE
SUELOS Y
CIMENTACIONES**

This One



91PS-G4B-112J

Copyrighted material

MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES

QUINTA EDICIÓN

Ing. Carlos Crespo Villalaz

*Director de Ingeniería Civil
del Instituto Tecnológico y
de Estudios Superiores de
Monterrey (1976-1980)*



LIMUSA

NORIEGA EDITORES

MÉXICO • España • Venezuela • Colombia

Crespo Villalaz, Carlos

Mecánica de suelos y cimentaciones / Carlos Crespo Villalaz. -- 5a ed.

México: Limusa, 2004.

650 p.: il.; 15 cm.

ISBN: 968-18-6489-1

I. Cimientos II. Mecánica de suelos

LC: TA710

Dewey: 624.1513 dc21

© ING. CARLOS CRESPO VILLALAZ

LA PRESENTACIÓN Y DISPOSICIÓN EN CONJUNTO DE

MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES

SON PROPIEDAD DEL EDITOR. NINGUNA PARTE DE ESTA OBRA PUEDE SER REPRODUCIDA O TRANSMITIDA, MEDIANTE NINGÚN SISTEMA O MÉTODO, ELECTRÓNICO O MECÁNICO (INCLUYENDO EL FOTOCOPIADO, LA GRABACIÓN O CUALQUIER SISTEMA DE RECUPERACIÓN Y ALMACENAMIENTO DE INFORMACIÓN), SIN CONSENTIMIENTO POR ESCRITO DEL EDITOR.

DERECHOS RESERVADOS:

© 2004, EDITORIAL LIMUSA, S.A. DE C.V.

GRUPO NORIEGA EDITORES

BALDERAS 95, MÉXICO, D.F.

C.P. 06040



(5) 8503-80-50

01(800) 7-06-91-00



(5) 512-29-03



limusa@noriega.com.mx

www.noriega.com.mx

CANIEM Núm. 121

QUINTA EDICIÓN

HECHO EN MÉXICO

ISBN 968-18-6489-1





ING. CARLOS CRESPO VILLALAZ

Director de la Carrera de Ingeniería Civil (1976 a 1978) y Director del Departamento Académico de Ingeniería Civil (1976 a 1980) del Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey, N. L., México. Catedrático de Mecánica de Suelos, Cimentaciones y Vías de Comunicación en el Departamento de Ingeniería Civil del I.T.E.S.M., así como Catedrático de Ingeniería de las Cimentaciones en el Programa de Graduados del mismo Departamento.

El autor

El Ing. Civil Carlos Crespo Villalaz, Catedrático de “Vías de Comunicación” y de “Mecánica de Suelos y Cimentaciones” en el Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey, ha dedicado muchos años de su vida profesional a la enseñanza universitaria. Después de recibir el grado de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional Autónoma de México, trabajó durante diez años para la entonces denominada Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas. Hizo estudios de posgrado en la Universidad del Estado de Oklahoma, Estados Unidos de América, y desde 1950 se ha dedicado a la tarea de transmitir conocimientos. Actualmente imparte las cátedras de Mecánica de Suelos, Cimentaciones y Vías de Comunicación para ingenieros civiles y arquitectos, así como la de Ingeniería de las Cimentaciones en el Programa de Graduados del Departamento de Ingeniería Civil del I.T.E.S.M. Asimismo, presta sus servicios técnicos al público en general en el área de suelos y cimentaciones, así como en el diseño y control de pavimentos.

“Todas las pruebas realizadas hasta ahora confirman la tesis de que ‘lo memorizado racionalmente’, o sea, bien comprendido, ‘permanece retenido con mayor claridad’.”

Ing. Carlos Crespo Villalaz

Contenido

Capítulo

	<u>Antecedentes históricos</u>	13
1	<u>Mecánica de suelos</u>	17
2	<u>Obtención de muestras de suelos</u>	29
3	<u>Algunas características físicas de los suelos</u>	41
4	<u>Relaciones volumétricas</u>	61
5	<u>Plasticidad de los suelos</u>	69
6	<u>Clasificación de los suelos</u>	87
7	<u>Compactación</u>	99
8	<u>Pruebas complementarias</u>	117
9	<u>El agua en el suelo</u>	143
10	<u>Estado de esfuerzos en las masas de los suelos</u>	155
11	<u>Esfuerzo de corte en los suelos</u>	161
12	<u>Relación entre esfuerzos verticales y horizontales</u>	181
13	<u>Empuje de tierras</u>	187
14	<u>Teoría de la consolidación</u>	205
15	<u>Estabilidad de taludes</u>	217
16	<u>Cortinas de tierra</u>	241
17	<u>Problemas</u>	249
18	<u>Cimentaciones</u>	259
19	<u>Distribución de presiones</u>	273
20	<u>Capacidad de carga de las cimentaciones</u>	289
21	<u>Hundimiento de las estructuras</u>	305
22	<u>Cimentaciones en terrenos plásticos y elásticos</u>	315
23	<u>Cimientos sin refuerzo</u>	331

24	<u>Zapatas armadas para cimentación. Teoría elástica y teoría última</u>	345
25	<u>Zapatas de lindero</u>	407
26	<u>Cimentación por medio de trabes y losas planas</u>	451
27	<u>Pilotes</u>	461
28	<u>Muros de contención</u>	507
29	<u>Ataguías y cilindros de cimentación</u>	529
30	<u>Pilas y estribos para puentes</u>	549
31	<u>Cimentación de máquinas</u>	563
32	<u>Movimiento de un edificio</u>	585
33	<u>Tablas generales</u>	591
34	<u>Diseño y proyecto de zapatas para asentamientos iguales</u>	601
	<u>Sección A—Gráficas de análisis</u>	609
	<u>Sección B—Gráficas de diseño</u>	625
	<u>Bibliografía</u>	641

Antecedentes históricos

GENERALIDADES

Con una mirada retrospectiva hacia los escritos sobre construcciones erigidas por los romanos, chinos, egipcios y mayas, se tiene la clara evidencia de la atención que ya, desde tiempos antiguos, nuestros antepasados ponían en las obras de tierra y sobre la tierra. Así, se tienen noticias de cómo en la dinastía Chou de China (3 000 años antes de Cristo) se daban instrucciones claras sobre la construcción de caminos y puentes. La Gran Muralla China, las pirámides de Egipto, las pirámides de Chichén Itzá y otras notables y enormes obras, que hoy contemplamos con admiración, son mudos testigos de los conocimientos que ya se tenían en la antigüedad al respecto.

Asimismo, en Egipto, aproximadamente 2 000 años antes de Cristo, ya se usaba la piedra en la construcción de cilindros para las estructuras pesadas erigidas sobre suelos suaves. La superficie exterior de los cilindros era alisada para que presentara poca resistencia a la penetración, lo que indica que para entonces ya se tenían nociones acerca de la fricción o rozamiento, y que tanto los romanos como los egipcios ponían mucha atención a ciertas propiedades de los suelos en la estabilidad de las cimentaciones.

Sin embargo, a la caída del Imperio Romano y debido a la desorganización social se descuidaron los aspectos técnicos sobre los suelos, llegando a su punto más bajo en el periodo medieval (400 a 1400 años antes de Cristo), lo que provocó que caminos, puentes y diversas obras de tierra quedaran en el abandono, para posteriormente ser destruidas poco a poco por las guerras y por la implacable acción de los agentes de la intemperie.

Asociadas a la construcción de puentes y caminos en los siglos pasados, se encuentran obras construidas sobre suelos compresibles que han tenido hundi-

mientos fuertes bajo las pesadas cargas de catedrales, torres y campanarios. Algunos ejemplos de ello son:

El Domo de Königsberg, en Prusia, cimentado sobre una capa de suelo orgánico en el año 1330, capa que descansa —según Tiedemann— sobre otra de 18 m de limo arcilloso, cuya consolidación gradual y continua no ha podido terminar, teniendo ya más de 5 m de asentamiento.

La Torre de Pisa, cuya construcción fue iniciada en 1174, empezó a ladearse al construirse la tercera galería de las ocho que tiene la estructura. Los trabajos se interrumpieron para modificar planos y luego continuaron, para ser terminada la torre —de 55 m de alto— en el año 1350. En 1910 ya la torre tenía en su parte más alta un desplome de 5.0 m. Una investigación del subsuelo indicó que la torre fue cimentada por medio de una corona de concreto sobre una capa de arena de 11.00 m de espesor, la cual descansa sobre una capa de arcilla de 8.00 m de grueso, que se ha ido consolidando gradualmente debido a las presiones transmitidas por la estructura. Hoy en día es más conocida como la "Torre Inclinada de Pisa".

En Venecia, Italia, el "Rialto", un puente de arco simple, se terminó de construir en 1591 y es, junto con otras estructuras del lugar, ejemplo de dificultad en las operaciones de cimentación debido al suelo suave y pantanoso, que es afectado grandemente por la acción de pilotaje de las estructuras vecinas.

Otra obra asociada a la ingeniería de las cimentaciones del siglo XVII es el famoso mausoleo Taj-Mahal, en las afueras de la ciudad de Agra, India. Su construcción empezó en el año 1632 y fue terminada en 1650. Fue erigido por órdenes del Shah Jahan, emperador de Delhi, en honor de su esposa favorita, Mumtazi-Mahal. Este mausoleo necesitó cuidados especiales en su cimentación debido a su proximidad al río, por lo que emplearon cilindros de mampostería hundidos en el suelo a intervalos cercanos para que el mausoleo descansara en una firme cama.

Como ya se mencionó, después de la caída del Imperio Romano se presentó una época de poco interés en el conocimiento de los problemas de los suelos, y no fue sino hasta los siglos XVII y XVIII cuando revivió el interés y se dio nuevo impulso a la solución de los problemas en las cimentaciones.

Una de las primeras ramas en ganar interés fue la relativa al empuje de tierras. De hecho, el pionero en formular una guía en esta área fue el ingeniero militar francés Marquis Sebastian le Prestre de Vauban (1633-1707), y posteriormente Charles Augustin Coulomb (1736-1806), también notable y sobresaliente ingeniero militar francés, a quien se le acredita la primera contribución básica y científica en el cálculo de la estabilidad de muros de retención de tierras. Otra importante contribución en el estudio de la presión de las tierras la aportó William John Macquorn Rankine (1820-1872), ingeniero y físico escocés, más conocido por sus investigaciones en física molecular y uno de los fundadores de la ciencia de la termodinámica.

Coulomb y Rankine son los dos ingenieros que más contribuyeron al estudio de los empujes de tierra, destacando también en esta especialidad Jean Victor

Poncelet (1788-1867), ingeniero y matemático francés y uno de los creadores de la geometría proyectiva, y quien además contribuyó con un método gráfico para resolver las presiones de tierra. Sobresale, asimismo, Karl Culmann (1821-1881), ingeniero alemán cuyo método de estática gráfica ha sido usado extensamente en problemas de ingeniería y aplicado a la solución de muros de retención de tierras.

Otro ingeniero que contribuyó grandemente a la solución de problemas de distribución de presiones en los suelos fue Joseph Valentin Boussinesq (1842-1929). Otto Mohr (1835-1918) propuso en 1882 un método para analizar esfuerzos en un punto. Su "círculo de Mohr", como se conoce comúnmente al método, es muy usado en resistencia de materiales y en suelos.

Los años comprendidos entre 1900-1925 constituyen la época en que se engendró la Mecánica de Suelos, siendo los pioneros los ingenieros de la Comisión Sueca de Geotecnia de los ferrocarriles suecos, encabezada por el profesor Wolmar Fellenius, a quien el gobierno sueco le encomendó estudiar las causas de las fallas o deslizamientos de tierra ocurridos en diferentes puntos de la red ferroviaria de la nación, así como buscar y presentar soluciones a los problemas detectados.

La investigación realizada por los ingenieros dirigidos por Fellenius culminó en 1922 con la presentación de un informe sobre las fallas y de un procedimiento llamado "Método Sueco" para analizar la estabilidad o inestabilidad de taludes. La proposición de este método, llamado por algunos "Método de Rebanadas", fue hecha por dos de los ingenieros de la "Comisión Sueca". Los ingenieros en cuestión fueron K. Petterson y S. Hultin, quienes ya habían aplicado dicho método en algunas fallas en el puerto sueco de Göteborg, en el año 1916.

En los Estados Unidos de América, el "U.S. Bureau of Public Roads" así como la "American Society of Civil Engineering" llevaron a cabo, juntamente con profesores de diversas universidades de dicho país, arduas investigaciones relacionadas con la construcción de carreteras durante los años de 1920 a 1925. A partir de 1925 se inicia el desarrollo más significativo en esta rama de la ingeniería con la presentación del profesor Karl Von Terzaghi (1882-1963) de su libro *Erdbaumechnik (Mecánica de suelos)*, en donde presenta una nueva filosofía relativa al suelo como material, y muestra cómo tratar las propiedades mecánicas de los suelos y su comportamiento bajo diversas cargas y condiciones de humedad.

A partir de la publicación del eminente profesor K.V. Terzaghi, de origen sueco y nacionalizado estadounidense, han aparecido numerosos trabajos e importantes investigaciones relacionados con los suelos. Así, figuran entre los más sobresalientes en el ramo: Arthur Casagrande con su *Clasificación de los Suelos*, A.W. Bishop con *Estabilidad de Taludes y Presión Neutra*, L. Bjerrum con *Esfuerzos de Corte*, T.W. Lambe y su *Estudio del Comportamiento de los Suelos de Granos Finos*, G.G. Meyerhof con *Capacidad de Carga de los Suelos*, R. Peck, autor de *Presiones en Arcillas*, E.F. Richard con su obra *Comportamiento de las Cimentaciones bajo la Acción de Cargas Dinámicas*, P.W. Rowe con *Pre-*

siones Laterales de las Tierras, H.B. Seed y su *Estudio y Efecto de los Movimientos Telúricos*, A.W. Skempton con *Presiones de Poro y en Esfuerzos Efectivos en Capacidad de Carga de las Cimentaciones*, D.W. Taylor y sus libros *Estabilidad de Taludes y Consolidación*, y A.S. Vesic con *Capacidad de Carga en Cimentaciones Profundas*.

La aparición de la Mecánica de Suelos como tal en 1925 y las investigaciones posteriores hasta nuestros días ayudaron fuertemente al mejoramiento de los métodos empíricos existentes en el pasado. Sin embargo, la metodología actual, aunque abarca muchos aspectos técnicos de ciencias como la Mecánica y la Hidráulica, aún no establece una condición única para la solución de problemas diversos en las cimentaciones, pero sí proporciona las herramientas básicas para que el ingeniero de buen criterio y adecuado juicio pueda realizar su trabajo de manera eficiente al valorar técnicamente los resultados de los análisis y pruebas de los materiales que deberán emplearse. Arte, conocimiento técnico y juicio sensato deben conjugarse para poder responder a múltiples preguntas en la aplicación de la Mecánica de Suelos en las cimentaciones.

Es necesario ponderar lo evidente para poder predecir lo probable y tomar las decisiones adecuadas.

CAPÍTULO 1

Mecánica de suelos

GENERALIDADES

Mecánica es la parte de la ciencia física que trata de la acción de las fuerzas sobre los cuerpos. De igual forma, la Mecánica de Suelos es la rama de la Mecánica que trata de la acción de las fuerzas sobre la masa de los suelos. El Dr. Karl Terzaghi definió a la Mecánica de Suelos como la aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producto de la desintegración química y mecánica de las rocas. Recientemente se han incorporado a la terminología de los suelos las acepciones "Geotecnia" e "Ingeniería Geotécnica", que suelen aplicarse como evidencia de que en ellos se están tomando en cuenta los principios y la aplicación tanto de la Mecánica de Suelos como de la Geología y de la Mecánica de Rocas.

Hoy en día es cada vez más concluyente el hecho de que ningún ingeniero que sienta la responsabilidad técnica y moral de su profesión deja de efectuar un estudio de las condiciones del subsuelo cuando diseña estructuras de cierta importancia, ya que ello conlleva dos características que se conjugan: seguridad y economía.

Como se ha podido constatar, por muchísimo tiempo y por muy diversas razones el hombre ha estudiado el suelo sobre el que vive, presentando variadas teorías y métodos en la solución de los problemas relativos al uso del mismo. Sin embargo, se puede asegurar que quien organizó conceptos y los hizo crecer hasta formar una nueva rama de la Ingeniería Civil fue el profesor y distinguido investigador Dr. Karl V. Terzaghi, que en cierta ocasión mencionó: "Quien sólo conoce la teoría de la Mecánica de Suelos y carece de experiencia práctica, puede ser un peligro público".

EL SUELO Y SU ORIGEN

A través de un proceso de desintegración mecánica y descomposición química, las rocas de la corteza terrestre forman los materiales sueltos que se encuentran en ella.

El término "suelo" ha sido definido de diferentes maneras, ya sea que dicha definición provenga del geólogo, del agrónomo o del ingeniero civil.

El geólogo define al suelo como el material resultante de la descomposición y desintegración de la roca por el ataque de agentes atmosféricos (N. J. Chiossi).

El agrónomo —según G. P. Tschebotarioff— define al suelo como la delgada parte superior del manto de rocas en que penetran las raíces de las plantas y de donde éstas toman el agua y las demás sustancias necesarias para su existencia.

Algunos ingenieros civiles (A. Rico y H. del Castillo) definen al suelo como el conjunto de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes.

Otro autor, Alfred R. Jumikis, doctor en Ingeniería, lo define como sedimentos no consolidados y depósitos de partículas sólidas derivadas de la desintegración de las rocas.

La definición de "suelo" que el autor da y que considera bastante completa por las conclusiones que de ella pueden obtenerse es: "Suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan".

Se analizará, por partes, esta definición de suelo y se verá cuántas conclusiones se pueden obtener de ella. La primera parte de la definición dice: *Suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre . . .* Y el lector se puede preguntar: ¿qué tan delgada es esa capa?, ¿a cuántos milímetros, centímetros o metros corresponde?, ¿acaso a algunos kilómetros? Y la respuesta es que la potencia de la capa mencionada no es fácil de precisar; sin embargo, se podría decir que puede ser todo aquel espesor del globo terráqueo que se encuentra afectado por las diferentes actividades de los seres humanos. Se adelantará ahora un poco más en la definición y se anotará: *Suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas. . .* En esta segunda parte de la definición se puede observar que los suelos que provienen de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas presentan características diferentes si la alteración es física o química. Y así, cuando el efecto alterativo de las rocas se lleva a cabo por un medio físico se produce un suelo con la misma composición de ellas. Cuando es de efecto químico el proceso por medio del cual se produce el suelo, la constitución mineralógica de él es diferente a los que poseía la roca madre.

Entre los agentes físicos que producen cambios en las rocas figuran el sol, el agua, el viento y los glaciares.

- Al actuar sobre las rocas, *el sol* calienta más su exterior que su interior, provocando diferencias de expansión que generan esfuerzos muy fuertes, los cuales dan como resultado un rompimiento de la capa superficial y el desprendimiento de la misma. Este proceso es conocido como *exfoliación* y cambia de carácter en diferentes localidades, a distintas alturas sobre el nivel del mar y en las diversas épocas de cada año, y con cada tipo de roca. Los cambios de temperatura producen más efecto en las rocas duras como las ígneas (granito, andesita, riolita) que en las rocas blandas como las sedimentarias (caliza, travertino, dolomita), especialmente cuando aquéllas son de grano grueso y se componen de diversos minerales, cuyos coeficientes de dilatación difieren mucho unos de otros.
- *El agua* en movimiento es un importante elemento de erosión, al arrastrar los fragmentos angulosos de las rocas y provocar la fricción de unos con otros, haciéndolos redondeados como los cantos rodados de los ríos. El agua también deja sentir sus efectos cuando, en forma de lluvia, cae en las superficies pétreas, llena sus cavidades, abre grietas y tiende a llenar los espacios huecos de las rocas; si entonces se congela, ejerce fuerte poder de fracturación en la roca que la encierra, y se produce la desintegración en un corto periodo de tiempo. El impacto directo del agua sobre las rocas, como el que provoca el oleaje, también es causa de erosión de las mismas.
- *El viento* también contribuye a la erosión del suelo, cuando arrastra arenas, como el caso de los médanos y los loess (suelos eólicos, figura 1.1).

Los taludes de suelos arenosos también son afectados por la acción del viento, que, al golpearlos continuamente, desprende las partículas y luego las acarrea.

Los glaciares que son depósitos de hielos en las altas montañas, ejercen una gran acción abrasiva y de transporte de los materiales de la superficie de



Figura 1.1 Suelos eólicos.

la Tierra, siendo diferentes los efectos sobre la topografía si es *glaciar de montaña*, que desciende lentamente por el barranco que rellena, o *glaciar continental*, que rebasa las montañas y colma los valles.

A pesar de que los agentes físicos son de mucha importancia en la formación de los suelos, ellos no son capaces de reducir los fragmentos rocosos a tamaños individuales a menos de 0.01 mm. La desintegración a tamaños menores a 0.01 mm sólo puede efectuarse por procesos químicos.

Si el material arrastrado por los glaciares está cementado con suelos producto de la descomposición química de las rocas, y sobre todo si han sido comprimidos por la acción del hielo en los siguientes periodos de glaciación, el suelo glacial resultante se llama *hardpan* y es muy resistente.

De los *agentes químicos* podemos mencionar como principales la oxidación, la carbonatación y la hidratación.

- *La oxidación* es la reacción química que puede ocurrir en las rocas al recibir el agua de lluvia, ya que el oxígeno del aire, en presencia de humedad, reacciona químicamente produciéndose el fenómeno de oxidación, principalmente si las rocas contienen hierro, como se puede observar por el color pardo rojizo de algunas afloraciones.
- *La carbonatación* es el ataque que el ácido carbónico [anhídrido carbónico (CO_2) y agua (H_2O)] efectúa sobre las rocas que contienen fierro, calcio, magnesio, sodio o potasio. Así, las rocas ígneas, que en su mayoría contienen dichos elementos, pueden ser descompuestas de esa manera. Como ejemplo de este ataque se puede mencionar la carbonatación de la ortoclasa (feldespato potásico perteneciente a las rocas ígneas extrusivas y generalmente de color rosado) con la producción de la arcilla denominada caolinita. Las calizas son muy atacables por el ácido carbónico, formándose cavernas por disolución.
- *La hidratación* es la acción y efecto de combinar un cuerpo con agua para formar hidratos, o sea compuestos químicos que contienen agua en combinación. El agua se absorbe y se combina químicamente formando nuevos minerales.

La acción de los agentes de intemperismo antes mencionados se conocen más comúnmente en el medio ingenieril como meteorización y alteración que dan origen a los suelos inorgánicos. La meteorización se refiere únicamente a los cambios superficiales que sufren las rocas debido a la acción de los agentes atmosféricos, y la alteración designa los cambios internos de las rocas que se presentan en forma de hidratación y motivan que se formen nuevos minerales dentro de la masa pétreo, conservando su individualidad y su identificación geológica.

Se completará ahora nuestra definición de suelo y se analizará su última parte: *Suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración, física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan.* Como

se puede observar, la última parte de la definición nos indica que los restos de la vegetación y otros restos orgánicos, al ser descompuestos por la acción de los microorganismos para su propia nutrición, dejan como residuo partículas finas de tamaño coloidal denominadas *humus*. El humus se mezcla en diferentes proporciones con las partículas minerales, formándose de esa manera los suelos orgánicos.

PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS

De acuerdo con el origen de sus elementos (aspecto que ya se ha desglosado en la definición), los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos cuyo origen se debe a la descomposición física y/o química de las rocas, o sea los suelos inorgánicos, y suelos cuyo origen es principalmente orgánico.

Si en los suelos inorgánicos el producto del intemperismo de las rocas permanece en el sitio donde se formó, da origen a un *suelo residual*; en caso contrario, forman un *suelo transportado*, cualquiera que haya sido el agente transportador (por gravedad: talus; por agua: aluviales o lacustres; por viento: eólicos; por glaciares: depósitos glaciales).

En cuanto a los suelos orgánicos, ellos se forman casi siempre *in situ*. Muchas veces la cantidad de materia orgánica, ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta, o en su estado de descomposición, es tan alta con relación a la cantidad de suelo inorgánico que las propiedades que pudieran derivar de la porción mineral quedan eliminadas. Esto es muy común en las zonas pantanosas, en las cuales los restos de vegetación acuática llegan a formar verdaderos depósitos de gran espesor, conocidos con el nombre genérico de *turbas*. Se caracterizan por su color negro o café oscuro, por su poco peso cuando están secos y su gran compresibilidad y porosidad. La turba es el primer paso de la conversión de la materia vegetal en carbón.

A continuación se describen los suelos más comunes con los nombres generalmente utilizados por el ingeniero civil para su identificación.

Gravas

Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas las gravas sufren desgaste en sus aristas y son, por lo tanto, redondeadas. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, en las márgenes y en los conos de deyección de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenadas por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares a los cuales las gravas han sido retransportadas. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas. Sus partículas varían desde 7.62 cm (3") hasta 2.0 mm.

La forma de las partículas de las gravas y su relativa frescura mineralógica dependen de la historia de su formación, encontrándose variaciones desde elementos rodados a los poliédricos.

Arenas

La arena es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2 mm y 0.05 mm de diámetro.

El origen y la existencia de las arenas es análoga a la de las gravas: las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. Las arenas estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea.

Limos

Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser *limo inorgánico* como el producido en canteras, o *limo orgánico* como el que suele encontrarse en los ríos, siendo en este último caso de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.05 mm y 0.005 mm. Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta. Los limos, de no encontrarse en estado denso, a menudo son considerados como suelos pobres para cimentar.

Arcillas

Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en no pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de estos minerales es, generalmente, cristalina y complicada, y sus átomos están dispuestos en forma laminar.

De hecho se puede decir que hay dos tipos clásicos de tales láminas: uno de ellos del tipo silícico y el otro del tipo alumínico.

Una lámina del tipo silícico se encuentra formada por un átomo de silicio rodeado de cuatro átomos de oxígeno (figura 1.2a), arreglándose el conjunto en forma de tetraedro (figura 1.2b). Estos tetraedros se agrupan entre sí formando una unidad hexagonal, la cual se repite indefinidamente constituyendo una redícula laminar (figura 1.2c). La unión entre cada dos tetraedros se lleva a cabo mediante un mismo átomo de oxígeno. Algunas entidades consideran como arcillas a las partículas menores a 0.002 mm.

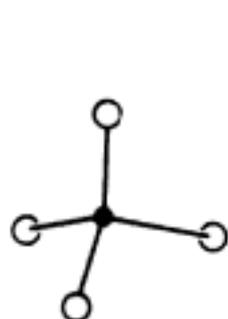


Figura 1.2a

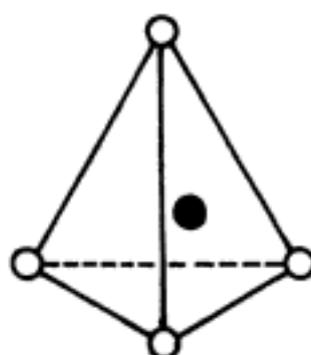


Figura 1.2b Tetraedro.

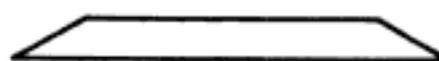


Figura 1.2c Lámina silícica.

● Silicio

○ Oxígeno

Una lámina del tipo aluminico está formada por un átomo de aluminio rodeado de seis átomos de oxígeno y de oxígeno e hidrógeno (figura 1.2d) arreglándose el conjunto en forma de octaedro (figura 1.2e), los cuales se agrupan entre sí mediante un átomo común de oxígeno, repitiéndose la formación indefinidamente y dando como resultado una retícula laminar aluminica (figura 1.2f).

De acuerdo con su arreglo reticular los minerales de arcilla se pueden clasificar en tres grupos básicos, que son:

- a) El *caolínico* (del nombre chino Kau-ling), que procede de la carbonatación de la ortoclasa (feldespato potásico). Las arcillas caolínicas (figura 1.3) están formadas por una lámina silícica y una lámina aluminica superpuestas de manera indefinida y con una unión tal entre sus retículas que no permiten la penetración de moléculas de agua entre ellas, pues producen una capa electrónicamente neutral, lo que induce, desde luego, a que estas arcillas sean bastante estables en presencia del agua.
- b) El *montmorilonítico* (que debe su nombre a Montmorillon, Francia), al cual pertenecen las bentonitas, se forman por la superposición indefinida de

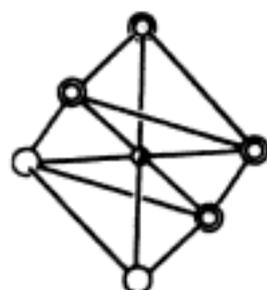


Figura 1.2d

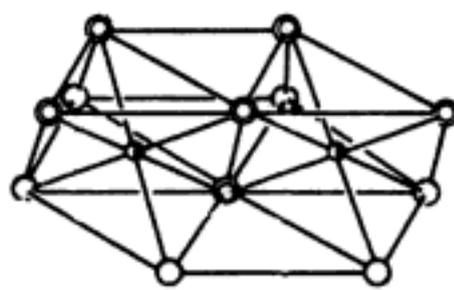


Figura 1.2e Octaedros.



Figura 1.2f Lámina aluminica.



Aluminio;



Oxígeno;



Hidróxilo;



Átomo común de oxígeno

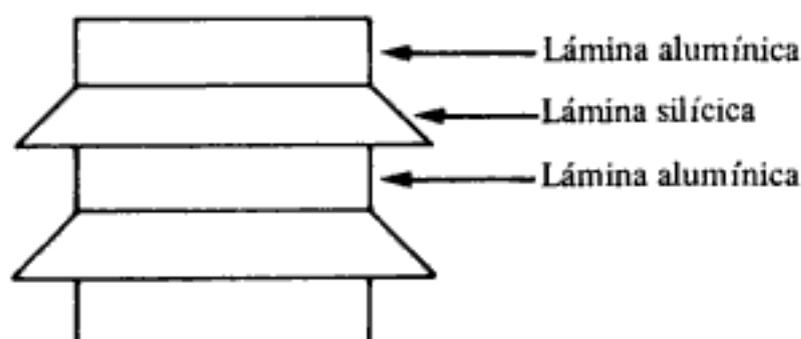


Figura 1.3 Arcilla caolinítica.

una lámina aluminica entre dos láminas silícicas, pero con una unión débil entre sus retículas, lo que hace que el agua pueda penetrar en su estructura con facilidad. Estas arcillas sufren fuerte expansión (figura 1.4) en contacto con agua, lo que provoca inestabilidad en ellas.

- c) El *ilítico* (que debe su nombre a Illinois, E.U.A.), producto de la hidratación de las micas y que presentan un arreglo reticular similar al de las montmoriloníticas, pero con la tendencia a formar grumos por la presencia de iones de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua, razón por la cual no son tan expansivas como las arcillas montmoriloníticas.

En general, las arcillas, ya sean caoliníticas, montmoriloníticas o ilíticas (figura 1.5), son plásticas, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente. Otra característica interesante, desde el punto de vista de la construcción, es que la resistencia perdida por el remoldeo se recupera parcialmente con el tiempo. Este fenómeno se conoce con el nombre de *tixotropía* y

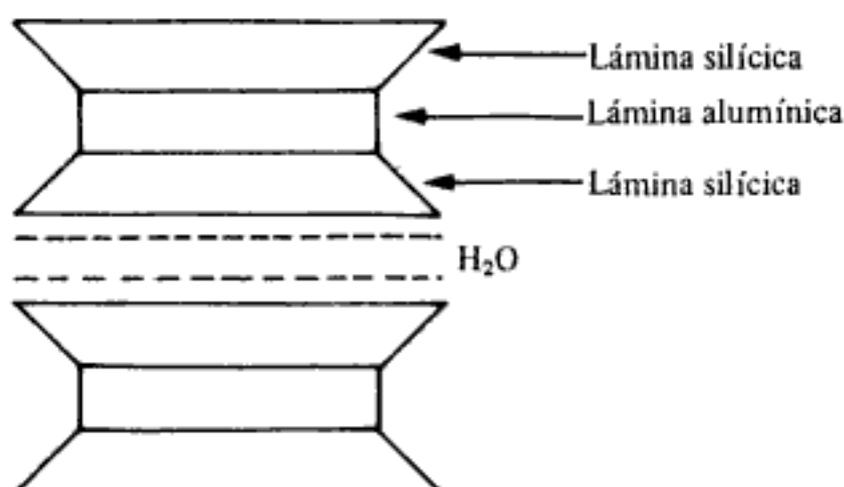


Figura 1.4. Arcilla montmorilonítica.

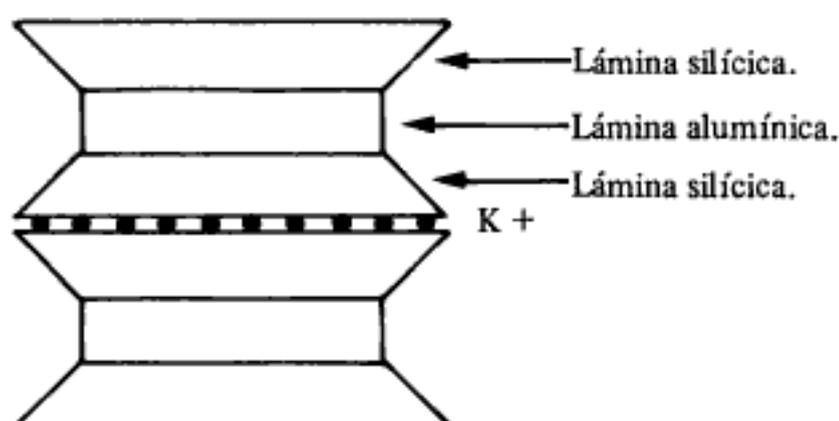


Figura 1.5 Arcilla iltica.

es de naturaleza físico-química. Se puede decir que un contenido mínimo del 15% de arcilla en un suelo le dará a éste las propiedades de la arcilla.

Además de los clásicos suelos indicados con anterioridad, se encuentran en la naturaleza ciertos suelos especiales que a continuación se indican.

Caliche

El término *caliche* se aplica a ciertos estratos de suelo cuyos granos se encuentran cementados por carbonatos calcáreos. Parece ser que para la formación de los caliches es necesario un clima semiárido. La marga es una arcilla con carbonato de calcio, más homogénea que el caliche y generalmente muy compacta y de color verdoso.

Loess

Los loess son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos. Esa cohesión que poseen es debida a un cementante del tipo calcáreo y cuyo color es generalmente castaño claro. El diámetro de las partículas de los loess está comprendido entre 0.01 mm y 0.05 mm. Los loess se distinguen porque presentan agujeros verticales que han sido dejados por raíces extinguidas. Los *loess modificados* son aquellos loess que han perdido sus características debido a procesos geológicos secundarios, tales como inmersión temporaria, erosión y formación de nuevo depósito. Debido al contenido calcáreo los cortes hechos en loess se mantienen generalmente casi verticales. Los loess son colapsables, aunque disminuye dicha tendencia al incrementársele su peso volumétrico.

Diatomita

Las diatomitas o *tierras diatomáceas* son depósitos de polvo silíceo, generalmente de color blanco, compuesto total o parcialmente por residuos de *diatomeas*.

Las *diatomeas* son algas unicelulares microscópicas de origen marino o de agua dulce, presentando las paredes de sus células características silíceas.

Gumbo

Es un suelo arcilloso fino, generalmente libre de arena y que parece cera a la vista; es pegajoso, muy plástico y esponjoso. Es un material difícil de trabajar.

Tepetate

Es un material pulverulento, de color café claro o café oscuro, compuesto de arcilla, limo y arena en proporciones variables, con un cementante que puede ser la misma arcilla o el carbonato de calcio. Según sea el componente predominante el tepetate se suele llamar *arcilloso*, *limoso*, *arenoso*, *arcillo-limoso* si es que predomina la arcilla, *areno-limoso* si predomina la arena, *limo-arenoso* si predomina el limo, y así sucesivamente.

La mayoría de las veces el tepetate debe su origen a la descomposición y alteración, por intemperismo, de cenizas volcánicas basálticas. Pueden encontrarse dentro del tepetate capas o lentes de arena y cenizas basálticas que no alcanzaron a intemperizarse cuando fueron cubiertas por una capa que sí se alteró. También suelen encontrarse lentes de piedra pómez dentro del tepetate.

SUELOS COHESIVOS Y SUELOS NO COHESIVOS

Una característica que hace muy distintivos a diferentes tipos de suelos es la cohesión. Debido a ella los suelos se clasifican en "cohesivos" y "no cohesivos". Los suelos cohesivos son los que poseen cohesión, es decir, la propiedad de atracción intermolecular, como las arcillas. Los suelos no cohesivos son los formados por partículas de roca sin ninguna cementación, como la arena y la grava.

En la siguiente figura se presentan algunos símbolos empleados para representar a los suelos.



CON LOS SIMBOLOS ANTERIORES SE PUEDEN HACER COMBINACIONES COMO;



Figura 1.6.



CAPÍTULO 2

Obtención de muestras de suelos

Para determinar las propiedades de un suelo en laboratorio es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Un muestreo adecuado y representativo es de primordial importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos en sí. A menos que la muestra obtenida sea verdaderamente representativa de los materiales que se pretende usar, cualquier análisis de la muestra sólo será aplicable a la propia muestra y no al material del cual procede, de ahí la imperiosa necesidad de que el muestreo sea efectuado por personal conocedor de su trabajo. Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede, e inalterada en caso contrario.

Para obtener *muestras alteradas* el muestreo debe efectuarse según el fin que se persiga. Para tomar muestras individuales de un sondeo a cielo abierto (pozo de 1.50 m × 1.50 m de sección y de la profundidad requerida, figura 2.1) se efectúa el procedimiento siguiente:



Figura 2.1



Figura 2.2

- a) Se rebaja la parte seca y suelta de suelo con el propósito de obtener una superficie fresca.
- b) Se toma una muestra de cada capa en un recipiente y se coloca una tarjeta de identificación.
- c) Las muestras se envían en bolsas a laboratorio.

Para tomar muestras individuales mediante perforaciones con barrena (figura 2.2) se hace lo siguiente:

- a) Se coloca el suelo excavado en hilera con el debido orden.
- b) Se toma una porción representativa de cada clase de suelo encontrado y se colocan en bolsas separadas con su identificación correspondiente.
- c) Las bolsas con material se envían a laboratorio.

Para tomar muestras integrales, ya sea de zanjas abiertas o de cortes (figura 2.3), se sigue el procedimiento descrito a continuación:



Figura 2.3



Figura 2.4a



Figura 2.4b

- a) Se retira la capa de despalde superficial.
- b) Se quita el material seco y suelto para obtener una superficie fresca de donde obtener la muestra.
- c) Se extiende una lona impermeable al pie del talud para recoger la muestra.
- d) Se excava un canal vertical de sección uniforme desde la parte superior hasta el fondo, depositando el material en la lona impermeable.
- e) Se recoge todo el material excavado, se coloca en una bolsa con su etiqueta de identificación y se envía a laboratorio.

Cuando se deseen muestras integrales procedentes de perforaciones con barrenas, se quita primero el despalde y luego todo el material excavado del sondeo perforado (figura 2.4a), se recoge en una sola bolsa (figura 2.4b) y se envía a laboratorio.

Si las muestras que se van a obtener proceden de un material acordonado, se corta y envasa el material de toda una sección como se muestra en la figura 2.5.



Figura 2.5

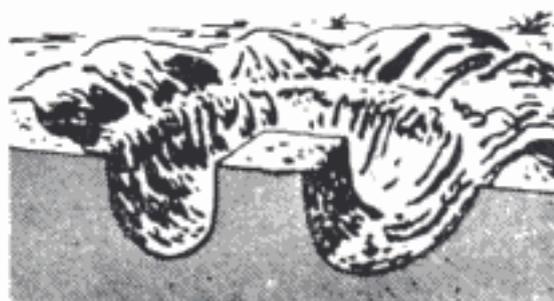


Figura 2.6

Para obtener muestras inalteradas, el caso más simple corresponde al de cortar un determinado trozo de suelo del tamaño deseado (normalmente de $0.30\text{ m} \times 0.30\text{ m} \times 0.30\text{ m}$), cubriéndolo con parafina para evitar pérdidas de humedad y empacándolo debidamente para su envío a laboratorio. A continuación se indican diferentes formas de obtener dichas muestras inalteradas. Si se desea una muestra inalterada de una superficie más o menos plana el procedimiento a seguir es el siguiente:

- a) Se limpia y alisa la superficie del terreno y se marca el contorno del trozo (figura 2.6).
- b) Se excava una zanja alrededor de esto.
- c) Se ahonda la excavación y se cortan los lados del trozo (figura 2.7) empleando un cuchillo de hoja delgada.
- d) Se corta el trozo con el cuchillo y se retira del hoyo.
- e) La cara del trozo extraído que corresponda al nivel del terreno se marca con una señal cualquiera para conocer la posición que ocupaba en el lugar de origen. Se achaflanar inmediatamente las aristas de la muestra y se le aplican tres capas de parafina caliente con una brocha (figura 2.8a).
- f) Si la muestra no va a ser usada pronto, necesita una protección adicional a las tres capas de parafina ya indicadas. Esta protección consiste en envolver la muestra con una tela blanda, amarrándola con un cordel (figura 2.8b). Hecho esto se sumerge la muestra entera en parafina fundida.

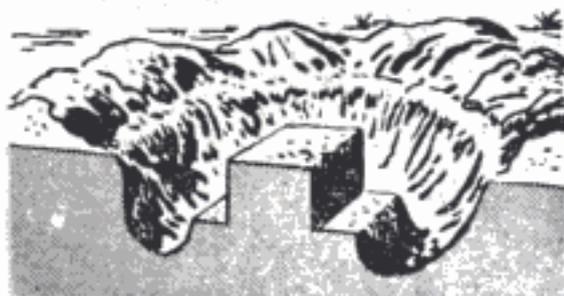


Figura 2.7



Figura 2.8a



Figura 2.8b



Figura 2.8c

Sumergiendo la muestra repetidas veces en la parafina fundida (figura 2.8c), puede alcanzar un espesor de unos 3 mm (1/8"), suficiente para garantizar su impermeabilidad.

Si las muestras inalteradas necesitan ser enviadas a un laboratorio muy lejano del lugar de extracción de las mismas, entonces necesitan aún mayor protección.

La protección mencionada consiste en recubrir la mezcla con 1.27 cm (1/2"), como mínimo, de parafina y empaclarla con aserrín, paja o papel en una pequeña caja (figura 2.9).

Para obtener una muestra inalterada de la pared de un sondeo a cielo abierto o de la pared de un corte, el procedimiento que debe seguirse es el siguiente:

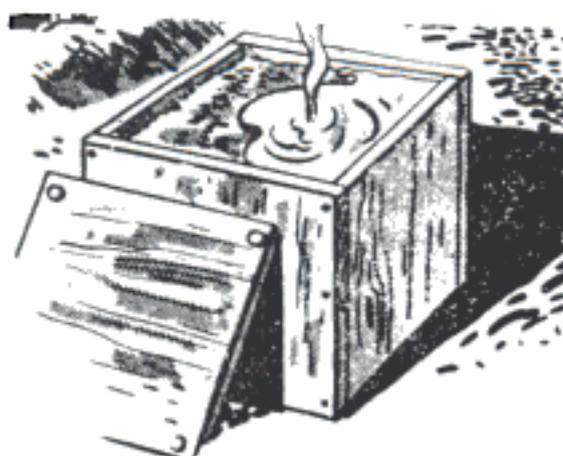


Figura 2.9



Figura 2.10

- a) Se limpia y alisa cuidadosamente la cara de la superficie y se marca el contorno.
- b) Se excava alrededor y por atrás dándole forma al trozo (figura 2.10). Para ello se usa un cuchillo de hoja delgada.
- c) Se corta el trozo con el cuchillo y se retira del hoyo cuidadosamente. Se marca la cara superior.
- d) Se emparafina, como ya se sabe, para su traslado a laboratorio.

La excavación de pozos a cielo abierto rinde siempre una información correcta hasta donde él llega, pues permite la inspección visual de los estratos del suelo. Sin embargo, la mayoría de las investigaciones del suelo requieren estudios del terreno a profundidades mayores que las que pueden ser alcanzadas satisfactoriamente con excavaciones a cielo abierto. El procedimiento usual de detener la excavación a la profundidad donde se construirán los cimientos no da ninguna información respecto a la naturaleza del terreno que quedará debajo de los cimientos y hasta cierta profundidad de los mismos, y éste es, precisamente, el que tiene que sostener la estructura, de aquí que para poder obtener la información requerida para hacer un buen análisis de los cimientos es necesario realizar perforaciones de profundidad. Estas perforaciones pueden hacerse mediante el uso de barrenas hasta llegar al estrato requerido, y ahí sacar con un muestreador especial —como el tubo Shelby— la muestra inalterada. Las barrenas pueden ser de diferentes tipos. La mayoría de ellas son relativamente cortas, variando su tamaño desde unos cuantos centímetros hasta casi medio metro.

Estas barrenas se hincan en el suelo por rotación haciendo uso de uno o varios tubos de un maneral. El suelo que la barrena va cortando es retenido en la misma, la cual se saca del agujero cada vez que se llena.

Otro equipo empleado para hacer el agujero es la llamada posteadora (figura 2.11). Los bordes cortantes deben mantenerse afilados y limpios. El diámetro de las posteadoras es comúnmente de 10.16 cm (4"), pero las hay de diámetros mayores.

Cuando por medio de barrenas o posteadoras se haya llegado a la profundidad requerida, posiblemente el equipo más sencillo y uno de los más eficientes

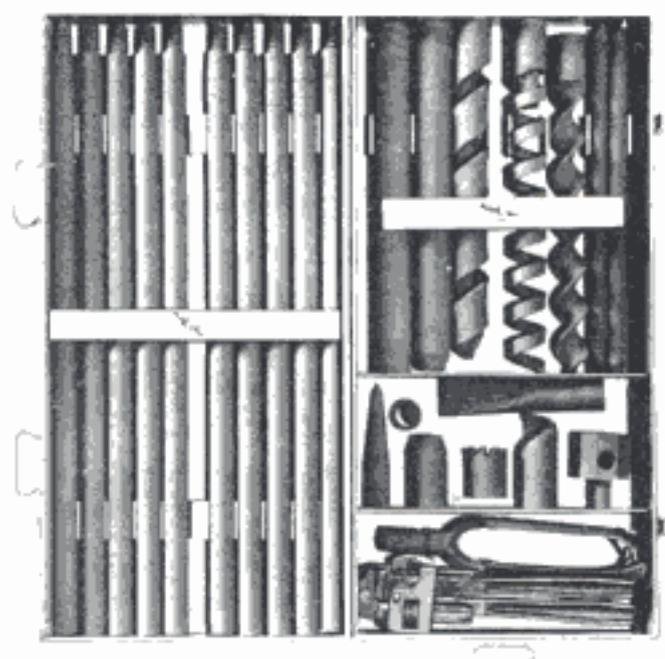


Figura 2.11

para extraer una muestra inalterada sea el tubo Shelby (figura 2.12), que consiste en un tubo metálico de paredes delgadas con extremo afilado. Este tubo se fuerza dentro del terreno aplicándole una presión continuada, no con golpes.

El borde cortante de este sacamuestras tiene un diámetro ligeramente menor que el interior del tubo, garantizando que la muestra pueda deslizarse libremente dentro de él sin fricción, mientras que la parte superior del tubo está dotada de una válvula de bola que evita que la muestra se salga del sacamuestras mientras se extrae éste del terreno.

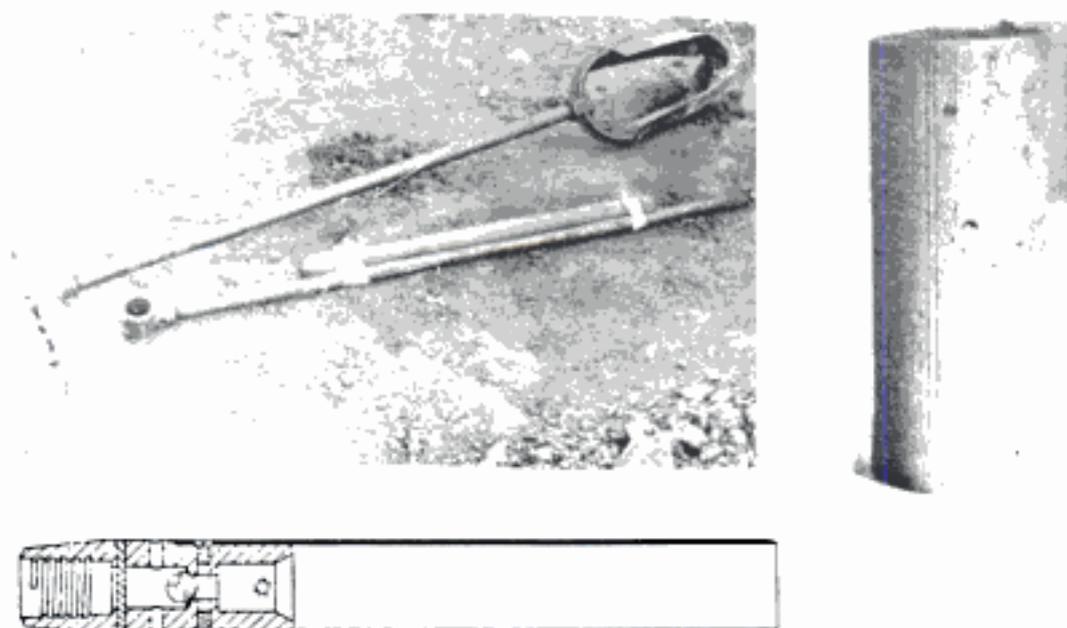


Figura 2.12

PROFUNDIDAD DE LAS PERFORACIONES

Es imposible establecer un grupo de reglas definitivas para determinar la profundidad a que deben llegar las perforaciones. La profundidad hasta la cual debe investigarse un suelo puede estar basada en el tipo de suelo encontrado y en el tamaño y peso de la estructura que se va a construir, considerando que los esfuerzos desarrollados en el suelo dependen de la carga distribuida en toda el área cargada, además de las cargas debajo de las zapatas individuales. Salvo en casos muy especiales, no es necesario investigar el suelo a profundidades mayores de 1 a 1.5 veces la menor dimensión del área cargada. Llegar a profundidades de 1.5 veces la menor dimensión del área cargada es muy recomendable en el caso de estructuras muy pesadas como silos y edificios de muchos pisos. En obras comunes de un nivel, llegar a 3.5 m; para dos niveles, llegar a 6.0 m; para tres niveles, llegar a 10.0 m; para cuatro niveles, llegar a 15 m, y para cinco niveles o más, llegar a 25 m.

PERFIL DE SUELOS

Cualquiera que sea el tipo de perforación que se ejecute, a medida que se va profundizando en ella se deben anotar los espesores de los distintos estratos atravesados, indicando cuáles son gravas, arenas, limos, arcillas, o mezcla de los mismos; cómo son los granos de los materiales; dónde son de tamaño uniforme o graduado de gruesos a finos; color, olor y aspereza de los granos. Con estos datos y los de las pruebas que a los materiales se les ejecute se hace un perfil de suelos como el que se ilustra en la figura 2.13.

Las muestras inalteradas al llegar a laboratorio se desempacan cuidadosamente, se labran los especímenes que se necesitan y se les practican los ensayos necesarios en las condiciones en que se encuentran. Sin embargo, las muestras alteradas necesitan procesos diferentes para su ensaye.

PERFIL DE SUELOS

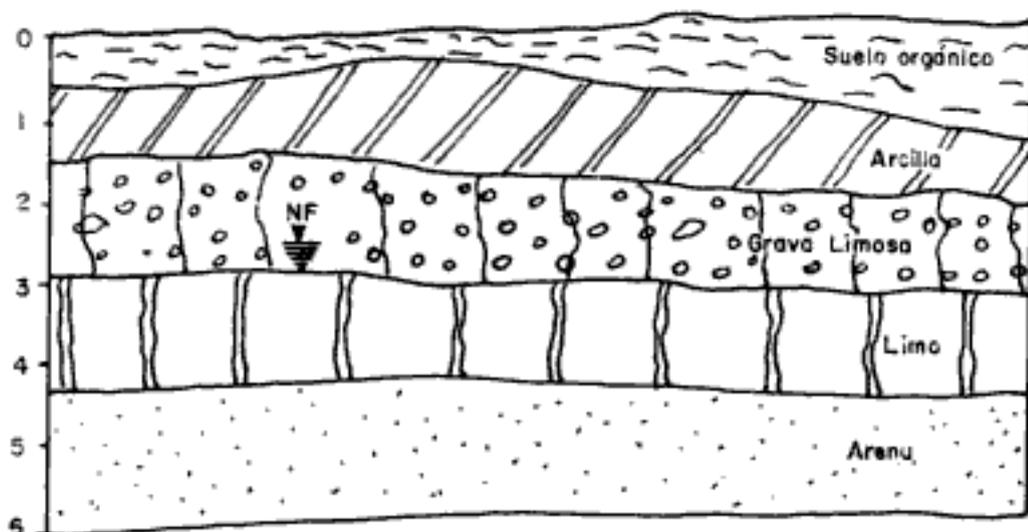


Figura 2.13

SECADO DE MUESTRAS ALTERADAS

Cuando una muestra alterada llega a laboratorio con humedad que permita su fácil disgregación, no es necesario someterla a un proceso de secado; en caso contrario, la muestra debe ser secada ya sea extendiéndola al sol sobre una superficie limpia (figura 2.14a), o bien colocándola en una charola o bandeja dentro de un horno a baja temperatura (50°C), o secándola lenta y cuidadosamente en una estufa a bajo calor (figura 2.14b).

DISGREGACIÓN DE MUESTRAS ALTERADAS

El objeto de la disgregación de las muestras alteradas es llevarlas a un estado semejante al que van a presentar en la obra durante el proceso de construcción, debiendo entrar en juego el criterio del ingeniero para decidir hasta dónde debe



Figura 2.14a

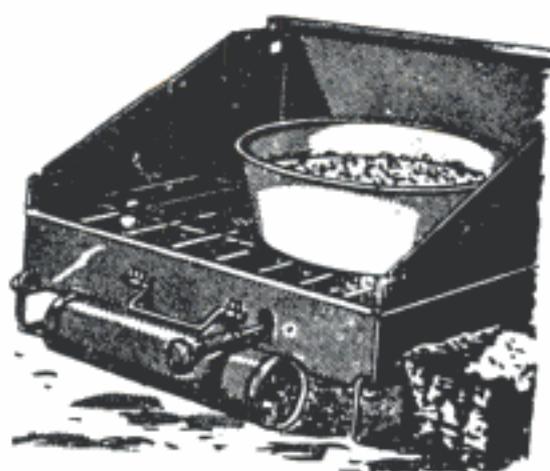


Figura 2.14b

llevarse a cabo dicho proceso de disgregación del material según su destino, equipo y procedimiento de construcción.

Para efectuar la disgregación de una muestra se emplea un mazo de madera de 9.5 cm por lado y de 15 cm de altura con un mango saliendo de la cara posterior de la base, y cuyo peso es aproximadamente de 1 kg. El mazo generalmente está forrado en su base con una cubierta de cuero.

El proceso de disgregación es el siguiente: se tamiza el material por una malla No. 4 (4.76 mm) y el retenido se coloca en una charola y se macea, dejando caer el mazo de madera sobre el material en forma vertical y desde una altura aproximada de 20 cm, como puede apreciarse en la figura 2.15. Disgregada la muestra retenida en la malla No. 4 (4.76 mm) se mezcla con la que pasó dicha malla y se somete al proceso de cuarteo.

PROCESO DE CUARTEO DE MUESTRAS ALTERADAS

Con la muestra disgregada como se ha indicado y mezclada convenientemente (figura 2.16a), se forma un cono colocando con una pala el material en el vértice de éste y permitiendo que se acomode (figura 2.16b). Con la misma pala, que debe ser rectangular, se forma un cono truncado de unos 15 cm de altura y se divide en cuadrantes por medio de una regla (figura 2.16c y 2.16d). Se mezcla el material de dos cuadrantes opuestos y se repite la operación hasta obtener la cantidad deseada de muestra para las pruebas que se realizarán.



Figura 2.15



Figura 2.16a



Figura 2.16b



Figura 2.16c

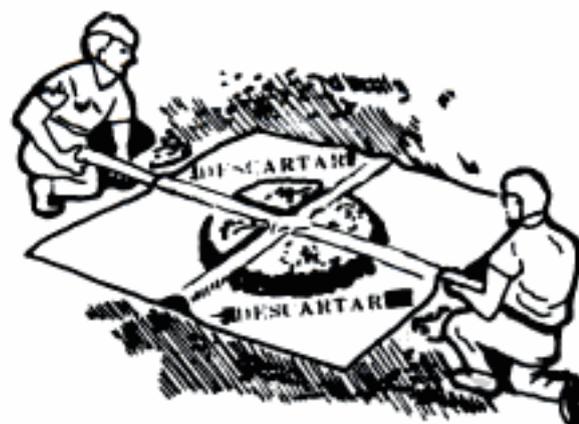


Figura 2.16d

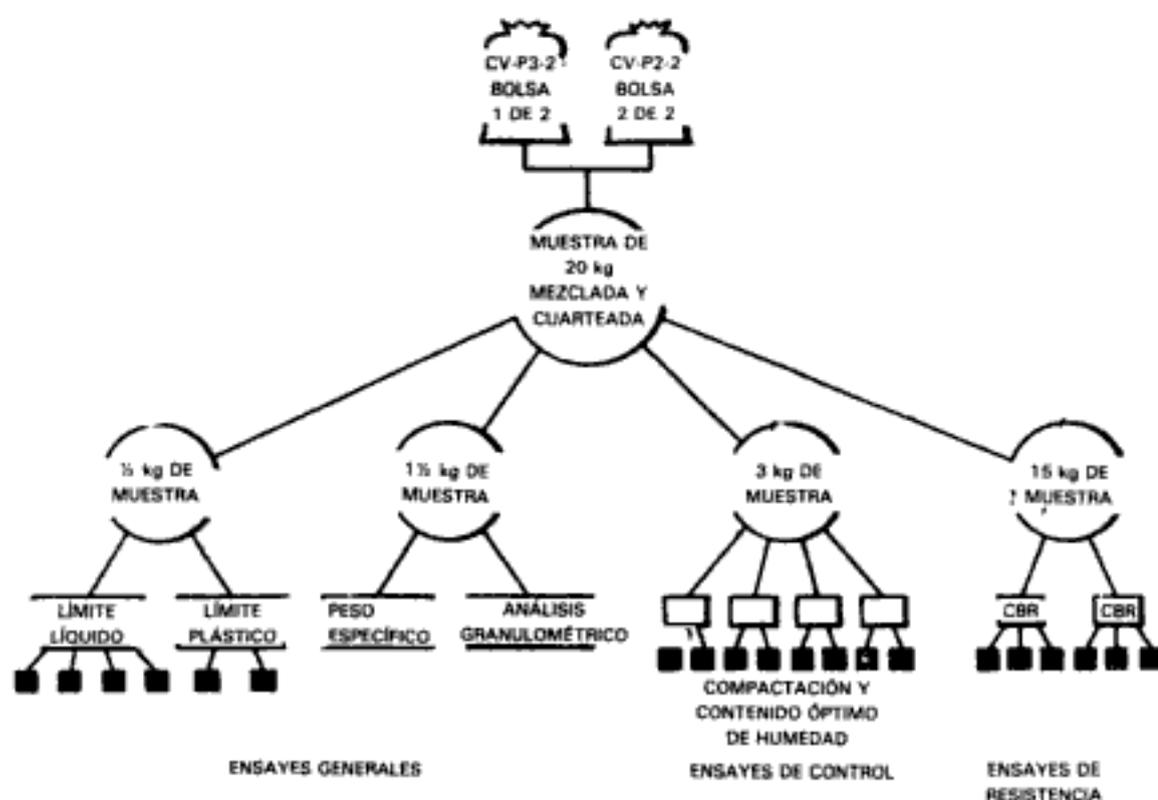


Figura 2.17

Es de capital importancia que tanto la muestra llevada a laboratorio como la del último cuarteo sean verdaderamente representativas del material que va a emplearse en la obra.

La figura 2.17 muestra las cantidades de materiales que usualmente se emplean tanto en ciertos ensayos generales como en algunos de control y de resistencia de suelos.

CAPÍTULO 3

Algunas características físicas de los suelos

IMPORTANCIA DEL CONOCIMIENTO DEL SUELO

El conocimiento de las principales características físicas de los suelos es de fundamental importancia en el estudio de la Mecánica de Suelos, pues mediante su atinada interpretación se puede predecir el futuro comportamiento de un terreno bajo cargas cuando dicho terreno presente diferentes contenidos de humedad. Estas características se explican a continuación.

PESO VOLUMÉTRICO

Se denomina peso volumétrico de un suelo (γ) al peso de dicho suelo contenido en la unidad de volumen, y generalmente se expresa en kg/m^3 .

Se denomina peso volumétrico seco y suelto ($\gamma_{s.s.}$) de un suelo al peso volumétrico aparente de él, tomando el peso del mismo previamente cuarteado y secado en un horno a peso constante. El peso volumétrico aparente se refiere al considerar el volumen de los vacíos formando parte del suelo. Para determinar el peso volumétrico seco y suelto de un suelo se coloca el material —que ha sido cuarteado y secado— dentro de un recipiente de volumen conocido, llenándolo y enrasándolo, sin apretarlo, con una regla. Inmediatamente se pesa, y restando el peso del recipiente se obtiene el peso del material, que dividido entre el volumen del recipiente proporcionará el dato de peso volumétrico seco y suelto ($\gamma_{s.s.}$) del suelo. La principal aplicación de este dato está en la conversión de pesos de material a volúmenes y viceversa.

DENSIDAD

La *densidad absoluta* de un cuerpo es la masa de dicho cuerpo contenida en la unidad de volumen, sin incluir sus vacíos. La *densidad aparente* es la masa de un cuerpo contenida en la unidad de volumen, incluyendo sus vacíos.

La densidad relativa de un sólido es la relación de su densidad a la densidad absoluta del agua destilada a una temperatura de 4°C. Así pues, *en un suelo*, la densidad relativa del mismo se define como la relación de la *densidad absoluta* o *aparente* promedio de las partículas que constituyen el suelo, a la densidad absoluta del agua destilada, a 4°C, que tiene un valor de 1 g/cm³.

Se acostumbra expresar la densidad absoluta en gramos masa por centímetro cúbico, y la densidad relativa queda expresada por un número abstracto.

Expresadas en forma de ecuación se tiene:

$$\text{Densidad absoluta} = D_a = \frac{P_s}{V_s}$$

$$\text{Densidad aparente} = D'_a = \frac{P_s}{V_t}$$

$$\text{Densidad relativa} = D_r = \frac{D_a}{D_w}; \text{ o bien } D_r = \frac{D'_a}{D_w}$$

en las cuales:

P_s = Peso de la partícula sólida en gramos

V_s = Volumen de sólidos en cm³.

V_t = Volumen de sólidos más volumen de huecos, en cm³.

D_w = Densidad absoluta del agua destilada a temperatura de 4°C; tiene valor de 1 g/cm³.

Generalmente a los materiales que contienen partículas gruesas en su mayor parte se les determina la densidad relativa aparente, y a los materiales que están formados por gran cantidad de partículas finas se les determina la densidad relativa absoluta.

Densidad aparente relativa de un material grueso

La determinación de la densidad aparente relativa del material pétreo retenido en la malla de 3/8" está relacionada con la prueba de absorción y da una idea general de la calidad del material pétreo. Se puede decir, en términos generales, que a densidades altas y absorciones bajas corresponden materiales compactos y resistentes. Esto no es concluyente, ya que existen materiales con baja densidad

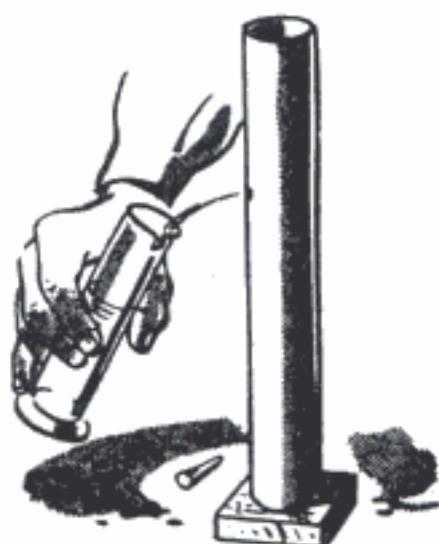


Figura 3.1

y alta absorción que también son bastante resistentes y los cuales se identifican fácilmente por la presencia de cavernas visibles a simple vista.

La determinación de la densidad relativa aparente se lleva a cabo de la siguiente manera: la muestra de material pétreo, previamente cribada en la malla de 3/8" para eliminar el material que pasa por dicha malla, se saturará durante 24 horas en agua y se secará superficialmente. El material así saturado y superficialmente seco se sumerge con todo cuidado en un picnómetro lleno de agua (figura 3.1) que ha sido llevado al nivel de derrame.

Al vaciarse las piedras dentro del picnómetro, éstas desalojan cierto volumen de agua que se recoge en una probeta graduada, midiéndose así el volumen de agua desalojada. Se extraen las piedras del picnómetro y se procede a secarlas en un horno a temperatura constante de 100-110 °C durante 24 horas aproximadamente. Después de secadas las piedras, se dejan enfriar hasta que alcancen la temperatura ambiente y se pesan, anotándose dicho peso seco P_s .

La densidad aparente relativa se calcula por la fórmula:

$$D_r = \frac{P_s}{V \cdot D_w}$$

en la cual:

D_r = Densidad relativa aparente.

P_s = Peso de la muestra seca en gramos.

V = Volumen de agua desalojada en centímetros cúbicos.

Conociendo este dato de la densidad relativa aparente, se compara con el que marque la especificación correspondiente.

Densidad absoluta relativa de material fino

La determinación de la densidad absoluta relativa del material que pasa la malla No. 40, cuya principal aplicación es la determinación de la curva de saturación teórica en la prueba de compactación Proctor —misma que se trata más adelante— y en la determinación de los porcentajes de arena, limo y arcilla, se lleva a cabo usando el equipo siguiente:

Un matraz Pyrex aforado a 500 cm³.

Una balanza de 1 kg de capacidad y 0.1 g de aproximación.

Un termómetro.

Una parrilla eléctrica o cualquier otra fuente de calor adecuada.

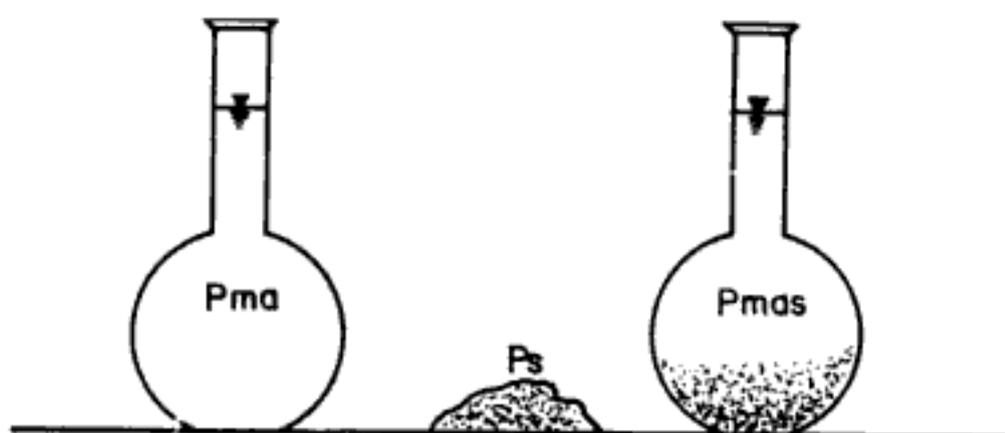
Una malla No. 40.

Un horno que mantenga una temperatura constante entre 100 y 110°C.

Para llevar a cabo la prueba llénese el matraz con agua destilada hasta el aforo, comprobando que la parte del menisco del agua coincida con la marca de calibración; pésese el matraz con el agua y anótese dicho peso como P_{ma} . Vacíese el matraz hasta la mitad aproximadamente e introdúzcase en él una muestra perfectamente seca de 100 g del material que haya pasado la malla No. 40. Teniendo ya el material dentro del matraz (figura 3.2) sáquesele el aire que haya quedado atrapado mediante una hora —aproximadamente— de ebullición.

Póngase luego el matraz en un tanque de enfriamiento y complétese con agua destilada el volumen faltante, manteniendo el matraz en el tanque hasta que se obtenga en el agua una temperatura adecuada (20°C si es posible).

Retírese el matraz del tanque de enfriamiento, séquese superficialmente y regístrese su peso P_{mas} . Calcúlese la densidad absoluta y la relativa de la siguiente manera:



$$P_{mas} = P_{ma} + P_s - V_s \cdot D_w$$

Figura 3.2

Por definición:

$$V_s = \frac{P_s}{D_a}, \text{ y reemplazando:}$$

$$P_{mas} = P_{ma} + P_s - \frac{P_s}{D_a} \cdot Dw$$

O sea que:

$$\frac{P_s}{D_a} \cdot Dw = P_{ma} + P_s - P_{mas}$$

Por lo tanto:

$$D_a = \frac{P_s \cdot Dw}{P_{ma} + P_s - P_{mas}}, \text{ y}$$

$$D_r = \frac{P_s}{P_{ma} + P_s - P_{mas}}$$

Valores rutinarios de D_r son: para arenas 2.65, y para arcillas 2.70.

ABSORCIÓN

El método se refiere a la determinación de la absorción del material en 24 horas. Para ello, la muestra seleccionada del agregado grueso retenido en la malla de 3/8'' se sumerge en agua durante 24 horas. Al final de este tiempo deberá extraerse el material del agua y proceder a su secado superficial, mediante un lienzo absorbente. En estas condiciones de saturación se determina el peso de la muestra P_h . Se pone luego a secar la muestra hasta peso constante P_s y se calcula la absorción por la fórmula.

$$\% A = \frac{P_h - P_s}{P_s} \cdot 100$$

El resultado obtenido por medio del método explicado sirve para compararlo con el que marque la especificación correspondiente al uso que se le vaya a dar al material y saber si satisface o no la norma.

GRANULOMETRÍA

El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso sirve para discernir sobre la influencia que puede tener en la densidad del material compac-

tado. El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad en por ciento de los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo. Para el conocimiento de la composición granulométrica de un determinado suelo existen diferentes procedimientos. Para clasificar por tamaños las partículas gruesas el procedimiento más expedito es el del tamizado. Sin embargo, al aumentar la finura de los granos el tamizado se hace cada vez más difícil, teniendo entonces que recurrir a procedimientos por sedimentación. Conocida la composición granulométrica del material, se le representa gráficamente para formar la llamada curva granulométrica del mismo (su interpretación se verá adelante). Como tamaño de las partículas puede considerarse el diámetro de ellas cuando es indivisible bajo la acción de una fuerza moderada, como la producida por un mazo de madera golpeando ligeramente.

Procedimiento del tamizado

La ejecución de este procedimiento puede explicarse claramente en la forma siguiente:

- a) Se toma una muestra representativa de unos 20 kg y se seca al sol o en horno durante unas 12 horas.
- b) Por medio de cuarteos a la muestra mencionada se sacan unos 2 kg.
- c) Se pasan los 2 kg por las mallas de 2'', 1 1/2'', 1'', 3/4'', 3/8'' y No. 4, y se pesa el retenido en cada una de dichas mallas.
- d) Del material que pasa la malla No. 4 se toma una cierta cantidad —generalmente 200 g— y se colocan en un vaso con agua, dejando que el material se remoje unas 12 horas.
- e) Con un agitador metálico se agita el contenido del vaso durante un minuto y se vacía luego sobre la malla No. 200, se vacía nuevamente el material al vaso lavando la malla en posición invertida, se agita nuevamente el agua del vaso y se repite el procedimiento tantas veces como sea necesario hasta que no se enturbie el agua al ser agitada.
- f) Se elimina el agua y se pone la muestra a secar en un horno a temperatura constante.
- g) Se pesa y por diferencia a los 200 g se obtiene el por ciento que pasó la malla No. 200.
- h) Se vacía el material que pasó la malla No. 4 y se retuvo en la No. 200, para que pase lo correspondiente por las mallas Nos. 10, 20, 40, 60, 100 y 200, pesando los retenidos.
- i) Conociendo los pesos parciales retenidos desde la malla de 2'' hasta la No. 200 se obtienen los porcentos retenidos parciales, los porcentos retenidos acumulativos y los porcentos pasando.

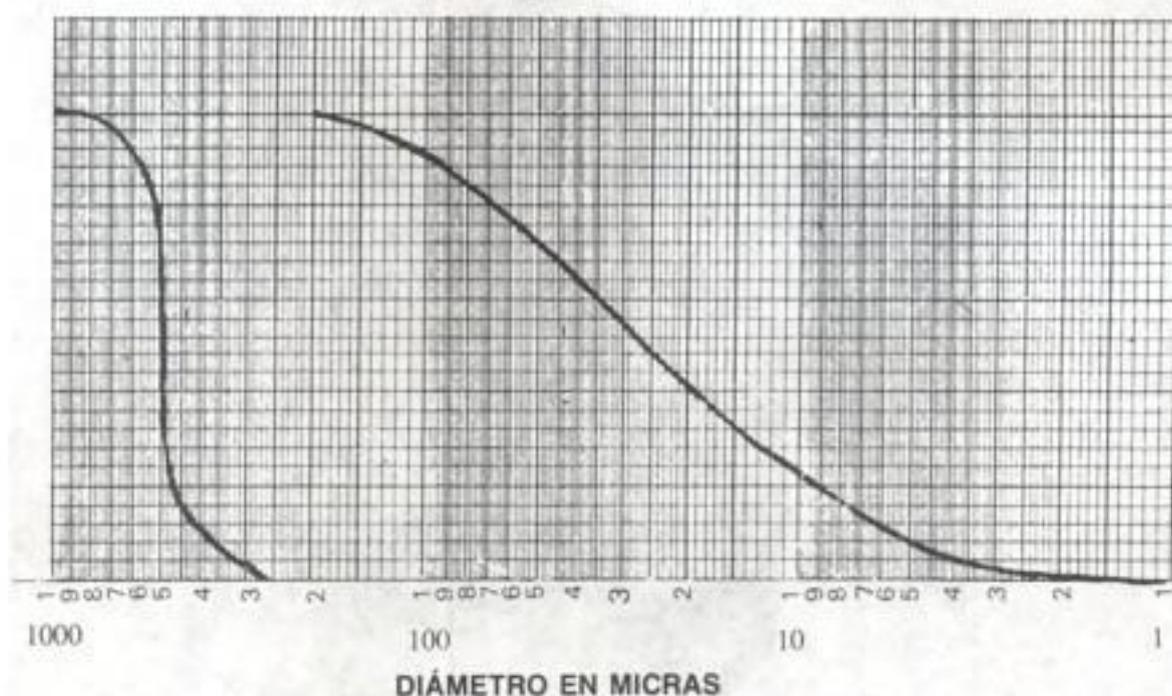
Es necesario aclarar que los retenidos parciales en cada malla deberán expresarse como porcentajes de la muestra total, y para calcular los



Figura 3.3

porcientos retenidos en las mallas 10 a 200 se divide el peso en gramos retenido en cada malla entre el peso seco de la muestra para la prueba de lavado (200 g generalmente) y se multiplica este cociente por el porcentaje que pasa la malla No. 4, determinado en el análisis del material grueso. El retenido acumulativo en la malla No. 10 se calcula sumando el retenido parcial en dicha malla al retenido acumulativo en la malla No. 4. El retenido acumulativo en la malla No. 20 es igual al retenido acumulativo en la malla No. 10 más el retenido parcial en la malla No. 20. De igual manera se calculan los demás retenidos acumulativos hasta la malla No. 200.

- j) Se traza la curva de la composición granulométrica del material en una gráfica que tiene por abscisas, a escala logarítmica, las aberturas de las mallas y por ordenadas los porcentajes de material que pasa por dichas mallas, a escala aritmética.
- k) La curva resultante se compara con las que se tengan como especificaciones (ver figura 3.4), o se obtienen de ella relaciones entre ciertos porcentajes pasando que dan idea de la graduación del material. Además, la forma de la curva granulométrica, dibujada a escala semilogarítmica, da una idea de la composición granulométrica del suelo. Así, un suelo que está formado por partículas de un mismo tamaño quedará representado por una línea vertical y un suelo con curva granulométrica bien tendida indicará gran variedad de tamaños.

**Figura 3.4**

A continuación se resuelve un problema relativo a la granulometría de un material. Supóngase que el peso del material que debe pasar por las mallas es de 18,715 g. El desarrollo del problema se muestra a continuación:

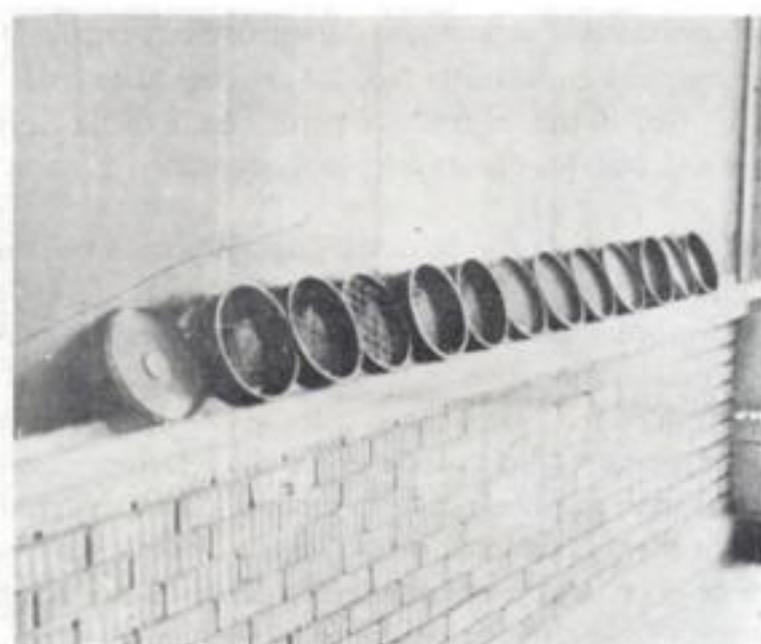
**Figura 3.5**

Tabla 3.1

COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA					
MALLA	PESO RETENIDO PARCIAL (G)	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULATIVO	%QUE PASA LA MALLA	
3'' (76.2 mm)	—				
2'' (50.8 mm)	—				
1 1/2'' (38.1 mm)	1960	11	11	89	
1'' (25.4 mm)	2320	12	23	77	
3/4'' (19.1 mm)	2310	12	35	65	
3/8'' (9.52 mm)	3700	20	55	45	
4 (4.76 mm)	1850	10	65	35	
Pasa No. 4	6575	35	100		
SUMA	18715	100			
DETERMINACIÓN DE LA COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA DEL MATERIAL TAMIZADO POR LA MALLA No. 4 (POR LAVADO).					
MALLA No.	PESO RETENIDO PARCIAL (G)	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULATIVO	%QUE PASA LA MALLA	
10 (2.00 mm)	31.5	6	71	(6)	29
20 (0.84 mm)	26.6	5	76	(11)	24
40 (0.42 mm)	28.8	5	81	(16)	19
60 (0.25 mm)	22.0	4	85	(20)	15
100 (0.149 mm)	24.7	4	89	(24)	11
200 (0.074 mm)	18.0	3	92	(21)	8
PASA No. 200	48.4	8	100	(35)	0
SUMA	200.0	35			

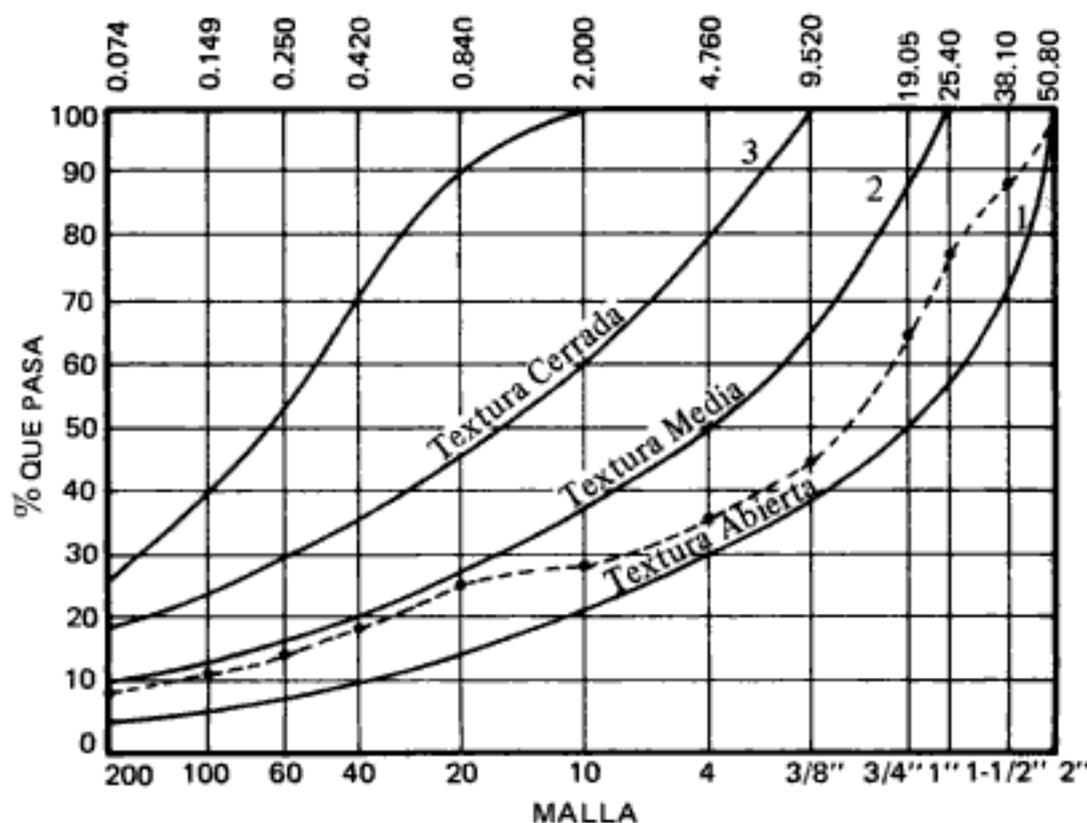


Figura 3.6

Haciendo uso de los valores de la columna *% que pasa la malla*, se grafica la composición granulométrica del material analizado y se compara dicha granulometría con la que marcan las especificaciones (ver figura 3.6).

Las cuatro curvas marcadas como especificaciones corresponden a materiales bien graduados que al ser compactados darán un mínimo de vacíos, por lo que servirán de comparación. Sin embargo, un material cuyas partículas muestran forma de lascas o de agujas puede presentar gran cantidad de vacíos, a pesar de que su curva granulométrica indique una sucesión adecuada de tamaños.

Del mismo modo, cuando se presentan variaciones de consideración en la densidad de las partículas de diferentes tamaños, la curva granulométrica no dará una idea correcta de la granulometría del material, por lo que es necesario hacer la corrección respectiva para reducir los porcentajes expresados en función del peso a porcentajes expresados en función del volumen.

Las texturas abierta, media y cerrada que se indican en la gráfica de especificaciones se refieren a la distribución que tienen entre sí las partículas del suelo.

Las características granulométricas de un suelo pueden expresarse por un término numérico indicativo de algún tamaño de grano característico y del grado de uniformidad, o bien por medio de nombres o símbolos que indiquen la fracción del suelo predominante.

El método más conocido es el de Allen Hazen, quien descubrió que la permeabilidad de las arenas sueltas para filtros dependía de dos cantidades que llamó *diámetro efectivo y coeficiente de uniformidad*.

El diámetro efectivo, D_{10} , es el tamaño de partículas que corresponde a $P = 10\%$ en la curva granulométrica, de modo que el 10% de las partículas son más finas que D_{10} y el 90% más gruesas. El coeficiente de uniformidad C_u es igual a D_{60}/D_{10} , en que D_{60} es el diámetro en milímetros para el cual el 60% de las partículas son menores que ese diámetro.

Otro valor numérico que ayuda a conocer las condiciones granulométricas de un suelo es el *coeficiente de curvatura*, C_c , que es igual a $(D_{30})^2 / D_{10} \cdot D_{60}$.

Un material bien graduado debe cumplir la condición de que el coeficiente de uniformidad sea mayor de 4 para gravas y mayor de 6 para arenas, y que el coeficiente de curvatura esté comprendido entre 1 y 3. Cuando el coeficiente de uniformidad C_u es menor que los valores indicados, ello significa que el material no es graduado sino prácticamente uniforme en el diámetro de sus partículas.

Únicamente en los suelos gruesos cuya composición granulométrica puede ser determinada por medio de mallas puede la distribución de tamaños indicar algo de lo relativo a las propiedades físicas del material; así, por ejemplo, los suelos bien graduados tienen mejor comportamiento ingenieril que aquéllos de granulometría uniforme. Sin embargo, en los suelos finos sus propiedades tanto mecánicas como hidráulicas dependen de su estructura, plasticidad e historia geológica. Esto hace que la determinación de la granulometría de dichos suelos no conduzca a obtener, por sí sola, datos muy útiles sobre ellos.

Los límites granulométricos expresados mediante el porcentaje que pasa cada malla, como se indica en la gráfica de especificaciones, tiene la desventaja de que si se permiten tolerancias amplias en dicho porcentaje es muy posible que falten totalmente algunas de las fracciones. Por lo anterior, es conveniente especificar, además del porcentaje que pasa cada malla, el mínimo que debe quedar retenido entre cada par de mallas sucesivas.

Granulometría por sedimentación

Las propiedades físicas de los suelos de partículas finas se identifican con mayor seguridad mediante la determinación de la plasticidad de los mismos (característica que se aborda más adelante) que mediante su distribución granulométrica. No obstante, cuando se requiere conocer la susceptibilidad de los suelos finos a la acción de las heladas, es necesario conocer el porcentaje de material menor a 0.02 mm de diámetro. De igual manera, cuando se quiera emplear como medio de clasificación de un suelo el diámetro de sus partículas, se requiere un análisis granulométrico por sedimentación.

El método de sedimentación tiene por objeto contar con datos muy aproximados de la composición granulométrica de las partículas de suelo menores de 0.2 mm aproximadamente (en diámetros mayores las turbulencias provocadas por las mismas partículas alteran de manera significativa la ley de sedimentación).

Como mediante el análisis con mallas se puede llegar hasta tamaños de partícula de 0.074 mm que caen dentro de la ley de Stokes, en la cual se basa el método de sedimentación, se puede, por tanto, obtener una granulometría ininterrumpida.

Los procedimientos que se van a seguir para la determinación de los tamaños de partículas menores a 0.074 mm están basados en la ley de Stokes, que da la velocidad de sedimentación de partículas sólidas esféricas en un líquido. La velocidad de sedimentación está dada por la fórmula:

$$v = \frac{2 \cdot g \cdot r^2 (D_a - D_w)}{9 \cdot \rho} = \frac{H}{t}$$

en la que:

- v = Velocidad de caída de las partículas en cm/seg.
- g = Aceleración de la gravedad de cm/seg².
- r = Radio de la esfera en cm.
- D_a = Densidad absoluta del material en g/cm³.
- D_w = Densidad absoluta del agua en g/cm³.
- ρ = Viscosidad absoluta del agua en g/cm·seg.
- H = Altura de caída de la esfera en cm.
- t = Tiempo transcurrido, en seg.

Con agua a 20°C, $\rho = 0.0101$ g/(cm·seg) y con esferas de densidad absoluta de 2.65 g/cm³, que es un valor medio entre los minerales que se encuentran en el suelo, la fórmula anterior se transforma, quedando así:

$$v = 35,613.86 r^2$$

Método de la pipeta

En la determinación práctica de los diámetros de las partículas menores de 0.2 mm la sedimentación se hace en agua, determinando el porcentaje en peso de sólidos en las muestras que se extraen de una suspensión, inicialmente uniforme, a tiempos previamente calculados y a un punto cuya distancia (H) a la superficie de la suspensión sea conocida. El método de la pipeta ha demostrado, cuando se ejecuta cuidadosamente, que puede competir en exactitud para los fines prácticos con métodos como el del hidrómetro y el sifonado.

Basado en la ley de Stokes, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de América ha elaborado un nomograma (ver figura 3.7) que brinda el tiempo necesario para que las partículas menores que un diámetro determinado queden en suspensión, o sea el tiempo que debe transcurrir antes de la extracción de los 100 cc de solución que debe hacerse para cualquier tamaño deseado de las partículas.

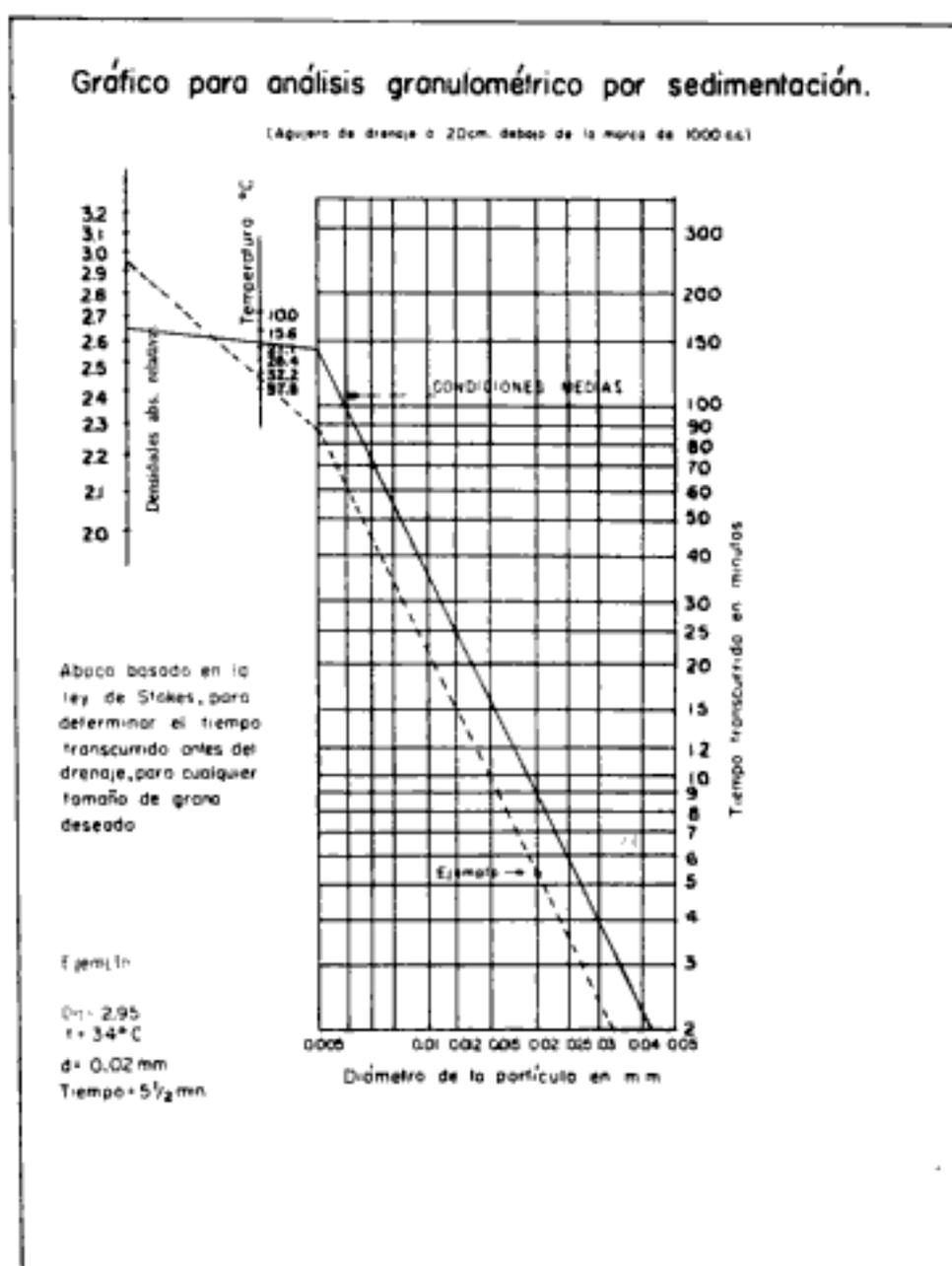


Figura 3.7

El equipo necesario para llevar a cabo la prueba es el siguiente: un cilindro metálico de sedimentación de 55 cm de alto y 5.08 cm de diámetro interior con marca de aforo a los 1000 cc, orificio de salida de 2.3 mm (3/32") de diámetro a 20 cm abajo de la marca de aforo, tapón para dicho orificio, probeta graduada de 100 cc, un cronómetro, una balanza con aproximación de 0.01 g, un horno con temperatura controlable, una malla No. 60, cápsulas para determinar humedades, una mano de mortero y un defloculante (bicarbonato o silicato de sodio).

El análisis granulométrico por sedimentación se hace en muestras en las que la mayor parte del material pasa la malla No. 60. Para suelos más gruesos hay que efectuar el análisis granulométrico combinado, como más adelante se indica.



Figura 3.8

Procedimiento para determinar el porcentaje de material menor de 0.02 mm

1. Se seca la muestra de material fino (que ya se sabe pasa prácticamente toda la malla No. 60) y se toman 50 g de ella.
2. Se pulveriza con una mano de mortero cubierta de goma (ver figura 3.9 a) y se vacía en un vaso de mezclar.
3. Se mezcla con suficiente agua para formar una lechada delgada, se añaden 20 cc de solución defloculante (silicato o bicarbonato de sodio al 5%, ver figura 3.9 b) y se deja reposar dos horas para los suelos no plásticos y hasta 12 horas para los suelos plásticos.
4. Se pasa la lechada al cilindro de sedimentación lavando todos los finos del vaso para transferirlos al cilindro (ver figura 3.10). Se agrega agua hasta alcanzar la marca de 1000 cc.



Figura 3.9a



Figura 3.9b



Figura 3.10

5. Se agita el cilindro vigorosamente durante un minuto, usando la palma de la mano izquierda como tapón e invirtiéndolo completamente extremo con extremo (ver figura 3.11).
6. Después de agitarlo se coloca el cilindro en una base firme donde no esté a la luz directa del sol u otro calor lateral.
7. Después de 9 minutos de intervalo se quita el tapón del agujero de drenaje y se extraen 100 cc de suspensión en la probeta graduada (ver figura 3.12).
8. Se vacían los 100 cc de suspensión en una cápsula de evaporación y se coloca en el horno hasta que se evapore el agua.
9. Se pesa el residuo secado al horno, con una aproximación de 0.01 g.
10. Se calcula el porcentaje de partículas menores de 0.02 mm así:

Peso seco total de sólidos de la muestra original = $P_T = 50$ g

Peso seco total del residuo de los sólidos = $P_1 = 2.63$ g

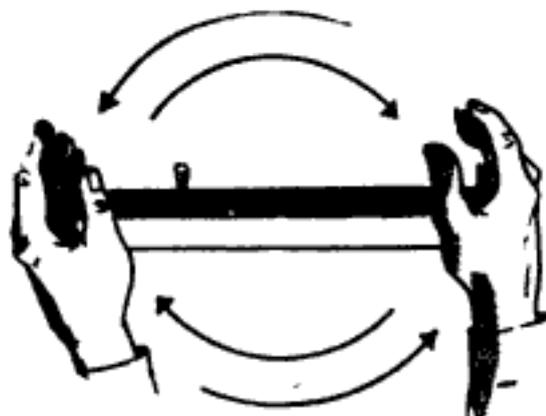


Figura 3.11

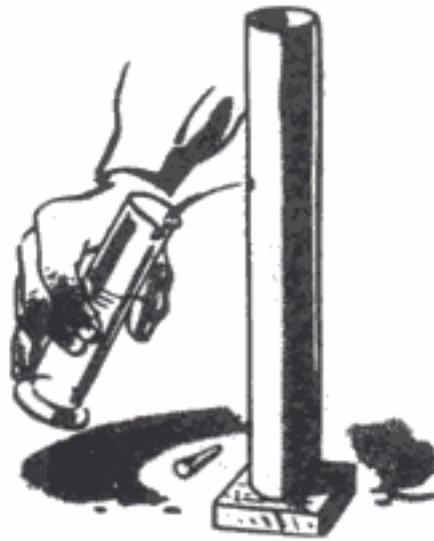


Figura 3.12

$$\begin{aligned} \% < 0.02 \text{ mm} &= \frac{\text{Volumen del cilindro}}{\text{Volumen de la probeta}} \times 100 \times \frac{P_1}{P_T} \\ &= \frac{1000}{100} \times 100 \times \frac{2.63}{50} = 1000 \times \frac{2.63}{50} = \\ &= \frac{2630}{50} = 52.6\% \end{aligned}$$

Para obtener completa la curva granulométrica de un suelo de partículas finas deben determinarse varios puntos de la curva por medio del análisis por sedimentación. Con los puntos correspondientes a los diámetros 0.05, 0.02 y 0.005 es suficiente.

El procedimiento indicado es correcto para condiciones medias, o sea temperatura del agua a 20°C y densidad absoluta del suelo de 2.65 g/cm³. Pequeñas variaciones en las condiciones medias no afectan en forma apreciable la exactitud de los resultados. Sin embargo, grandes variaciones, ya sean en la densidad absoluta del material o en la temperatura del agua, deberán corregirse variando el intervalo de tiempo antes de destapar. El tiempo que debe transcurrir antes de drenar para determinar el porcentaje de cualquier tamaño de partículas con diferentes densidades absolutas y temperaturas de suspensión se puede obtener del nomograma de la página 53.

Análisis granulométrico combinado

Para suelos gravosos se toman 200 g del material que pasa la malla No. 4 (ver problema de la página 48).

1. Se seca la muestra que pasa la malla No. 4 en el horno y se anota su peso (431 g, por ejemplo).

2. Se pulveriza la muestra, se toman 200 g y se les coloca en un vaso que contenga unos 500 cc de agua con 20 cc de solución defloculante, se mezcla vigorosamente y se deja reposar.
3. Se procede con el análisis granulométrico por sedimentación ya descrito, con la excepción de que el material del cilindro de sedimentación no es desechado después de extraer la muestra de los 100 cc.
4. Después de terminado el análisis granulométrico por sedimentación, se agita el cilindro a fondo y se lava arrastrando todo el suelo sobre una malla No. 200. Se enjuaga el cilindro para pasar a la malla todo el material.
5. Se lava el material en la malla concienzudamente con un chorro de agua para que los finos sean lavados y desechados. Se pasa el material retenido en la malla No. 200 a un vaso y se mete al horno a secar.
6. Se pesa el material, se pasa por las mallas Nos. 10, 20, 40, 60, 100 y 200, se pesan los retenidos en cada malla y se hacen los cálculos. Para el porcentaje menor a 0.02 mm se tiene:

Peso del material que pasa la malla No. 4 = 6,575 g.

Peso del material usado para la granulometría chica por mallas = 200 g.

Porcentaje que los 6,575 g representan de la muestra total = 35%.

Peso del residuo de los 100 cc extraídos = 1.26 g.

$$\% < 0.02 \text{ mm} = 1000 \times \frac{1.26}{200} \times 0.35 = 2.2$$

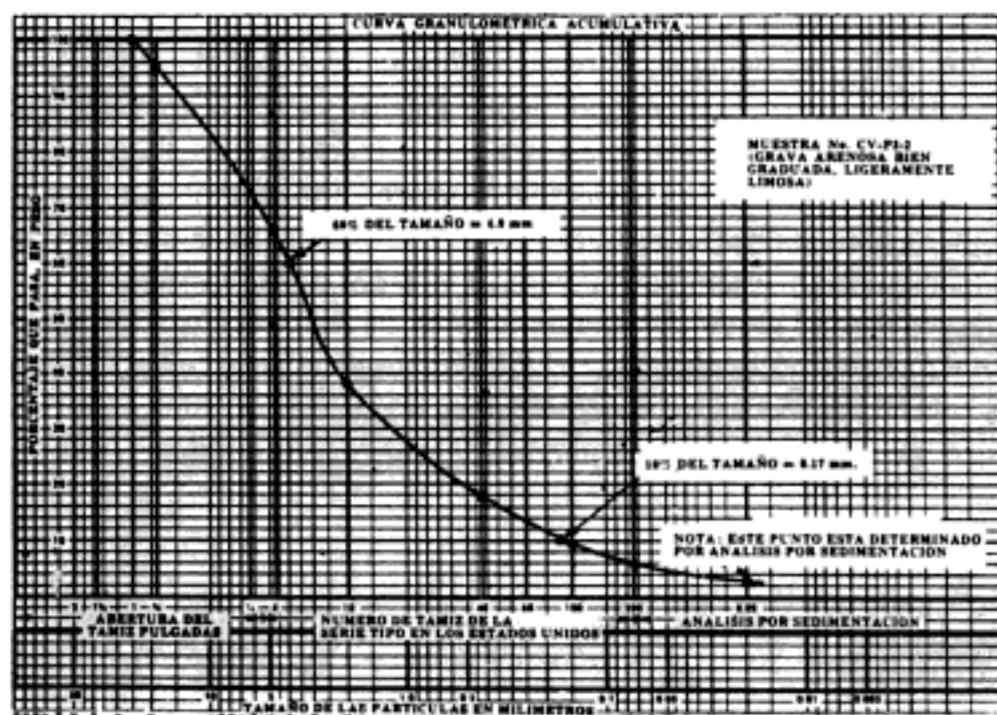


Figura 3.13

El cálculo de la granulometría chica por mallas se basa en el peso original de la muestra que pasó la malla No. 4 (6,575 g), y se realiza como ya se indicó. En el campo, el porcentaje de material que se asienta en 30 segundos se considera como mayor a la malla No. 200.

ESTRUCTURA

Como ya se sabe, los suelos están formados por gran cantidad de elementos de composición mineralógica diversa, así como también de diversos tamaños y formas, constituyendo la *estructura* del suelo; es decir, la estructura es la distribución y orden de las partes de un cuerpo. Para el estudio que nos ocupa se deben distinguir tres tipos de estructuras: *granular*, *apanalada* y *floculenta*, las cuales se muestran en las figuras 3.14a, b y c.

La estructura granular es propia de los suelos integrados por recios granos, aunque presente diferente magnitud, sin ningún otro enlace más que el que les proporciona la gravedad para que cada partícula individual descansa en los puntos de contacto con las partículas vecinas. La estructura granular es típica de las gravas y arenas.

La estructura apanalada es típica de los suelos limosos, los cuales fueron depositados en agua, arreglándose las partículas unas con otras para formar arcos con grandes espacios vacíos, como los dejados por los panales de abejas.

La estructura floculenta es un arreglo complejo de partículas muy finas de arcilla depositadas en agua. En esta estructura las partículas ultrafinas se agrupan en flóculos antes de sedimentarse (ver figura 3.14c). El agrupamiento de flóculos se debe a la atracción de las partículas de carga eléctrica de signos opuestos. Ya formados los flóculos, éstos se sedimentan y luego de sedimentados se agrupan unos con otros, dejando algunos espacios vacíos. Tanto los suelos de estructura apanalada como los de estructura floculenta presentan una capacidad relativamente alta de carga mientras su estructura permanezca inalterada (ver figura 3.14c), pero si dicha estructura es rota por cualquier medio, como por la introducción de un sistema de pilotaje, el material pierde resistencia.

Para conocer el grado de alterabilidad en la resistencia de los suelos con estructura apanalada o floculenta se elabora un espécimen de muestra inalterada y se le somete a la prueba de compresión axial no confinada, y luego se remoldea la muestra, evitando que pierda humedad, y se forma con el material un espécimen



Figura 3.14a Estructura granular.



Figura 3.14b Estructura apanalada.

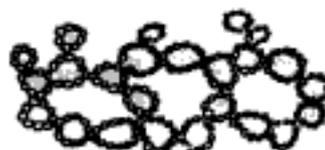


Figura 3.14c Estructura floculenta



Figura 3.15a Material graduado.



Figura 3.15b Material uniforme.



Figura 3.15c Material clasificado.

Representación de tamaños de partículas de materiales (figuras 3.15 a, b y c).

men de iguales dimensiones al probado anteriormente, sometiéndolo a la misma prueba de compresión axial no confinada (ver figura 3.15c).

La relación de resistencias entre el espécimen inalterado y el alterado se llama *sensibilidad* de la arcilla. La sensibilidad de las arcillas como suelo de cimentación debe variar entre 2 y 4, preferentemente. Si el valor de la sensibilidad de la arcilla es menor de 4 la arcilla es no sensitiva; si está comprendido entre 4 y 8 la arcilla es sensitiva, y si es mayor de 8 entonces la arcilla es ultrasensitiva.

Intervalo de granulometría de los suelos más susceptibles a agrietarse al ser empleados en terraplenes.

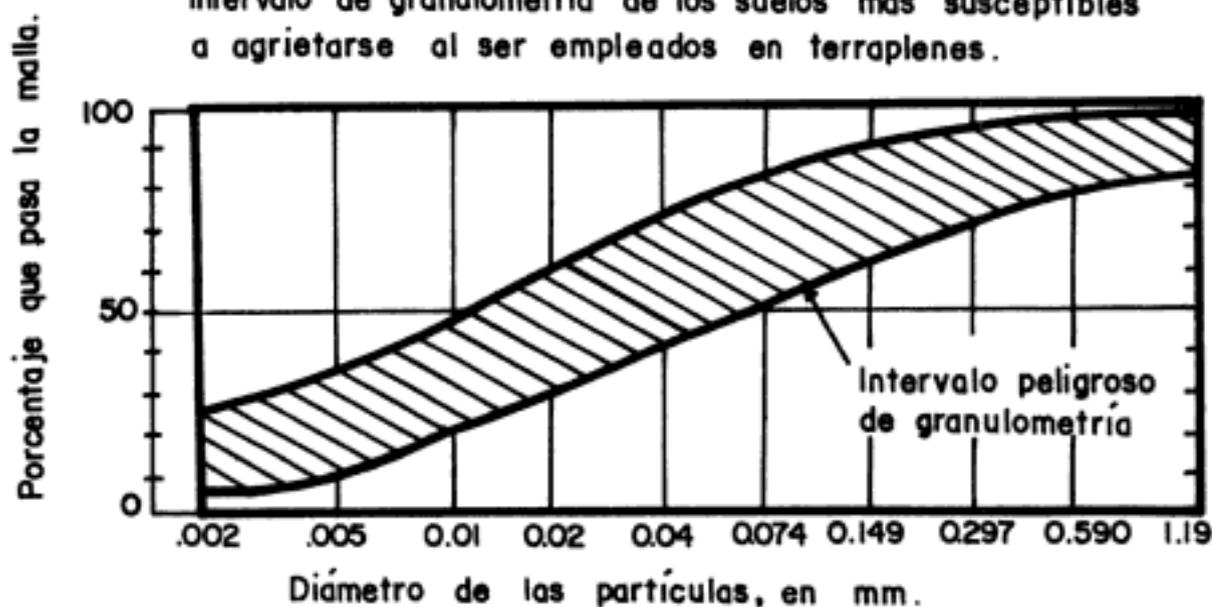


Figura 3.16

Clasificación de los suelos según tamaño de sus partículas (Coquot y Kerisel)

Piedras	$d > 200$ mm
Guijarros	Entre 20 y 200 mm
Gravas	Entre 2 y 20 mm
Arena gruesa	Entre 0.2 y 2.0 mm
Arena fina	Entre 0.02 y 0.2 mm
Limo	Entre 0.002 y 0.2 mm
Arcilla	Menores a 0.002 mm
Ultra arcilla	Menores a 0.0002 mm

Clasificación de los materiales según la A.S.T.M.

Arena gruesa	Entre 0.25 y 2.0 mm
Arena fina	Entre 0.05 y 0.25 mm
Limo (<i>silt</i>)	Entre 0.005 y 0.05 mm
Arcilla	Entre 0.001 y 0.005 mm
Arcilla coloidal	Menores a 0.001 mm

Granulometría de la Arena de Ottawa

Malla	% que pasa
16	100%
30	$98 \pm 2\%$
40	$70 \pm 5\%$
50	$25 \pm 5\%$
100	$2 \pm 2\%$

CAPÍTULO 4

Relaciones volumétricas

FASES DE UN SUELO

Siendo un suelo un medio poroso se le puede considerar formado, normalmente, por tres fases: a) la fase sólida, formada por partículas minerales u orgánicas, o por ambas; b) la fase líquida, que llena parcial o totalmente los vacíos del suelo, y c) la fase gaseosa, que llena parcial o totalmente los vacíos que deja la fase líquida. Estas tres fases se representan esquemáticamente, y en forma imaginativa nada más, en la figura 4.1, en la que V_t representa el volumen total del suelo, V_v el volumen de vacíos y V_s el de las partículas sólidas. De lo anterior se desprende que:

$$V_t = V_v + V_s$$

Por otra parte, el volumen de vacíos está ocupado por gases, V_g , y por agua, V_w , de manera que la expresión anterior puede escribirse así:

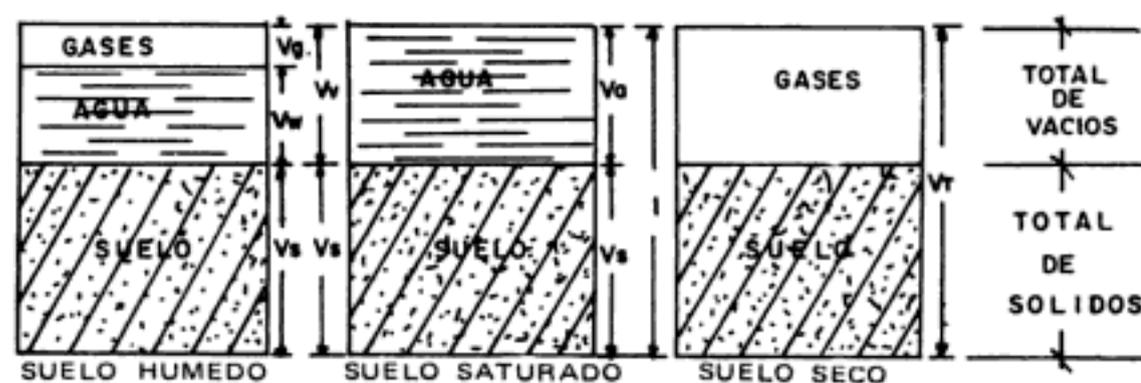


Figura 4.1

$$V_t = V_g + V_w + V_s$$

De los conceptos anteriores resultan algunas relaciones volumétricas, tales como:

Relación de vacíos, que es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Porosidad, que es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total; generalmente se expresa en porcentaje:

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100$$

La relación de vacíos puede expresarse en función de la porosidad de la manera siguiente:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V_t - V_v} = \frac{\frac{V_v}{V_t}}{\frac{V_t}{V_t} - \frac{V_v}{V_t}} = \frac{n}{1 - n}$$

De igual manera, la porosidad puede expresarse en función de la relación de vacíos así:

$$n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{V_v}{V_s + V_v} = \frac{\frac{V_v}{V_s}}{\frac{V_s}{V_s} + \frac{V_v}{V_s}} = \frac{e}{1 + e} = \left(\frac{1}{1 + e} \right) e$$

El término $\frac{1}{1 + e}$ que aparece en la expresión anterior es igual a:

$$\frac{1}{1 + e} = \frac{1}{1 + \frac{V_v}{V_s}} = \frac{V_s}{V_s + V_v} = \frac{V_s}{V_t}$$

$$\therefore \frac{1}{1+e} = \frac{V_s}{V_t}$$

Como ya se sabe, la densidad absoluta se expresa también así:

$$D_a = \frac{P_s}{V_s}, \text{ de donde } P_s = D_a \cdot V_s$$

Peso volumétrico seco es la relación del peso de los sólidos del suelo a su volumen total:

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_t} = \frac{D_a \cdot V_s}{V_t}, \text{ y como } \frac{V_s}{V_t} = \frac{1}{1+e}, \text{ entonces:}$$

$$\gamma_s = \frac{D_a}{1+e}$$

El peso volumétrico saturado totalmente será:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{P_s + P_w}{V_t} = \frac{P_s}{V_t} + \frac{P_w}{V_t} = \frac{D_a}{1+e} + \frac{P_w}{V_t} = \frac{D_a}{1+e} + \frac{V_w \cdot D_w}{V_t}$$

Y como $V_w = V_v$, porque el suelo está totalmente saturado, entonces:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{D_a}{1+e} + \frac{V_v \cdot D_w}{V_t} = \frac{D_a}{1+e} + n D_w; \text{ y como } n = \frac{e}{1+e},$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{D_a}{1+e} + \frac{e}{1+e} \cdot D_w = \left(\frac{D_a + e}{1+e} \right) D_w, \text{ y como}$$

$D_w = 1 \text{ g/cm}^3$ se puede representar:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{D_a + e}{1+e}$$

El peso volumétrico sumergido, que es el peso del material cuando se encuentra bajo el nivel freático, se obtiene así:

$$\gamma' = \gamma_{\text{sum}} = \frac{P_s}{V_t} - \frac{V_s \cdot D_w}{V_t}, \text{ en donde } V_s \cdot D_w \text{ representa el empuje}$$

ascensional, igual al volumen desalojado. Ahora bien, como $\frac{V_s}{V_t} = \frac{1}{1+e}$,

entonces:

$$\begin{aligned}\gamma' = \gamma_{\text{sum}} &= \frac{P_s}{V_t} - \frac{D_w}{1 + e} = \frac{D_a \cdot V_s}{V_t} - \frac{D_w}{1 + e} = \\ &= \frac{D_a}{1 + e} - \frac{D_w}{1 + e} = \left(\frac{D_r - 1}{1 + e} \right) \cdot D_w,\end{aligned}$$

y como $D_w = 1 \text{ g/cm}^3$, se puede escribir:

$$\gamma' = \frac{D_a - 1}{1 + e}$$

Por otro lado, el peso volumétrico seco " γ_s " se puede obtener del peso volumétrico húmedo " γ_h " así:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \frac{\omega}{100}}$$

La *humedad* es la relación del peso del agua al peso de los sólidos en una determinada masa de suelo, expresada, generalmente, en porcentaje:

$$w = \frac{P_w}{P_s} \times 100$$

El contenido de humedad se determina pesando una muestra representativa del suelo en su estado húmedo, secando luego dicha muestra a peso constante en un horno a una temperatura de 100 a 110°C y pesándola después. La diferencia entre el peso de la muestra antes y después de secada al horno representa el peso del agua que contenía la muestra. Este peso del agua expresado como porcentaje del peso seco de la muestra proporciona el contenido de humedad. El contenido de humedad del suelo puede variar desde cero cuando está perfectamente seco hasta un máximo determinado y variable cuando está completamente saturado.

Grado de saturación. Es la relación del volumen de agua que contiene el suelo al volumen de vacíos del mismo, expresado como porcentaje:

$$G = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

Cuando un suelo se encuentra totalmente saturado, de la expresión conocida de la humedad se puede obtener lo siguiente:

$$w = \frac{P_w}{P_s} = \frac{V_w \cdot D_w}{V_s \cdot D_a} = \frac{V_v \cdot D_w}{V_s \cdot D_a} = \frac{e \cdot D_w}{D_a} = \frac{e}{\frac{D_a}{D_w}} = \frac{e}{D_r}$$

$$\therefore e = D_r \cdot w$$

Si el suelo no se encuentra totalmente saturado, entonces:

$$e = \frac{D_r \cdot w}{G}$$

Compacidad relativa. En los suelos formados por partículas gruesas, como las gravas y las arenas, es muy importante conocer su estado de compacidad, que viene definida por la llamada "compacidad relativa" y que se expresa como sigue:

$$C_r = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}}$$

Generalmente la "compacidad" relativa se expresa en porcentaje. Cuando los suelos tienen cantidades apreciables de arcilla o limo, la C_r pierde su significado por no tener valores definidos la $e_{\text{máx}}$ y la $e_{\text{mín}}$. Así $e_{\text{máx}}$, $e_{\text{mín}}$ y e_{nat} son la relación de vacíos en su estado más suelto, en su estado más compacto y en su estado natural, respectivamente. Luego entonces, la compacidad relativa indica el grado de compacidad de un suelo granular en su estado natural, determinado mediante la relación del máximo incremento posible de su relación de vacíos a la amplitud total de variación de dicha relación.

Otra forma de expresar la compacidad relativa es haciendo uso de los pesos volumétricos "secos" en estado natural, en estado suelto y en estado máximo como se indica a continuación.

Sea: $\gamma_{\text{máx}}$ = peso volumétrico seco máximo.
 $\gamma_{\text{mín}}$ = peso volumétrico seco mínimo.
 γ_{nat} = peso volumétrico seco en estado natural.

Ya se sabe que:

$$\gamma_s = \frac{D_a}{1 + e}, \text{ de donde: } e = \frac{D_a}{\gamma_s} - 1$$

$$\therefore e_{\text{máx}} = \frac{D_a}{\gamma_{s \text{ mín}}} - 1$$

$$e_{\text{mín}} = \frac{D_a}{\gamma_{s \text{ máx}}} - 1$$

$$e_{\text{nat}} = \frac{D_a}{\gamma_{s \text{ nat}}} - 1$$

Reemplazando se tiene:

$$C_r = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} = \frac{\frac{D_a}{\gamma_{s \text{ mín}}} - 1 - \frac{D_a}{\gamma_{s \text{ nat}}} - 1}{\frac{D_a}{\gamma_{s \text{ mín}}} - 1 - \frac{D_a}{\gamma_{s \text{ máx}}} - 1} =$$

$$C_r = \frac{\frac{1}{\gamma_{s \text{ mín}}} - \frac{1}{\gamma_{s \text{ nat}}}}{\frac{1}{\gamma_{s \text{ mín}}} - \frac{1}{\gamma_{s \text{ máx}}}}$$

que no es más que la comparación entre la compacidad natural del suelo y sus estados suelto y denso. La fórmula anterior puede expresarse de otra manera:

$$C_r = \frac{\frac{\gamma_{\text{nat}} - \gamma_{\text{mín}}}{\gamma_{\text{nat}} \cdot \gamma_{\text{mín}}}}{\frac{\gamma_{\text{máx}} - \gamma_{\text{mín}}}{\gamma_{\text{máx}} \cdot \gamma_{\text{mín}}}} = \frac{\gamma_{\text{nat}} - \gamma_{\text{mín}}}{\gamma_{\text{máx}} - \gamma_{\text{mín}}} \cdot \frac{\gamma_{\text{máx}} \cdot \gamma_{\text{mín}}}{\gamma_{\text{nat}} \cdot \gamma_{\text{mín}}}$$

$$\therefore C_r = \frac{\gamma_{\text{nat}} - \gamma_{\text{mín}}}{\gamma_{\text{máx}} - \gamma_{\text{mín}}} \cdot \frac{\gamma_{\text{máx}}}{\gamma_{\text{nat}}}$$

Se dice que un material granular (grava o arena) estará en estado:

Muy flojo, si su compacidad relativa varía de 0 a 15%.

Flojo, si su compacidad relativa varía de 16% a 35%.

Medio, si varía de 36% a 65%.

Denso, si varía de 66% a 85%.

Y muy denso, si varía de 86% a 100%.

Para llevar un material granular a su estado más suelto posible (relación de vacíos máxima), éste es secado y luego vaciado, desde una altura pequeña, dentro de un recipiente. Conociendo el volumen total V_t que ocupa el material suelto en dicho recipiente, la densidad absoluta de los granos D_a del material, la densidad absoluta del agua D_w y el peso seco del material ensayado P_s , se calcula la relación de vacíos máxima por la fórmula ya conocida.

$$e_{\text{máx}} = \frac{D_a}{\gamma_{s.s.}} - 1 = \frac{D_a}{\frac{P_s}{V_T}} - 1 = \frac{D_a V_t}{P_s} - 1$$

La manera de determinar la relación de vacíos en estado natural (e_{nat}) y la relación de vacíos mínima ($e_{\text{mín}}$) se estudiará más adelante, aunque es conveniente decirlo de una vez, se usará la misma fórmula general de:

$$\gamma_s = \frac{D_a}{1 + e}$$

en la que nada más variará el γ_s , que en el primer caso será el peso volumétrico seco en estado natural, y en el segundo caso será el peso volumétrico seco máximo obtenido bajo cierta energía de compactación.

La compacidad relativa de los suelos arenosos tiene un significado bien definido, ya que su valor es prácticamente independiente de la presión estática a que esté sometido el material, que depende principalmente del procedimiento utilizado para sedimentarlo y compactarlo.

Por el contrario, el grado de compacidad de las arcillas y de otros suelos cohesivos depende, principalmente, de las cargas que ellos han soportado, y, en algunos casos, de la velocidad con que las cargas fueron aplicadas.

De lo anterior se deduce que la compacidad de los suelos cohesivos se refleja en forma más clara por medio de la *Consistencia Relativa* ($C.R.$), que constituye una propiedad semejante a la *Compacidad Relativa* (C_r) de los suelos con muy poca o ninguna cohesión. La *Consistencia Relativa* se obtiene en función de los *Límites de Consistencia*, que se tratarán al estudiar la *Plasticidad* de los suelos.

CAPÍTULO 5

Plasticidad de los suelos

PLASTICIDAD

La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Por medio de ella se mide el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable. Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg, quien por medio de ellos separó los cuatro estados de consistencia de los suelos coherentes (ver figura 5.1).

Los mencionados límites son: *Límite Líquido (L.L.)*, *Límite Plástico (L.P.)* y *Límite de Contracción (L.C.)*, y mediante ellos se puede dar una idea del tipo de suelo en estudio. Todos los límites de consistencia se determinan empleando suelo que pase la malla No. 40. La diferencia entre los valores del límite líquido (*L.L.*) y del límite plástico (*L.P.*) da el llamado *Índice Plástico (I.P.)* del suelo. Los límites líquido y plástico dependen de la cantidad y tipo de arcilla del suelo, pero el índice plástico depende generalmente de la cantidad de arcilla.

Cuando no se puede determinar el límite plástico de un suelo se dice que es *no plástico (N.P.)*, y en este caso el índice plástico se dice que es igual a cero. El índice de plasticidad indica el rango de humedad a través del cual los suelos con cohesión tienen propiedades de un material plástico.

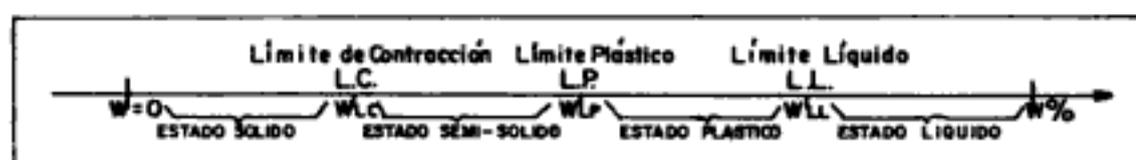


Figura 5.1

Según Atterberg, cuando un suelo tiene un índice plástico (*I.P.*) igual a cero el suelo es no plástico; cuando el índice plástico es menor de 7, el suelo presenta baja plasticidad; cuando el índice plástico está comprendido entre 7 y 17 se dice que el suelo es medianamente plástico, y cuando el suelo presenta un índice plástico mayor de 17 se dice que es altamente plástico.

Según Arthur Casagrande, comparando suelos de igual límite líquido con índice de plasticidad que aumenta, la compresibilidad es la misma, la constante de permeabilidad disminuye, la tenacidad cerca del límite plástico aumenta y también aumenta su resistencia en seco.

Ahora, comparando suelos de igual índice plástico con límite líquido que aumenta, la compresibilidad aumenta, la constante de permeabilidad aumenta, y tanto la tenacidad cerca del límite plástico como la resistencia en seco disminuyen.

LÍMITE LÍQUIDO

El límite líquido se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. De acuerdo con esta definición, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte, pero definida, y según Atterberg es de 25 g/cm^2 . La cohesión de un suelo en el límite líquido es prácticamente nula. Para determinar el límite líquido de un suelo se efectúa el siguiente procedimiento:

1. Se toman unos 100 g de material que pasa la malla No. 40, se colocan en una cápsula de porcelana y con una espátula se hace una mezcla pastosa, homogénea y de consistencia suave agregándole una pequeña cantidad de agua durante el mezclado (ver figura 5.2).



Figura 5.2

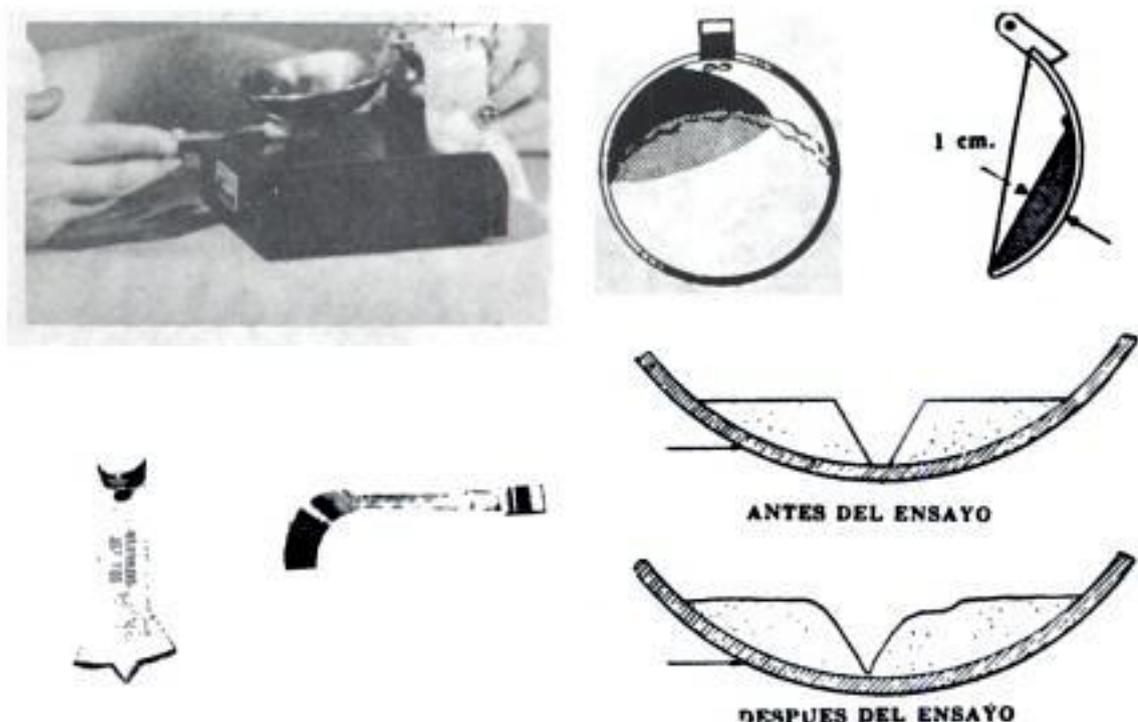


Figura 5.3

2. Una poca de esta mezcla se coloca, con la espátula, en la copa de Casagrande, formando una torta alisada de un espesor de 1 cm en la parte de máxima profundidad. Una altura mayor a 1 cm disminuye el valor del límite líquido ($L.L.$), y una altura menor aumenta dicho valor (ver figura 5.3).
3. El suelo colocado en la copa de Casagrande se divide en la parte media en dos porciones, utilizando para ello un ranurador. El ranurador deberá mantenerse, en todo el recorrido, normal a la superficie interior de la copa. El movimiento del ranurador debe ser de arriba hacia abajo. Con cierta práctica se adquiere soltura para que, en un suelo arcilloso bien mezclado, se pueda hacer la ranura con una pasada del ranurador trapecial. En los suelos arenosos es preferible hacer uso del ranurador laminar en vez del trapecial, ya que este último al ranurar no rebana al suelo sino que lo desplaza, lo que provoca que se rompa la adherencia entre el suelo y la copa y que los resultados no sean correctos.

En los suelos arenosos la profundidad del surco debe incrementarse en cada pasada del ranurador laminar, y sólo en la última pasada debe rascarse el fondo de la copa. Cuando no se pueda hacer la ranura ni siquiera con el ranurador laminar, es necesario entonces hacer la ranura con una espátula y comprobar las dimensiones con el ranurador.

4. Hecha la ranura sobre el suelo, se acciona la copa (ver figura 5.4a) a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesario para que la *parte inferior del talud de la ranura hecha se cierre precisa-*



Figura 5.4a



Figura 5.4b

mente a 1.27 cm (1/2"). Si la ranura no se cierra a los 1.27 cm (1/2") entre los 6 y 35 golpes, se recoge el material de la copa, se añade agua y se vuelve a mezclar, o se seca la muestra hasta que alcance una consistencia dentro de este intervalo.

5. Cuando se ha obtenido un valor consistente del número de golpes, comprendido entre 6 y 35 golpes, se toman unos 10 g, aproximadamente (ver figura 5.4b), de suelo de la zona próxima a la ranura cerrada y se determina el contenido de agua de inmediato. Se repite el ensaye y si se obtiene el mismo número de golpes que el primero o no hay diferencia en más de un golpe, se anotarán ambos números en la hoja de datos. Si la diferencia es mayor de un golpe, se repite el ensaye hasta que tres ensayos consecutivos den una conveniente serie de números, tales como 10-12-10, 30-28-30.
6. Repítanse los pasos 2 a 5, teniendo el suelo otros contenidos de humedad. Para humedecer el suelo hágase uso de un gotero, remoldeando la mezcla hasta que el agua añadida quede uniformemente incorporada. Para secar el suelo úsese la espátula remezclando el suelo para producir evaporación. De ninguna manera debe secarse el suelo añadiendo suelo seco a la mezcla o sometiéndola a algún proceso de evaporación violenta. De este modo deberán tenerse, por lo menos, dos grupos de dos a tres contenidos de humedad, uno entre los 25 y 35 golpes y otro entre los 6 y los 20 golpes (ver figura 5.5), con el fin de que la curva de fluidez no se salga del intervalo en que puede considerarse recta, según lo indica Casagrande.
7. Se unen los dos o tres puntos marcados para el intervalo entre 6 y 20 golpes con una línea recta (ver figura 5.6) y se señala el punto medio. Se repite para los dos o tres puntos dentro del intervalo de 25 a 35 golpes.

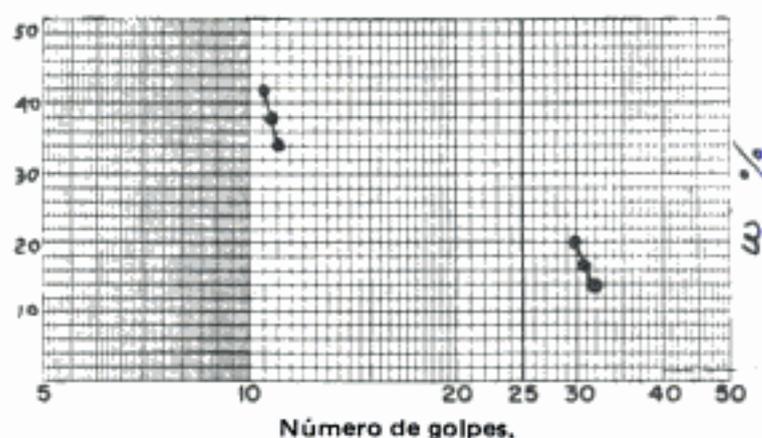


Figura 5.5

8. Se conectan los dos puntos medios con una línea recta que se llama *curva de fluidez*. El contenido de humedad indicado por la intersección de esta línea con la de los 25 golpes es el límite líquido del suelo.

La ecuación de la curva de fluidez es la siguiente:

$$w = I_f \cdot \log N + C$$

en la que:

w = Porcentaje en peso de humedad.

I_f = Índice de fluencia (pendiente de la curva de flujo) igual a la variación de contenido de agua correspondiente a un ciclo de escala logarítmica, o sea, por ejemplo, igual a la diferencia de los contenidos de humedad a 4 y a 40 golpes, o a 5 y a 50 golpes, etcétera.

N = Número de golpes. Cuando el valor de N es menor de 10, debe aproximarse al medio golpe, esto es si en el 7º golpe se cerró la ranura 0.63

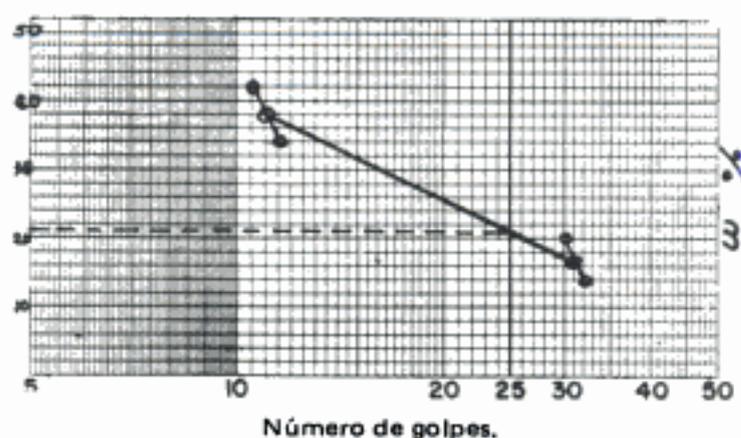


Figura 5.6

cm (1/4"), o en el 8º golpe se cerró 1.9 cm (3/4"), debiendo reportarse como valor de N el de 7.5 golpes.

C = Valor que representa la ordenada de la abscisa de un golpe. Se calcula prolongando el trazo de la curva de fluidez.

Casagrande explica la naturaleza de la prueba del límite líquido y el significado físico de la curva de fluidez así:

La resistencia del suelo a la deformación de los lados de la ranura hecha es la resistencia al corte del mismo, por lo tanto, el número de golpes necesarios para cerrar la ranura es una medida de la resistencia al corte del suelo a ese contenido de humedad.

Supóngase que dos diferentes suelos presentan el mismo valor del índice plástico, pero muy diferentes curvas de fluidez, tales como las mostradas con las letras a y b en la figura 5.7.

En la presentación de las dos curvas de fluidez puede observarse que para un idéntico cambio (Δw) en la humedad el suelo con curva más plana necesita más número de golpes que el que tiene la curva más parada, o sea que N_b es mayor que N_a . De lo anterior se desprende que los suelos con curvas de fluidez planas poseen una mayor resistencia al corte que aquellos que tienen curvas más pronunciadas, ya que el número de golpes en la prueba del límite líquido es una medida de dicha resistencia a ese contenido de humedad. Los datos de una prueba del límite se tabulan en la tabla 5.1.

Tabla 5.1

Datos de la determinación del límite líquido				
Operador: José Darío		Fecha:		
Muestra del: km 4 + 250. Base del Camino Monterrey — Saltillo				
Recipiente No.:	1	2	3	4
No. de golpes:	29-31-29	31-30	15-16	17-18
Muestra húmeda más recipiente, gramos:	48.65	43.88	40.97	44.96
Muestra seca más recipiente, gramos:	43.97	40.60	38.23	41.36
Peso del agua, gramos:	4.68	3.28	2.74	3.60
Peso del recipiente, gramos:	31.28	31.76	31.40	31.92
Peso de la muestra seca	12.69	8.84	6.83	9.44
Porcentaje de humedad	36.9	37.1	40.1	38.1

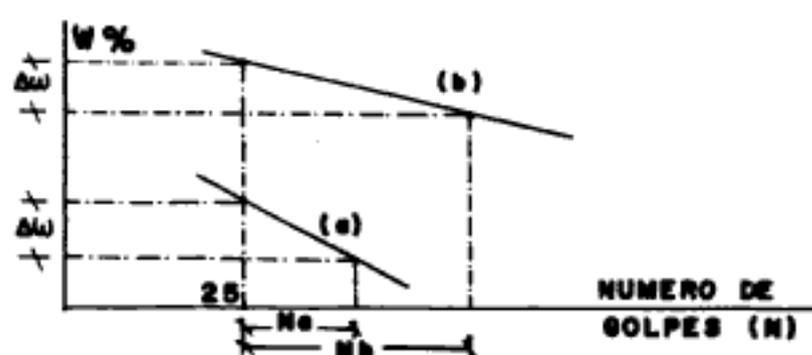


Figura 5.7

Partiendo de la hipótesis de que la pendiente de la relación número de golpes a contenido de agua representada a escala semilogarítmica es una línea recta, en la cual el límite líquido puede ser obtenido a partir de cualquier punto de la curva, Lambe ha sugerido el empleo de la siguiente expresión:

$$L.L. = w(N/25)^{0.121}$$

en la que:

$L.L.$ = Límite líquido calculado del suelo.

w = Porcentaje de humedad arbitraria del suelo con respecto al peso seco.

N = Número de golpes necesario para cerrar la ranura en la copa de Casagrande, correspondiente a w .

Como puede observarse, la ecuación de Lambe permite calcular el límite líquido de un suelo con base en un solo punto del método mecánico. Esto elimina tiempo y, además, la variable operador.

La fórmula de Lambe puede ser usada con suficiente grado de precisión en el cálculo del límite líquido de un suelo, siempre y cuando se amase la pasta de suelo con un contenido de humedad tal que se cumpla con la condición, imprescindible, de que N (número de golpes) esté comprendido entre 20 y 30.

En ensayos de investigación conviene más hacer uso del método mecánico normalizado.

Para facilitar el empleo de la fórmula, ésta se puede simplificar así:

$$L.L. = w.F$$

F = Factor de corrección = $\left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$, y que puede obtenerse de la tabla 5.2:

Tabla 5.2

N	F
20	0.9734
21	0.9792
22	0.9847
23	0.9900
24	0.9951
25	1
26	1.0048
27	1.0094
28	1.0138
29	1.0182
30	1.0223

Otro procedimiento muy usado para determinar el límite líquido en los laboratorios de campo consiste en que, estando el material en la copa de Casagrande con la ranura hecha como ya se ha indicado en el procedimiento normalizado, dar 25 golpes y ver si la ranura se cierra los 12.7 mm. En caso contrario, se recoge el material de la copa, se agrega agua a la pasta o se seca, según el caso, y se repite el proceso hasta conseguir que con los 25 golpes la ranura se cierre en su base los 12.7 mm especificados. Cuando esto suceda se extrae de la muestra una determinada cantidad, se coloca en un recipiente adecuado, se pesa, se seca en un horno a temperatura constante y se vuelve a pesar una vez seca. El límite líquido se calcula así:

$$L.L. = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100 = \frac{P_w}{P_s} \times 100$$

en la que:

$L.L.$ = Límite líquido en %.

P_h = Peso de la muestra húmeda en gramos.

P_s = Peso de la muestra seca en gramos.

P_w = Contenido de agua en la muestra en gramos.

Cuando sea necesario calcular la contracción lineal a un suelo (como más adelante se verá), es conveniente determinar el límite líquido por este procedimiento directo de los 25 golpes, ya que así se tiene precisamente el material con la humedad necesaria para hacer la mencionada prueba de contracción lineal.

LÍMITE PLÁSTICO

El límite plástico ($L.P.$) se define como el contenido de humedad, expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual

los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico. Para determinar el límite plástico, generalmente se hace uso del material que, mezclado con agua, ha sobrado de la prueba del límite líquido y al cual se le evapora humedad por mezclado hasta tener una mezcla plástica que sea fácilmente moldeable. Se forma luego una pequeña bola que deberá rodillarse en seguida en la palma de la mano o en una placa de vidrio aplicando la suficiente presión a efecto de formar filamentos (figura 5.8).

Cuando el diámetro del filamento resultante sea de 3.17 mm (1/8") sin romperse, deberá juntarse la muestra de nuevo, mezclarse en forma de bola y volver a rodillarse. El proceso debe continuarse hasta que se produzca un rompimiento de los filamentos al momento de alcanzar 1/8" de diámetro. Los suelos que no pueden rodillarse con ningún contenido de humedad se consideran como no plásticos (*N.P.*). Cuando al rodillar la bola de suelo se rompa el filamento al diámetro de 1/8", se toman todos los pedacitos, se pesan, se secan al horno en un vidrio, vuelven a pesarse ya secos y se determina la humedad correspondiente al límite plástico así:

$$L.P. = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100 = \frac{P_w}{P_s} \times 100$$

en la que:

L.P. = Humedad correspondiente al límite plástico en %.

P_h = Peso de los trocitos de filamentos húmedos en gramos.

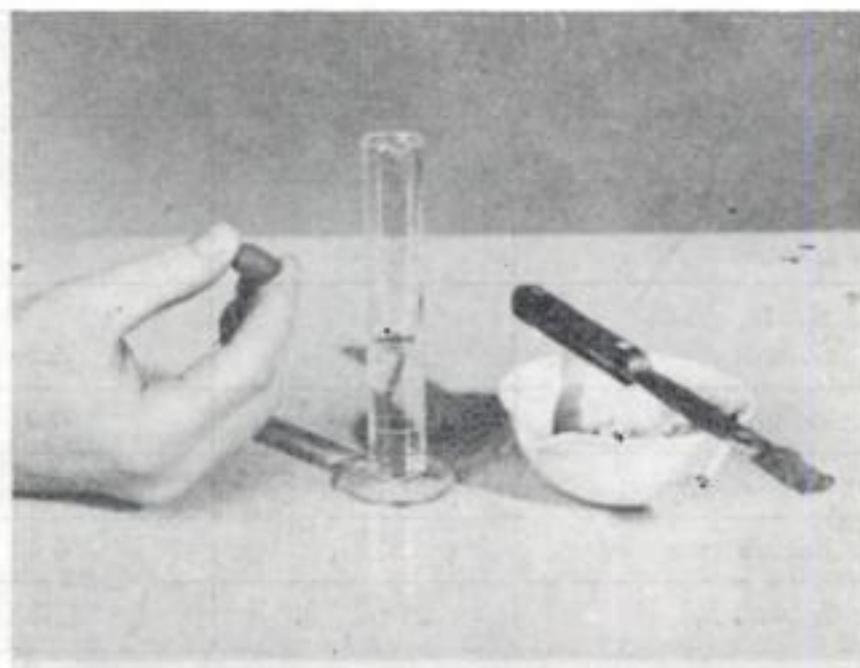


Figura 5.8

P_s = Peso de los trocitos de filamentos secos en gramos.

P_w = Peso del agua contenida en los filamentos pesados en gramos.

El límite plástico es muy afectado por el contenido orgánico del suelo, ya que eleva su valor sin aumentar simultáneamente el límite líquido. Por tal razón los suelos con contenido orgánico tienen bajo índice plástico y límites líquidos altos.

La tabla 5.3 (para la determinación del límite plástico) es igual a la usada para determinar el límite líquido.

Índice de plasticidad

Se denomina Índice de Plasticidad o Índice Plástico (*I.P.*) a la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico, e indica el margen de humedades dentro del cual se encuentra en estado plástico tal como lo definen los ensayos.

Tanto el límite líquido como el límite plástico dependen de la cantidad y tipo de arcilla del suelo; sin embargo, el índice plástico depende generalmente de la cantidad de arcilla del suelo.

Comparando el índice de plasticidad con el que marcan las especificaciones respectivas (de ellas se tratará más adelante) se puede decir si un determinado suelo presenta las características adecuadas para cierto uso.

Tabla 5.3

Datos de la determinación del límite plástico		
Operador: José Darío	Fecha:	
Muestra del:	km 4 + 250 — Base del Camino Monterrey — Saltillo	
Recipiente No.:	5	6
Muestra húmeda más recipiente, gramos:	34.64	37.11
Muestra seca más recipiente, gramos:	34.15	36.13
Peso del agua, gramos:	0.49	0.98
Peso del recipiente, gramos:	31.88	31.71
Peso de la muestra seca	2.27	4.42
Porcentaje de humedad	21.6	22.2

$$L.P. = 22\%$$

Consistencia relativa

Se había indicado con anterioridad que, en función de los límites de consistencia, se iba a obtener la llamada *Consistencia Relativa* (*C. R.*) de los suelos cohesivos; por lo tanto:

$$C.R. = \frac{L.L. - \omega_n}{I.P.}$$

siendo ω la humedad del suelo en su estado natural.

Si la consistencia relativa resulta negativa, o sea cuando la humedad del suelo sea mayor que la de su límite líquido, el amasado del suelo lo transforma en un barro viscoso. Consistencias relativas muy cercanas a cero indican un suelo con esfuerzo a ruptura (q_u) a compresión axial no confinada (prueba que más adelante se estudiará) comprendido entre 0.25 y 1.0 kg/cm². Si la consistencia relativa es aproximadamente igual a uno, ello indica que su q_u puede estar comprendida entre 1.0 y 5.0 kg/cm².

En general, el esfuerzo de corte de un suelo crece a medida que *C.R.* varía de 0 a 1. Un valor de *C.R.* de 0.0 a 0.25 indica un suelo muy suave; de 0.25 a 0.50, suave; de 0.50 a 0.75, consistencia media, y de 0.75 a 1.0, consistencia rígida.

Índice de liquidez

En los suelos plásticos, el Índice de liquidez es indicativo de la historia de los esfuerzos a que ha estado sometido el suelo. Si el valor del Índice de liquidez es cercano a cero, se considera que el suelo está preconsolidado, y si es cercano a uno entonces se le considera como normalmente consolidado. La expresión para obtener el Índice de liquidez es:

$$I_L = \frac{\omega_n - L.P.}{I.P.}$$

Si la humedad inicial de un suelo corresponde a un Índice de liquidez igual a 0.2 o más, el suelo, aun siendo altamente plástico, tendrá poca o nula expansión.

Una relación aproximada entre el Índice de liquidez y la sensibilidad de la arcilla puede obtenerse de la tabla 5.4.

Los suelos normalmente consolidados se identifican fácilmente por tener una humedad cercana al límite líquido.

Número de actividad

La actividad es un término que se aplica a los suelos plásticos con propensión a padecer cambios en su volumen en presencia de diferentes contenidos de humedad. A. W. Skempton ha propuesto el uso de un número de actividad (*A*) como

Tabla 5.4

I_L	Sensibilidad
0.0	1.0
0.2	1.0
0.4	2.0
0.7	4.0
0.8	5.0
0.85	6.0
0.9	7.0
0.95	8.0
1.00	9.0
1.05	10.0
1.30	20.0
1.50	45.0
2.00	200.0

una indicación de la actividad de un suelo. Dicho número de actividad es definido así:

$$A = \frac{I.P.}{\% \text{ part. } < 0.002 \text{ mm}}$$

en la cual el numerador corresponde al índice plástico del suelo y el denominador es el porcentaje en peso de las partículas con diámetro equivalente menor de 0.002 mm.

Los altos valores del número de actividad (A) están asociados con suelos que contienen minerales arcillosos de mayor actividad. El valor de (A) permanecerá aproximadamente constante para muestras que provengan de estratos del mismo origen geológico; por lo tanto, el valor de (A) puede ser el medio más confiable de averiguar la existencia de estratos de diferente origen geológico en un determinado sondeo. Si crece la actividad, crece la cohesión.

La actividad de la arcilla puede medirse en función de (A) en la forma siguiente:

- $A < 0.5$... Arcilla relativamente inactiva, tipo caolinítico.
- $A > 0.50 < 1.0$... Arcilla con actividad normal, tipo iltítico.
- $A > 1.0$... Arcillas progresivamente más activas, tipo montmorillonítico.

LÍMITE DE CONTRACCIÓN

El límite de contracción ($L.C.$) de un suelo se define como el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual una reducción de agua

no ocasiona ya disminución en el volumen del suelo. La diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción se llama índice de contracción (*I.C.*) y señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semi-sólida.

Para la determinación del límite de contracción es necesario contar con el equipo siguiente: vasito de cristal de fondo plano de 1.27 cm (1/2") de alto y un diámetro interior de 4.4 cm (1-3/4"); mercurio líquido en cantidad aproximada de 300 cm³; regla metálica con bordes lisos para alisar la superficie del mercurio colocado en el vasito de porcelana; placa de vidrio con tres agujas colocadas según se indica en la figura 5.9; una probeta de cristal graduada con capacidad de 25 cc con graduaciones de 0.2 cc; vaso de cristal con borde liso; cápsula de porcelana; espátula; balanza con sensibilidad de 0.01 g, y una placa lisa de vidrio (ver figura 5.9).

El procedimiento que debe seguirse en la determinación del límite de contracción (*L.C.*) es el siguiente:

- Se determina el volumen del vasito de porcelana llenándolo con mercurio líquido y nivelando su superficie con placa lisa de cristal. Habiéndose llenado el vasito, para medir su volumen se vacía el mercurio en la probeta graduada.
- Tómese unos 30 g del material que pasa la malla No. 40 y añádasele agua hasta formar una mezcla pastosa cuya consistencia sea, aproximadamente, la misma que la que tiene el suelo cuando su contenido de humedad es igual al límite líquido.

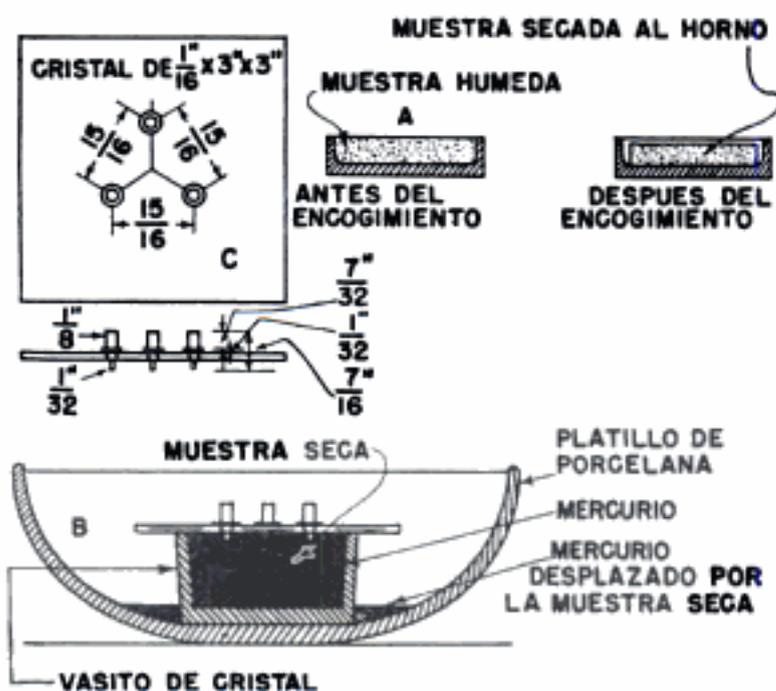


Figura 5.9

- c) Para que el material no se adhiriera a las paredes del vasito de porcelana, éstas deben cubrirse con una capa muy delgada de vaselina o de aceite.
- d) Se coloca la capa pastosa en el vasito de porcelana en tres capas iguales y se golpea sobre una superficie lisa hasta obtener una distribución uniforme del material.
- e) Una vez lleno el vasito con la masa pastosa, se alisa la superficie quitando el material sobrante con la regla metálica. El volumen de esta masa de material húmedo será igual a la del vasito de porcelana (V_h).
- f) Se pesa el vasito de porcelana con la masa pastosa, y antes de colocar la masa en el horno debe dejarse que se seque un poco al aire libre.
- g) Métese el vasito con la muestra al horno a una temperatura de 100-110°C hasta que seque completamente.
- h) Sáquese del horno el vasito con la muestra seca y estando a temperatura ambiente pésese y regístrese dicho peso (P_s).
- i) El volumen (V_s) de la muestra seca se obtiene como sigue: llénese el vasito de cristal con mercurio líquido y nivélese su superficie con la placa de vidrio que tiene agujas. Introdúzcase el panecillo seco cuidadosamente, evitando las burbujas de aire en el vaso lleno de mercurio, empujándolo con agujas de la placa de vidrio. Al introducirse el panecillo de suelo, él desalojará una cantidad de mercurio igual a su volumen (V_s).
- j) Se calcula el límite de contracción por la fórmula:

$$L.C. = \frac{P_h - P_s - (V_h - V_s) D_w}{P_s} \times 100 = w - \frac{(V_h - V_s) D_w}{P_s} \times 100$$

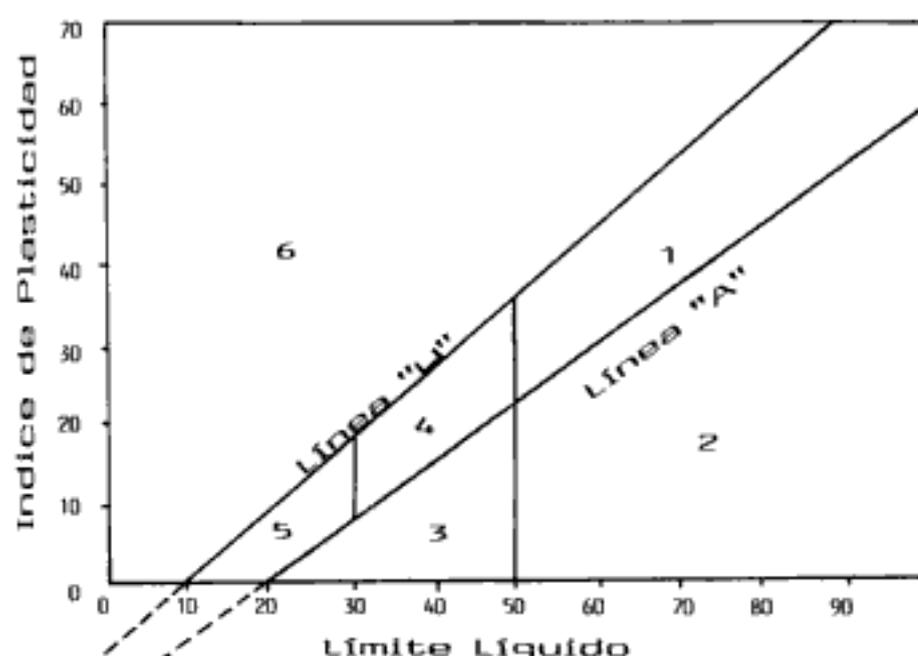
Para interpretar la ecuación anterior se dibujan las cantidades obtenidas en la prueba (V_h, V_s, P_h, P_s), marcando los pesos en el eje de las abscisas y los volúmenes en el eje de las ordenadas.

Estas dos escalas tienen el mismo módulo, de tal manera que el segmento que representa un gramo en una es igual al que representa un centímetro cúbico en la otra; así, la relación de disminución de peso al perderse agua durante el secado —respecto a la correspondiente pérdida de volumen— es una recta a 45°, para humedades superiores al límite de contracción (ver figura 5.10).

El límite de contracción ($L.C.$) es muy útil para evaluar el comportamiento de cortes y terraplenes, principalmente en el posible surgimiento de grietas. G.C. (grado de contracción) igual que el volumen inicial menos el volumen final entre el volumen inicial y multiplicado por cien = $\frac{V_e - V_f}{V_e} \times 100$. Cuando G.C. sea menor a 5%, suelo bueno; de 5% a 10%, suelo regular, de 10% a 15%, suelo pobre; mayor de 15%, suelo muy pobre.

En la gráfica el punto 2 representa el límite de contracción del suelo, obtenido secándolo desde sus condiciones iniciales de humedad 1. Al continuar el secado hasta llegar al total del mismo, o sea al punto 3, prácticamente ya no hay variación volumétrica.

En verdad la curva de secado no presenta un quiebre brusco en 2, como se ve en la gráfica, sino que presenta una transición gradual.



Línea "U" : $IP = 0.9 (LL - 8)$
 Línea "A" : $IP = 0.73 (LL - 20)$

1. Arcillas inorgánicas de alta plasticidad.
2. Limos inorgánicos de alta compresibilidad y arcillas orgánicas.
3. Limos inorgánicos de mediana compresibilidad y limo orgánico.
4. Arcillas inorgánicas de mediana plasticidad.
5. Arcillas inorgánicas de baja plasticidad.
6. Suelos no cohesivos.

Figura 5.11 Determinación gráfica del límite de contracción.

Si la Contracción Lineal de un suelo es mayor de 9%, se puede esperar una actividad significativa de contracción-expansión.

Un valor que se emplea bastante en el cálculo de asentamientos de estructuras para suelos normalmente consolidados es el siguiente, dado por Terzaghi y Peck, llamado Índice de compresión:

$$C_c = 0.009 (L.L. - 10)$$

La compresibilidad de los suelos puede expresarse así:

- Baja — C_c de 0.0 a 0.19
- Media — C_c de 0.2 a 0.39
- Alta — C_c de 0.4 ó más

**CORRELACIÓN ENTRE EL ÍNDICE DE PLASTICIDAD
Y LA CONTRACCIÓN LINEAL
(VALORES ESPERADOS)**

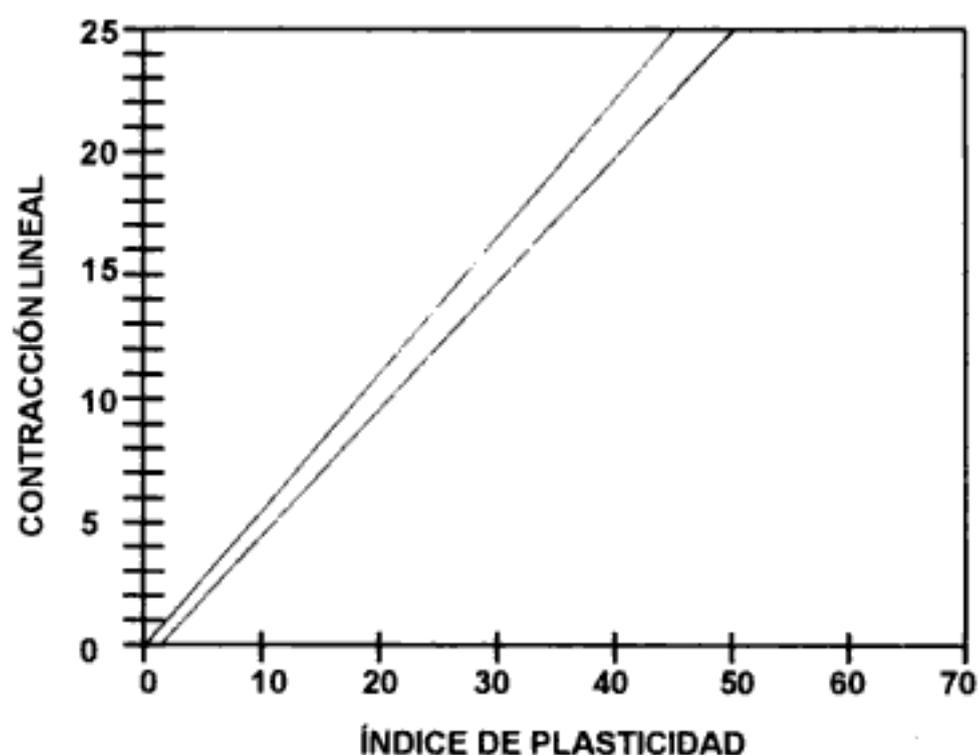
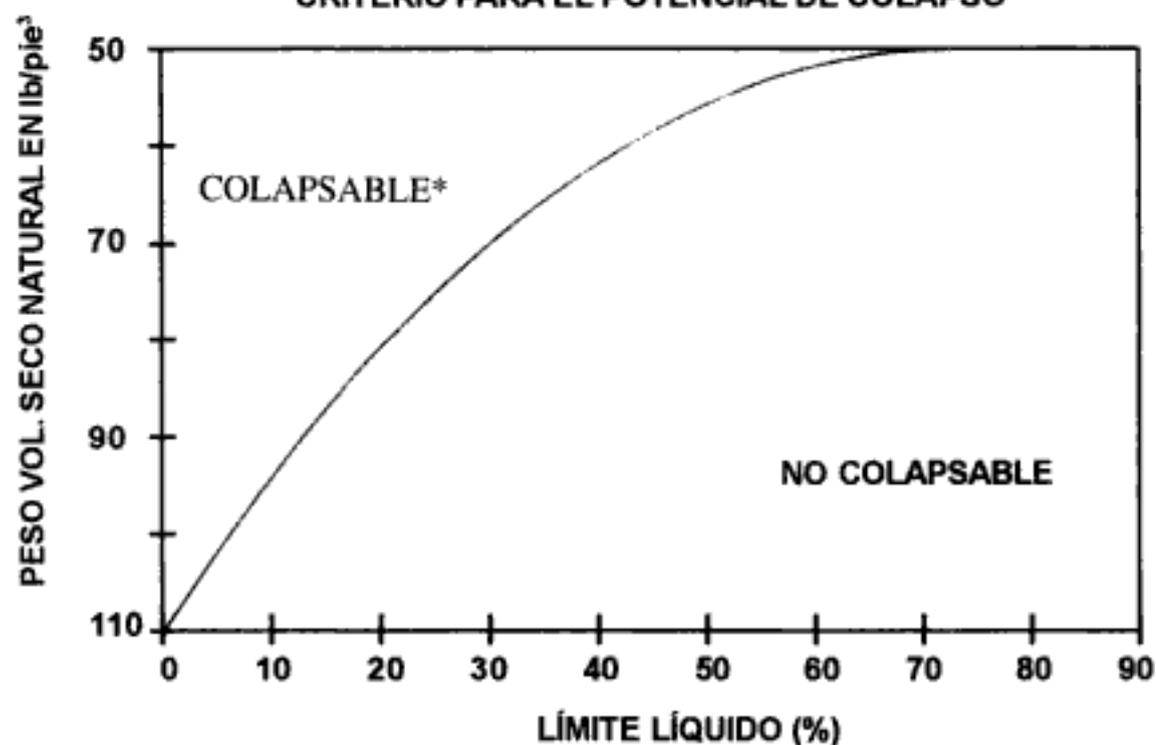


Figura 5.12

CRITERIO PARA EL POTENCIAL DE COLAPSO



*Se llaman suelos colapsables aquellos que, estando secos o parcialmente saturados, tienen una significativa pérdida de volumen total al saturarse completamente. Son suelos inestables que a menudo se encuentran en los márgenes de los ríos.

Figura 5.13

El valor de C_c puede determinarse, según algunos autores, por:

$$C_c = 0.156 e_0 + 0.0107, \text{ para todas las arcillas.}$$

$C_c = 0.30 (e_0 - 0.27)$, para arcillas inorgánicas, arcillas limosas y limos, según Hough.

$$C_c = 0.75 (e_0 - 0.5), \text{ para suelos de baja plasticidad.}$$

Suelos susceptibles a cambios de volumen por cambios de humedad.

Cambio de volumen	Índice Plástico		Límite de contracción
	Región árida	Región húmeda	
Pequeño	0-15	0-30	≥ 12
Pequeño a moderado	15-30	30-50	10-12
Moderado a severo	≥ 30	≥ 50	≤ 10

El colapso potencial de un suelo puede medirse por la expresión:

$$C.P = \frac{\Delta e_i}{1 + e_o} = \frac{\Delta H_c}{H_o}$$

donde:

Δe_i = cambio en la relación de vacíos al humedecerse.

e_o = relación de vacíos inicial.

ΔH_c = cambio de altura del espécimen al mojarse.

H_o = altura inicial del espécimen.

Si $H_o = 3.0$ cm; $\Delta H_c = 0.2$ cm; $CP = \frac{0.2 \times 100}{3} = 6.67\%$ o sea que se tendrán problemas.

C.P (%) de:

0-1	_____	No presenta problemas
1-5	_____	Problema moderado
5-10	_____	Problemas
10-20	_____	Severos problemas
> 20	_____	Muy severos problemas

CAPÍTULO 6

Clasificación de los suelos

GENERALIDADES

Dada la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, la Mecánica de Suelos ha desarrollado algunos métodos de clasificación de los mismos. Cada uno de estos métodos tiene, prácticamente, su campo de aplicación según la necesidad y uso que los haya fundamentado. Y así se tiene la clasificación de los suelos según el tamaño de sus partículas, la clasificación de la Asociación Americana de Funcionarios de Caminos Públicos (American Association State Highway Officials), la clasificación de la Administración de Aeronáutica Civil (C.A.A.), el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), etc. La existencia de esta variedad de sistemas de clasificación de suelos se debe, posiblemente, al hecho de que tanto el ingeniero civil como el geólogo y el agrónomo analizan al suelo desde diferentes puntos de vista. Sin embargo, lo que es fundamental es el hecho de que cualquier clasificación que quiera abarcar las necesidades correspondientes debe estar basada en las propiedades mecánicas de los suelos, ya que éstas son elementales en las variadas aplicaciones de la ingeniería. Aunque hoy día es casi aceptado por la mayoría que el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) es el que mejor satisface los diferentes campos de aplicación de la Mecánica de Suelos, se hará una explicación somera de la clasificación triangular por tamaño de partículas.

CLASIFICACIÓN POR TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS

Los resultados obtenidos de la prueba de granulometría por sedimentación se aplican en el diagrama triangular de clasificación de suelos dada por la Comisión del Río Mississippi y con ello se obtiene la clasificación del suelo.

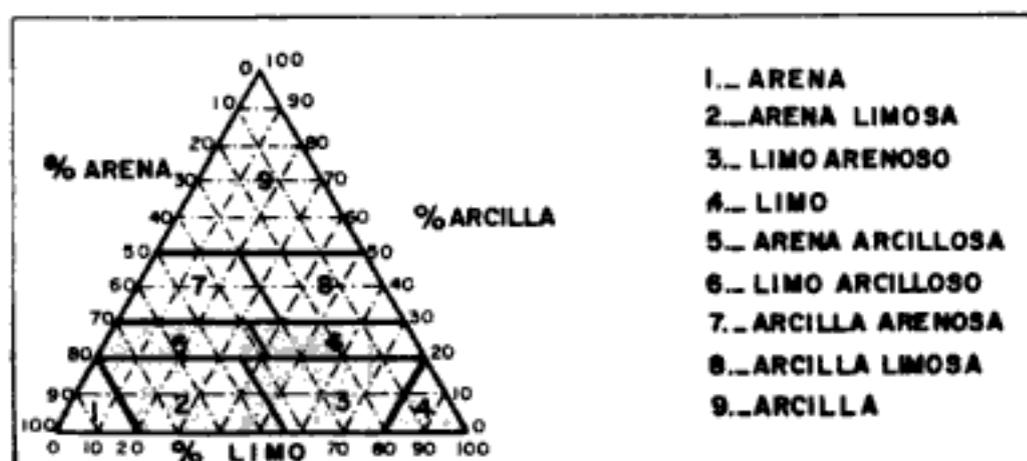


Figura 6.1

Para clasificar el suelo se toma el porcentaje de arena, limo y arcilla sobre la escala del lado correspondiente del triángulo, se trazan tres rectas —como se muestra en la figura 6.1— y su punto común da la clasificación del suelo.

La clasificación de los suelos por el tamaño de sus partículas es la más simple de todas, pero tiene el inconveniente de que su relación con las principales características físicas del suelo es indirecta, pues el tamaño de los granos es sólo uno de los diferentes factores de los cuales dependen ciertas propiedades físicas importantes de los suelos, tales como la permeabilidad y la cohesión, características que se tratarán más adelante.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)

Este sistema fue presentado por Arthur Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en 1942 para aeropuertos.

La tabla 6.1 presenta la clasificación del sistema unificado.

Como puede observarse en dicha tabla, los suelos de partículas gruesas y los suelos de partículas finas se distinguen mediante el cribado del material por la malla No. 200. Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicha malla y los finos a los que la pasan, y así un suelo se considera grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en la malla No. 200, y fino si más del 50% de sus partículas son menores que dicha malla.

Los suelos se designan por símbolos de grupo (ver tabla 6.2). El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo. Los prefijos son las iniciales de los nombres ingleses de los seis principales tipos de suelos (grava, arena, limo, arcilla, suelos orgánicos de grano fino y turba), mientras que los sufijos indican subdivisiones en dichos grupos (ver tabla 6.3).

Tabla 6.1 Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)
Incluyendo identificación y descripción

DIVISIÓN MAYOR		Símbolo	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO	
SUELO DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 ◊	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla N° 4. (PARA CLASIFICACIÓN VISUAL PUEDE USARSE 1/8 CM. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA N° 4)	GW GP	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos.	DETERMINESE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA, DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (fracción que pasa por la malla N° 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE: Menos del 5%: GW, GP, SW, SP. Más de 12%: GM, GC, SM, SC. 5% al 12%: Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles **	
			Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos.		
		GM d u	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo.		Límites de Atterberg abajo de la "línea A" o I.P. menor que 4. Límites de Atterberg arriba de la "línea A" con I.P. mayor que 7.
			Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla.		
		SW SP	Arenas bien graduadas, arenas con gravas, con poco o nada de finos.		$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ mayor de 6, $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3
			Arenas mal graduadas, arenas con gravas, con poco o nada de finos.		
	SM d u	Arenas limosas, mezclas de arenas y limo.	No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW. Límites de Atterberg abajo de la "línea A" con I.P. menor que 4. Límites de Atterberg arriba de la "línea A" con I.P. mayor que 7.		
		Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.			
	SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla número 200 ◊ Las partículas de 0.075 mm de diámetro (la malla N° 200) sum, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista).	LIMOS Y ARCILLAS Límite-Líquido menor de 50	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.	EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS G = gravas, M = limo, O = suelos orgánicos, W = bien graduados. A = arenas, C = arcilla, P.I. = turbo; P = mal graduados; L = baja compresibilidad; H = alta compresibilidad.
			CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.	
			OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.	
		LIMOS Y ARCILLAS Límite-Líquido mayor de 50	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diazonicos, limos elásticos.	
CH			Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.		
OH			Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.		
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		PI	Turbas y otros suelos altamente orgánicos.		
			(Empty space for classification)		

** Clasificación de frontera —Los suelos que posean las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos, por ejemplo GW-GC, mezcla de arena y grava bien graduadas con cementante arcilloso.
 ◊ Todos los tamaños de las mallas en esta carta son los U.S. Standard.
 * La división de los grupos GM y SM en subdivisiones d, y u, son para caminos y aeropuertos únicamente, la subdivisión está basada en los límites de Atterberg. El sufijo d se usa cuando el L.L. es de 28 o menos y el I.P. es de 6 o menos. El sufijo u es usado cuando el L.L. es mayor que 28.

Tabla 6.2 Materiales para terraplenes

Tipo de suelo*	Permeabilidad	Resistencia a la turgencia	Resistencia al cortante	Compresibilidad	Susceptibilidad al agrietamiento	Susceptibilidad a la licuación	Manejabilidad		
GW	Permeable	Alta	Muy alta	De baja compresibilidad siempre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente. Su compactación es fundamental	No susceptible al agrietamiento	No susceptibles a la licuación cuando están bien compactados.	Muy buena		
GP	Permeable a muy permeable	De alta a media	Alta				Muy buena		
SW	Permeable	Alta a media	Muy alta				Muy buena		
SP	Semipermeable a permeable	Baja a muy baja	Alta				De buena a correcta		
GM	Semipermeable	Alta a media	Alta	Compresibilidad baja si más del 60 por ciento del material es grueso (tamaño superior a la malla No. 4). Si el material contiene menos de 35 por ciento de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la compresibilidad de finos.	Media si mal compactados	Muy buena			
GC	Impermeable	Muy alta	Alta			Baja	Muy buena		
SM	Semipermeable a impermeable	Media a baja	Alta	Control de humedad muy importante	Muy susceptible si mal compactados	Muy susceptible si mal compactados	Buena a correcta		
SC	Impermeable	Alta	Alta a media				Mediana a alta	Muy baja	Buena a correcta
							Mediana a alta	Muy susceptible si mal compactados	Correcta a muy pobre
ML	Impermeable	Baja a muy baja	Media a baja	Muy susceptibles; deben colocarse con alto grado de saturación	Media a alta si mal compactados	Correcta a muy pobre			
MH	Muy impermeable	Media a alta	Baja	Los asentamientos pueden ser grandes y se calculan con base en pruebas de consolidación.	Muy baja	Muy baja	Buena a correcta		
CL	Impermeable	Alta	Media				Media a alta si mal compactados	Pobre a muy pobre	
CH	Muy impermeable	Muy alta	Baja a media				Mediana a alta	Muy pobre	
OL	Impermeable	Media	Baja		Muy baja	Muy baja	Correcta a pobre		

* De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Tabla 6.3 Suelos de cimentación

<i>Clase de suelo</i>	<i>Suelos gruesos limpios (GW, GP, SW, SP)</i>	<i>Suelos gruesos con finos (GM, GC, SM, SC)</i>	<i>Suelos finos (MH, ML, CH, CL, OL)</i>
Permeabilidad	Permeables. Las pruebas de permeabilidad en el campo son las únicas representativas.	Semipermeables a impermeables. Las pruebas de permeabilidad de campo son las más adecuadas para un contenido de finos menor del 25 por ciento.	Suelos impermeables en caso de no ser fisurados. La determinación del coeficiente de permeabilidad durante una prueba de consolidación es adecuada.
Compresibilidad y expansibilidad	Los asentamientos son pequeños cuando los materiales son compactos, y la magnitud de los esfuerzos reducida. Si los depósitos son heterogéneos pueden dar lugar a irregularidades importantes en la compresibilidad.	La compresibilidad varía considerablemente según la compactación del depósito. Las arenas finas limosas pueden presentar asentamientos bruscos en caso de saturarse bajo carga.	Es indispensable efectuar pruebas de consolidación en el laboratorio. Los suelos limosos no saturados pueden presentar asentamientos bruscos al saturarse bajo carga. Los suelos arcillosos en estado seco pueden presentar expansión al aumentar su contenido de agua.
Resistencia al corte	Muy variable dependiendo de la compactación de los depósitos y su homogeneidad. Se relaciona, salvo en el caso de arenas sueltas saturadas, con el número de golpes en una prueba de penetración estándar.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados. Se han de tomar en consideración las posibles variaciones del contenido de agua y la heterogeneidad del manto al definir las condiciones de las pruebas.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados. Puede ser útil en ciertos casos efectuar una prueba de veleta.
Tubificación	Salvo los materiales de los grupos SW y SP, presentan buena resistencia a la tubificación. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Las arenas limosas presentan una resistencia a la tubificación media a baja, mientras los otros materiales de este grupo tienen una resistencia a la tubificación de alta a media. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Los limos presentan baja resistencia a la tubificación y las arcillas de media a alta. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.

Tabla 6.3 (Continuación)

<i>Clase de suelo</i>	<i>Suelos gruesos limpios (GW, GP, SW, SP)</i>	<i>Suelos gruesos con finos (GM, GC, SM, SC)</i>	<i>Suelos finos (MH, ML, CH, CL, OL)</i>
Licuación	Las arenas sueltas finas y saturadas son muy susceptibles a la licuación. Los otros materiales de este grupo son, por lo general, poco sensibles a la licuación.	Las arenas finas, limosas, uniformes y en estado suelto son muy sensibles.	Susceptibilidad prácticamente nula.

SUELOS GRUESOS

En los suelos gruesos se tienen las gravas (*G*) y las arenas (*S*) de tal modo que un suelo pertenece al grupo de las gravas (*G*) si más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 4, y pertenece al grupo de las arenas (*S*) en caso contrario.

Tanto las gravas como las arenas se dividen en cuatro grupos (*GW*, *GP*, *GM*, *GC*) y (*SW*, *SP*, *SM*, *SC*), respectivamente, como puede verse en la tabla 6.3.

En el símbolo *GW*, el prefijo *G* (*gravel*) se refiere a las gravas y *W* (*well graded*) quiere decir bien graduado. De igual modo, el símbolo *GP* indica gravas pobremente o mal graduadas (*poorly graded gravel*), el símbolo *GM* indica gravas limosas, en la que el sufijo *M* proviene del sueco *mo*, y el símbolo *GC* indica gravas arcillosas. El sufijo *C* indica arcilla (*clay*).

Asimismo, los símbolos *SW*, *SP*, *SM* y *SC* indican arenas (*sands*) bien graduadas, arenas mal graduadas, arenas limosas y arenas arcillosas respectivamente.

El criterio de clasificación de estos suelos en el laboratorio viene indicado en el lado superior derecho de la tabla.

SUELOS FINOS

También en los suelos finos el sistema unificado los considera agrupados en tres grupos para los limos y arcillas con límite líquido menor de 50%, en tres grupos para los limos y arcillas con límite mayor de 50% y en un grupo para los suelos finos altamente orgánicos. Si el límite líquido del suelo es menor de 50%, es decir, si el suelo es de compresibilidad baja o media, se añade el sufijo *L* (*low compressibility*) a los prefijos *M*, *C* y *O*, obteniéndose de ese modo los

símbolos *ML* (limos inorgánicos de baja compresibilidad) y *CL* (arcillas inorgánicas de baja compresibilidad) y *OL* (limos orgánicos de baja compresibilidad).

Si el límite líquido es mayor de 50%, es decir, si el suelo es de compresibilidad alta, se añade el sufijo *H* (*high compresibility*) a los prefijos *M*, *C* y *O*, obteniéndose así los símbolos *MH* (limos orgánicos de alta compresibilidad), *CH* (arcillas inorgánicas de alta compresibilidad) y *OH* (arcillas orgánicas de alta compresibilidad).

Los suelos altamente orgánicos, como las turbas, se designan con el símbolo *P_r*.

Comparación de los grupos de clasificación de suelos AASHTO, Unificado y FAA

AASHTO	Unificado	FAA
<i>A-1a</i>	GW, GP, SW, GM	<i>E-1</i>
<i>A-1b</i>	SW, SP, SM, GC	<i>E-1</i>
<i>A-3</i>	SP	<i>E-1, E-2</i>
<i>A-2-4</i>	CL, ML	<i>E-1, E-2, E-4</i>
<i>A-2-5</i>	CL, ML, CH, MH	
<i>A-2-6</i>	CL, ML	
<i>A-2-7</i>	CL, ML, CH, MH	
<i>A-4</i>	CL, ML	<i>E-5, E-6</i>
<i>A-5</i>	CL, ML, CH, MH	<i>E-9</i>
<i>A-6</i>	CL, ML	<i>E-5, E-7, E-8, E-10, E-11, E-12</i>
<i>A-7</i>	CL, ML, CH, MH	<i>E-7, E-8, E-9, E-10, E-11, E-12</i>
<i>A-8</i>	Turba y detrito orgánicos	<i>E-13</i> (también turba y/o detrito)

IDENTIFICACIÓN EN EL CAMPO

Tamaños y granulometría de las partículas

Los suelos formados por partículas gruesas se identifican fácilmente por inspección visual. Para ello se extiende una muestra representativa sobre una superficie plana y se observa la distribución de las partículas, tamaño de las mismas, forma y composición mineralógica. Los tamaños de la grava y de la arena se reconocen fácilmente. Para separar una de la otra se usa el tamaño de 1/2 cm como equivalente a la malla No. 4. Para la estimación del contenido de finos es suficiente considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla No. 200 son aproximadamente las más pequeñas que se pueden distinguir a simple vista. Para la granulometría de los suelos finos se agita la muestra en agua dentro de un recipiente de vidrio y se le deja sedimentar. La granulometría aproximada se determina por la separación de las partículas en el recipiente desde

arriba hasta el fondo. Los limos permanecen en suspensión, por lo menos un minuto y la arcilla una hora o más.

Dilatancia o reacción al sacudimiento

Este ensayo es útil para la identificación de suelos de partículas finas. Después de quitar las partículas gruesas mayores que la malla No. 40 (0.42 mm) se prepara una pequeña porción de suelo húmedo de un volumen aproximado de 10 cm³. Si es necesario, agréguese agua para dejar el suelo suave pero no pegajoso. Colóquese el suelo en la palma de la mano y agítese horizontalmente, golpeando secamente una mano contra la otra varias veces. Una reacción rápida consiste en que en la superficie de la muestra aparece agua mientras se le agita; su superficie cambia adquiriendo una apariencia de hígado. Cuando la muestra se aprieta entre los dedos, desaparece de la superficie el agua y el lustre, el suelo se vuelve tieso y finalmente se agrieta o se desmorona.

Una reacción rápida es típica de las arenas finas, uniformes, no plásticas, como las *SP* y *SM* del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, así como también de algunos limos inorgánicos (*ML*) del tipo de polvo de roca y en las tierras diatomáceas (*MH*).

Ligeros contenidos de arcilla le proporcionan algo de plasticidad al suelo y, por tanto, la reacción al movimiento del agua es menos rápida. Ello sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos como los *ML* y los *OL*, lo mismo que en arcillas muy limosas como las *CL-ML*, y en muchas arcillas del tipo caolinítico, como las *ML-CL* y las *MH-CH*. Una reacción nula o extremadamente lenta corresponde a las arcillas situadas sobre la línea *A* del gráfico de plasticidad (*CL*, *CH*), así como de las arcillas orgánicas de alta plasticidad (*OH*).

Resistencia al quebramiento en estado seco

Después de eliminar las partículas de tamaño mayor que el de la malla No. 40, moldéese una pastilla de suelo hasta alcanzar la consistencia de masilla, añadiendo agua si es necesario. Séquese la pastilla al aire o al sol, o en un horno si lo hay, y pruébese su resistencia al esfuerzo cortante rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia al corte es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo.

La resistencia al corte en estado seco asciende al aumentar la plasticidad del suelo. Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo *CH* y de las del grupo *CL* localizadas muy arriba de la línea *A* del gráfico de plasticidades. Una resistencia media en seco es propia de los suelos del grupo *CL*, que caen muy cerca de la línea *A*.

Los limos de los grupos *ML* y *MH* exentos de plasticidad poseen solamente muy pequeña resistencia en seco.

Las arenas finas limosas y los limos poseen la misma resistencia en seco, pero pueden distinguirse por la sensación táctil si se pulveriza el espécimen. La arena fina se siente granular, mientras que el limo da la sensación suave de harina.

Tenacidad o consistencia cerca del límite plástico

Después de retiradas las partículas de suelo mayores que el de la malla No. 40, moldéese un espécimen de unos 10 cm³ hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si en estado natural el suelo está muy seco, agréguesele agua, y si está demasiado húmedo séquesele por evaporación hasta que adquiriera la consistencia deseada. En ese estado se rodilla entre las palmas de la mano hasta formar un filamento de unos 3 mm de diámetro aproximadamente. Se amasa y se vuelve a rodillar varias veces. Durante estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse tieso, pierde su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de que el filamento se ha desmoronado, los pedacitos deben juntarse y amasarse ligeramente entre los dedos formando una bolita hasta que la masa se desmorone nuevamente.

La mayor o menor tenacidad del filamento al acercarse al límite plástico y la rigidez de la bolita al romperla finalmente entre los dedos es indicativo de la preponderancia de la fracción arcillosa del suelo. La debilidad del filamento en el límite plástico y la rápida pérdida de cohesión de la bolita al rebasar este límite indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad. Las arcillas altamente orgánicas dan una sensación de debilidad y se sienten esponjosas al tacto en el límite plástico.

ACCIÓN DE LAS HELADAS

Éste es uno de los aspectos que debe tenerse en cuenta al estudiar los suelos, especialmente para el caso de los pavimentos en calles, caminos y aeropuertos. Cuando se tiene un exceso de agua libre en el suelo y ésta se congela, entonces se torna sólida y aumenta su volumen; por tanto, el suelo que la contiene también aumenta de volumen, es decir, se hincha. Los efectos que el hielo produce en el suelo se prolongan por muchos meses, de acuerdo con las experiencias obtenidas de las pruebas efectuadas en los Estados Unidos de América al respecto. Como consecuencia, es muy importante que se conozcan los suelos que son susceptibles a las heladas, aunque en verdad los fenómenos de la acción de las heladas son muy complejos. Para que el hinchamiento debido a la congelación del agua libre en los suelos se presente es necesario que el ingeniero sepa que deben presentarse conjuntamente los siguientes factores:

- a) Contar con un suelo susceptible a las heladas.
- b) Existencia de una fuente de abastecimiento de agua, o sea, exceso de agua en el suelo.
- c) Contar con una lenta reducción en la temperatura del aire.

Tabla 6.4

GRUPO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO
F_1	Gravas con 3% a 20%, en peso, de partículas menores que 0.02 mm.
F_2	Arenas con 3% a 15%, en peso, de partículas menores que 0.02 mm.
F_3	a) Gravas con más del 20%, en peso, de partículas menores que 0.02 mm, y arenas (excepto las finas limosas) con más de 15%, en peso, de partículas menores que 0.02 mm. b) Arcillas con índice plástico mayores de 12 mm con excepción de las finamente estratificadas.
F_4	a) Todos los limos inorgánicos, incluyendo los arenosos. b) Las arenas finas limosas con más de 15%, en peso, de partículas menores que 0.02 mm. c) Arcillas con índice plástico menor de 12 mm. d) Arcillas finamente estratificadas.

Si alguno de los anteriores factores no se encuentra presente entonces no hay una verdadera expansión del suelo por la acción de las heladas. Según los estudios hechos por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de América, los suelos susceptibles a las heladas son todos aquellos suelos inorgánicos que contienen más de 3% en peso de partículas menores de 0.02 mm. La tabla 6.4 se emplea mucho para conocer la susceptibilidad de los suelos a las heladas, y en ella los materiales del grupo F_1 son los menos susceptibles, y los suelos más peligrosos a la acción de las heladas son los que combinan una granulometría fina con una gran permeabilidad. Los suelos F_4 generalmente no se recomiendan en aquellos lugares donde se tema una acción fuerte de las heladas.

ÍNDICE DE CONGELACIÓN

La duración del hielo en el suelo depende completamente del tiempo que permanezca la temperatura ambiente bajo el punto de congelación, y es muy común que temperatura y tiempo se expresen en *grados-día*, entendiéndose por tal la diferencia entre la temperatura media diaria y la temperatura de congelación del agua. Expresando la temperatura de congelación del agua como 0°C , el número de *grados-día* coincide con la temperatura media diaria.

Si se dibuja, para un invierno dado, una gráfica acumulativa de *grados-día* versus tiempo en días, se obtiene una curva como la que se ilustra en la figura 6.2 en la que el índice de congelación corresponde a los *grados-día* entre los

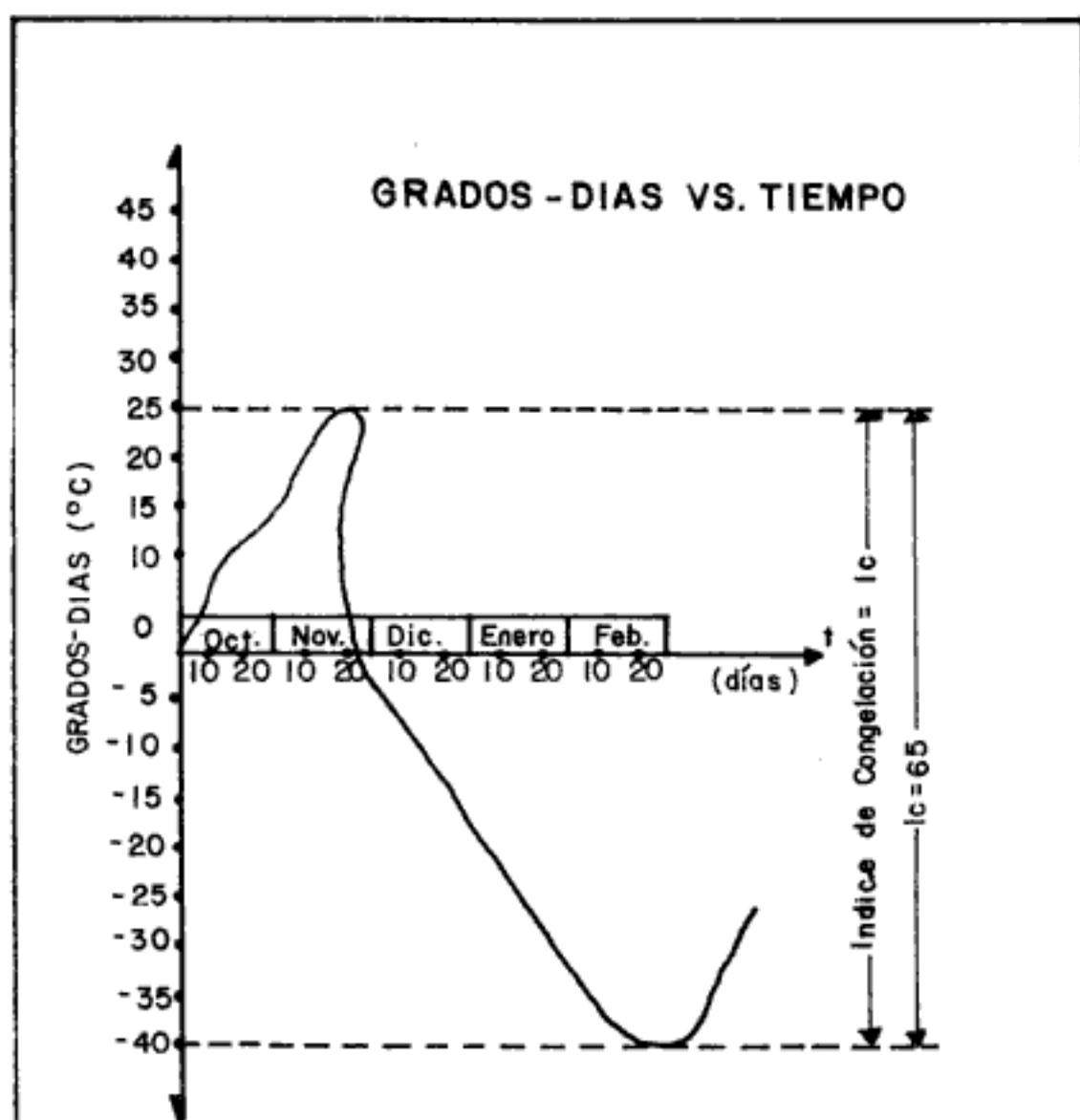


Figura 6.2

puntos mínimo y máximo de la curva. El *índice normal de congelación* se define como el promedio de los índices de congelación de un determinado lugar a lo largo de, usualmente, diez años. Estos valores tienen su máxima aplicación en el proyecto de pavimentos, contándose con curvas experimentales que indican los espesores mínimos que deben colocarse de material no susceptible a las heladas bajo el nivel de subrasante, con el fin de proteger al suelo de la congelación del exceso de agua que contenga (ver tabla 6.5).

Uno de los métodos más efectivos para evitar la acción de las heladas sobre suelos susceptibles a ellas, es extraer dicho suelo hasta la profundidad de la acción de las heladas, y reemplazarlo por suelo no susceptible. En México, generalmente 50 cm de grava-arena son suficientes para evitar problemas de congelamiento.

Tabla 6.5 Susceptibilidad de suelos a las heladas.

<i>Suelo</i>	<i>Susceptibilidad</i>
GW y GP	Ninguna o muy pequeña
GM y GC	Baja a media
SW y SP	Ninguna a muy baja
SM y SC	Baja a alta
ML	Media a muy alta
CL y OL	Media a alta
CH y OH	Media
Pt	Baja

DETERMINACIÓN DE LA MATERIA ORGÁNICA

Una manera aproximada de determinar el contenido de materia orgánica en un suelo consiste en encontrar la pérdida en peso del suelo después de calcinarlo a temperaturas de 700 a 800°C.

Indicación de la plasticidad de los suelos

I.P.	Descripción
0	No plástico
1-5	Ligeramente plástico
5-10	Baja plasticidad
10-20	Mediana plasticidad
20-40	Alta plasticidad
> 40	Muy alta plasticidad

CAPÍTULO 7

Compactación

La compactación de los suelos, capítulo importantísimo como medio para aumentar la resistencia y disminuir la compresibilidad de los mismos, no fue reconocida ampliamente sino hasta la aparición del rodillo *pata de cabra* en 1906. Sin embargo, fue hasta 1933, año en el que R.R. Proctor publicó sus investigaciones sobre este tema, cuando se conocieron los factores que intervienen en la compactación. Proctor encontró que aplicando a un suelo cierta energía para compactarlo, el peso volumétrico obtenido varía con el contenido de humedad según una curva, como la de la figura 7.1, en la cual se puede observar la existencia de un grado de humedad con el cual se obtiene el peso volumétrico máximo para ese suelo y esa energía de compactación.

A la abscisa y ordenada de ese punto máximo se les denomina *humedad óptima*, W_o , y *peso volumétrico seco máximo*, $\gamma_s \text{ máx}$, respectivamente.

Buscando una prueba de laboratorio que igualara los resultados obtenidos en el campo con los diferentes equipos de compactación disponibles en esa época, Proctor propuso la *prueba de compactación* que hoy lleva su nombre: *Prueba de Proctor*. La prueba original de Proctor consiste en colocar tres capas iguales de suelo humedecido en un cilindro con un volumen de 1/30 de pie cúbico y darle 25 golpes a cada capa con un pisón de 2.5 kg (5.5 lb) de peso cayendo de una altura de 30 cm. Las dimensiones del cilindro así como los elementos empleados en la prueba se pueden ver en las figuras 7.2a, b, c y d.

Posteriormente, diversas organizaciones dedicadas a la construcción de terraplenes para diversos usos han establecido diferentes normas para ejecutar la prueba de compactación dinámica variando el número de golpes, el número de capas de suelo colocado en su interior, la altura de caída del pisón, etc. La introducción de tales modificaciones ha dado como resultado que se obtengan diferentes pesos volumétricos máximos y humedades óptimas, según la energía por

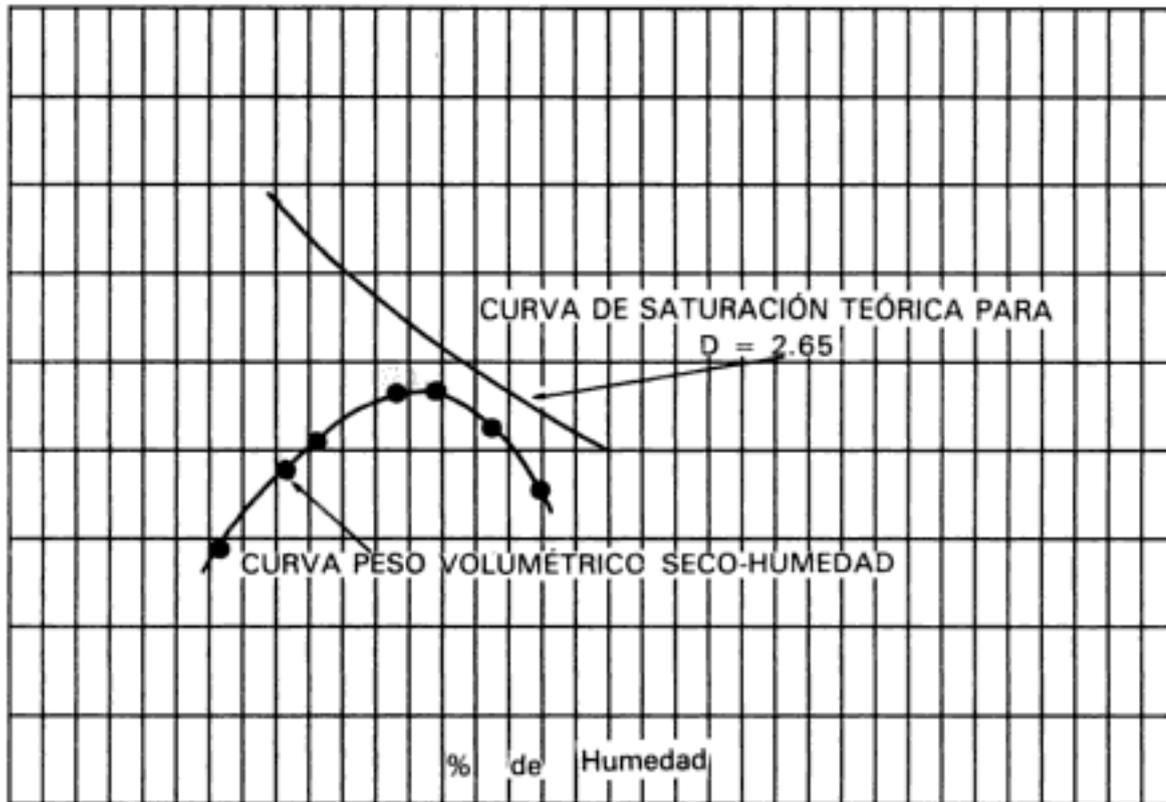


Figura 7.1

unidad de volumen de suelo compactado empleada en cada norma. Esto ha sido consecuencia del mejoramiento en el equipo de compactación actualmente en uso con relación al de hace años.

Dicha energía puede estimarse en función de la energía dinámica total entregada al suelo y calcularse con la fórmula:

$$E = \frac{W \cdot H \cdot N}{V}$$

en la que:

E = Energía específica de compactación en kg-cm/cm^3 .

W = Peso del pisón en kg.

H = Altura de caída del pisón en cm.

N = Número total de golpes del pisón.

V = Volumen total del suelo compactado.

En términos generales, al aumentar la energía de compactación para un mismo suelo aumenta su peso volumétrico seco máximo y disminuye su humedad óptima. Así pues, siempre que se trate de peso volumétrico seco máximo y humedad óptima, es necesario especificar el estándar de comparación empleado (ver tabla de la página 140).

EQUIPO PROCTOR



Figura 7.2a



Figura 7.2b



Figura 7.2c

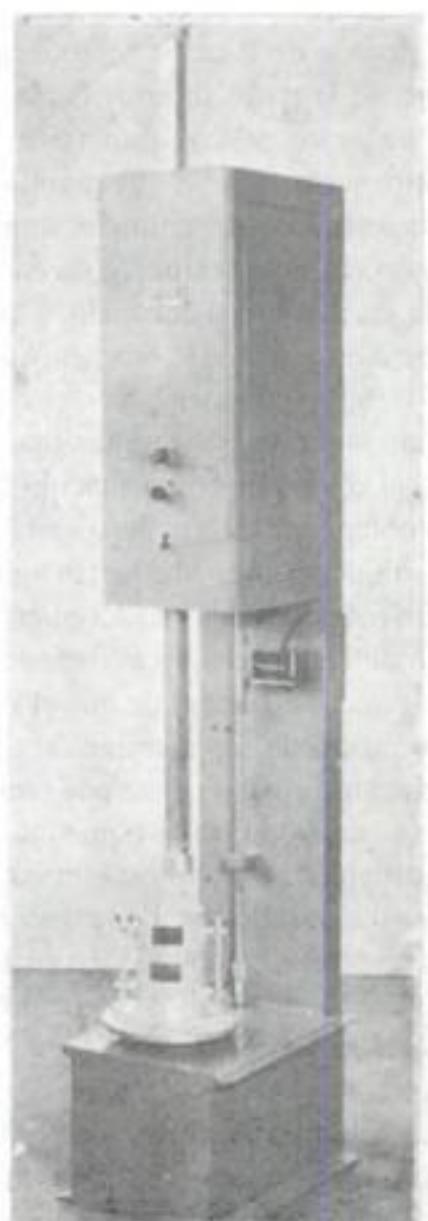


Figura 7.2d

PRUEBA DE PROCTOR

La prueba de Proctor se refiere a la determinación del peso por unidad de volumen de un suelo que ha sido compactado por un procedimiento definido para diferentes contenidos de humedad. Esta prueba tiene por objeto:

- a) Determinar el peso volumétrico seco máximo $\gamma_{s \text{ máx}}$ que puede alcanzar un material, así como la humedad óptima w_o a que deberá hacerse la compactación.
- b) Determinar el grado de compactación alcanzado por el material durante la construcción o cuando ya se encuentran construidos los caminos, aeropuertos y calles, relacionando el peso volumétrico obtenido en el lugar con el peso volumétrico máximo Proctor.

La prueba de Proctor reproduce en el laboratorio el tipo de compactación uniforme de la parte inferior hacia la superficie de la capa compactada.

En todos los suelos, al incrementarse su humedad se aplica un medio lubricante entre sus partículas que permite un cierto acomodo de éstas cuando se sujetan a un esfuerzo de compactación. Si se sigue incrementando la humedad empleando el mismo esfuerzo de compactación, se llega a obtener el mejor acomodo de las partículas del suelo, y por consecuencia el mayor peso volumétrico seco, con cierta humedad llamada *humedad óptima*. A esta humedad deberá procurarse siempre efectuar la compactación en el camino, calle o aeropuerto o lugar de que se trate, ya que facilita el acomodo de las partículas con el menor trabajo del equipo de compactación. Si se aumenta o disminuye la humedad para llegar a obtener el mismo peso sería necesario aumentar el trabajo de las máquinas de compactación. Si a partir de esta condición de humedad óptima y peso volumétrico seco se hacen incrementos de humedad, se provoca un aumento del volumen de los huecos, ocasionándose una sustitución sucesiva de partículas de suelo por agua, en virtud de que el volumen de aire atrapado entre las partículas de suelo no puede ser disminuido apreciablemente con ese mismo esfuerzo de compactación, obteniéndose por tanto pesos volumétricos secos que van siendo menores a medida que la humedad aumenta.

La prueba de Proctor está limitada a los suelos que pasen totalmente la malla No. 4, o que cuando mucho tengan un retenido de 10% en esta malla, pero que pase dicho retenido totalmente por la malla de 3/8". Cuando el material tenga retenido en la malla de 3/8" debe determinarse la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo con la prueba de *Porter estándar*, que se describe más adelante.

También debe efectuarse la prueba de Porter estándar en lugar de la Proctor en arenas de río, arenas de mina, arenas producto de una trituración, tezontles arenosos y en general en todos aquellos materiales que carezcan de cementación.

Para efectuar la prueba de Proctor se usa el siguiente equipo:

Un molde de compactación constituido por un cilindro metálico de 4" de diámetro interior, por 4-1/2" de altura y una extensión de 2 y 1/2" de altura y del mismo diámetro.

Un pisón metálico de 5.5 lb de peso, con superficie circular de apisonado de 2" de diámetro.

Una guía de lámina de forma tubular de 35 cm de largo, aproximadamente.

Una regla metálica con arista cortante de 25 cm de largo, aproximadamente.

Una balanza de 20 kg de capacidad y 1 g de aproximación.

Una balanza de 200 g de capacidad y de 0.01 g de sensibilidad para determinaciones de humedad.

Un horno que mantenga una temperatura constante entre 100-110°C.

Cápsulas para determinaciones de humedad.

Charolas de lámina.

Una probeta graduada de 500 cc.

Para preparar el material para la prueba se obtiene por cuarteos una muestra de 3 kg del material previamente secado al sol. Esta muestra, constituida por material que pasa la malla No. 4 o que tiene un retenido máximo de 10% con esta malla, pasando todo por la de 3/8", se tamiza por la malla No. 10, y los grumos que se hayan retenido se disgregan perfectamente y se vuelve a tamizar por la misma malla, continuándose este proceso hasta que las partículas que se retengan en la malla no pueden ya ser disgregadas. Terminada esta operación se mezcla perfectamente todo el material y se adiciona la cantidad de agua necesaria para iniciar la prueba. La cantidad de agua que se adiciona deberá ser la necesaria para que una vez repartida uniformemente presente el material una consistencia tal que al ser comprimido en la palma de la mano no deje partículas adheridas a ella ni la humedezca, y que a la vez el material comprimido pueda tomarse con dos dedos sin que se desmorone.

El material que contiene ya la humedad necesaria para iniciar la prueba se tamiza por la malla No. 4, se mezcla para homogeneizarlo y se compacta en el molde cilíndrico en tres capas aproximadamente iguales.

La compactación se hace en México para la construcción de calles, caminos y aeropuertos empleando el pisón metálico de 2.5 kg, el cual se deja caer desde una altura de 30 cm utilizando la guía para mantener constante la altura de caída. Deberán darse 30 golpes repartidos uniformemente para apisonar cada capa. Una vez apisonada la última capa se remueve la extensión y se elimina el excedente de material del molde cilíndrico por medio de la regla metálica y se pesa éste con todo y su contenido. A continuación se extrae la muestra compactada del cilindro y se pone a secar una pequeña cantidad del corazón de la muestra para determinar su humedad.

La muestra que ha sido removida del molde cilíndrico se desmenuza hasta que pasa de nuevo por la malla No. 4, se añaden 60 cc (2% en peso) de agua y se repite el procedimiento descrito. Esta serie de determinaciones continúan

hasta que la muestra esté muy húmeda y se presente una disminución apreciable en el peso del suelo compactado.

El peso volumétrico húmedo para cada contenido de humedad se calcula con la fórmula:

$$\gamma_h = \frac{P_h}{V_t}$$

donde:

γ_h = Peso volumétrico húmedo en g/cm^3 .

P_h = Peso del material húmedo compactado en el molde, en gramos.

V_T = Volumen del molde en cm^3 .

Los contenidos de humedad se calculan por la fórmula:

$$w = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100$$

El peso volumétrico seco para cada peso volumétrico húmedo y su correspondiente humedad se calculan por la fórmula:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \frac{w}{100}}$$

que proviene de
$$\frac{\gamma_h}{1 + w} = \frac{\frac{P_s + P_w}{V_T}}{1 + \frac{P_w}{P_s}} = \frac{(P_s + P_w) P_s}{V_T (P_s + P_w)} = \frac{P_s}{V_T} = \gamma_s$$

En estas fórmulas:

w = Contenido de humedad en porcentaje.

P_w = Peso de la muestra húmeda, en gramos.

P_s = Peso de la muestra seca, en gramos.

γ_s = Peso volumétrico seco, en g/cm^3 .

γ_h = Peso volumétrico húmedo, en g/cm^3 .

Los pesos volumétricos secos obtenidos y las humedades correspondientes se utilizan para trazar la curva peso volumétrico seco-humedad, marcando en el eje de las abscisas los contenidos de humedad.

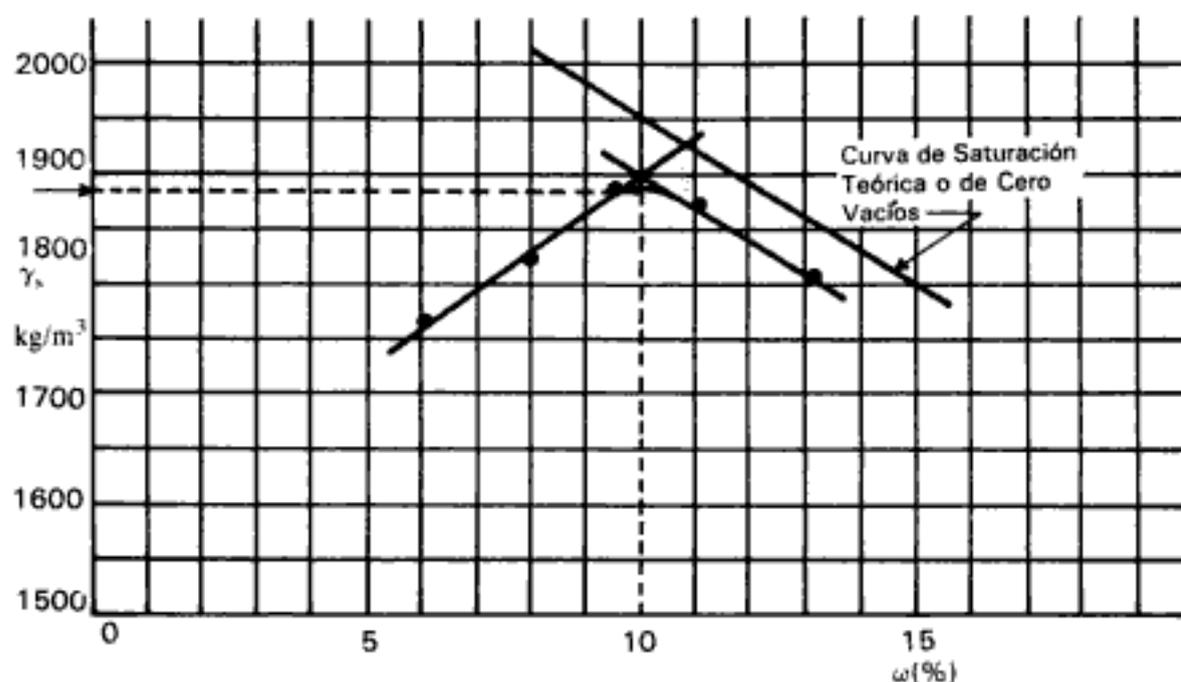


Figura 7.3

En la misma gráfica en que se traza la curva de peso volumétrico seco-humedad debe dibujarse la *Curva de Saturación Teórica*, llamada también *Curva de Cero Vacíos* (ver figura 7.3).

La curva de saturación teórica representa la humedad para cualquier peso volumétrico, que sería necesaria para que todos los vacíos que dejan entre sí las partículas sólidas estuvieran llenos de agua.

El peso volumétrico seco correspondiente a la curva de saturación teórica para la humedad dada se calcula con la fórmula:

$$\gamma_{scs} = \frac{100 D_a}{100 + w D_r} \times 1000, \text{ en kg/m}^3$$

que proviene de la fórmula:

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{P_s}{V_T} = \frac{D_a \cdot V_s}{V_T} = \frac{D_a}{1 + e} = \frac{D_a}{1 + w D_r} = \frac{D_a}{1 + \frac{w D_r}{100}} = \\ &= \frac{100 D_a}{100 + w D_r} \end{aligned}$$

En esta fórmula:

γ_{scs} = Peso volumétrico seco de la curva de saturación teórica, en kg/m^3 .

D_a = Densidad absoluta del material que pasa la malla No. 40, en g/cm^3 .

D_r = Densidad relativa del material que pasa la malla No. 40.

Para un peso volumétrico seco cualquiera (por ejemplo, el peso volumétrico seco en un terraplén compacto) y una humedad dada w de dicho suelo en el estado de compactación en que se encuentre, se puede determinar el porcentaje de huecos llenos de aire en función de la curva de saturación teórica por medio de la fórmula:

$$V_a = \frac{\gamma_{scs} - \gamma_s}{\gamma_s} \times 100$$

donde:

V_a = Volumen de huecos llenos de aire, en %.

γ_s = Peso volumétrico seco del suelo compactado correspondiente a la humedad w .

γ_{scs} = Peso volumétrico de la curva de saturación teórica correspondiente a la humedad w .

La curva de saturación teórica tiene por objeto comprobar si la prueba de Proctor fue correctamente efectuada, ya que la curva de saturación y la curva de Proctor nunca deben cortarse dado que es imposible en la práctica llenar totalmente con agua los huecos que dejan las partículas del suelo compactado.

También sirve la curva de saturación teórica para determinar si un suelo, en el estado en que se encuentra en el lugar, es susceptible de adquirir mayor humedad o mayor peso volumétrico fácilmente.

Así, una vez hecha la determinación del peso volumétrico seco y humedad en el lugar se calcula el porcentaje de huecos llenos de aire con la fórmula ya descrita.

Si este valor es mayor de 6.5%, el suelo se encuentra en condiciones de adquirir un peso volumétrico mayor con la humedad que contiene, o bien, sin variar su peso volumétrico seco, incrementar su humedad.

Para los suelos cuyo peso volumétrico máximo Proctor es mayor de 1,300 kg/m³ el porcentaje de huecos llenos de aire cuando alcanzan el 100% de compactación con la humedad óptima es en promedio 6.5%, tomando como base la curva de saturación teórica para una densidad de 2.65.

GRÁFICA PARA COMPROBAR, APROXIMADAMENTE, LA PRUEBA DE PROCTOR

La siguiente gráfica sirve para comprobar, aproximadamente, si una determinada prueba de Proctor estuvo bien ejecutada. Con la humedad y el peso volumétrico seco máximo determinados en la prueba se localiza un punto que debe caer dentro de la zona marcada por las dos líneas de la gráfica (ver figura 7.4).

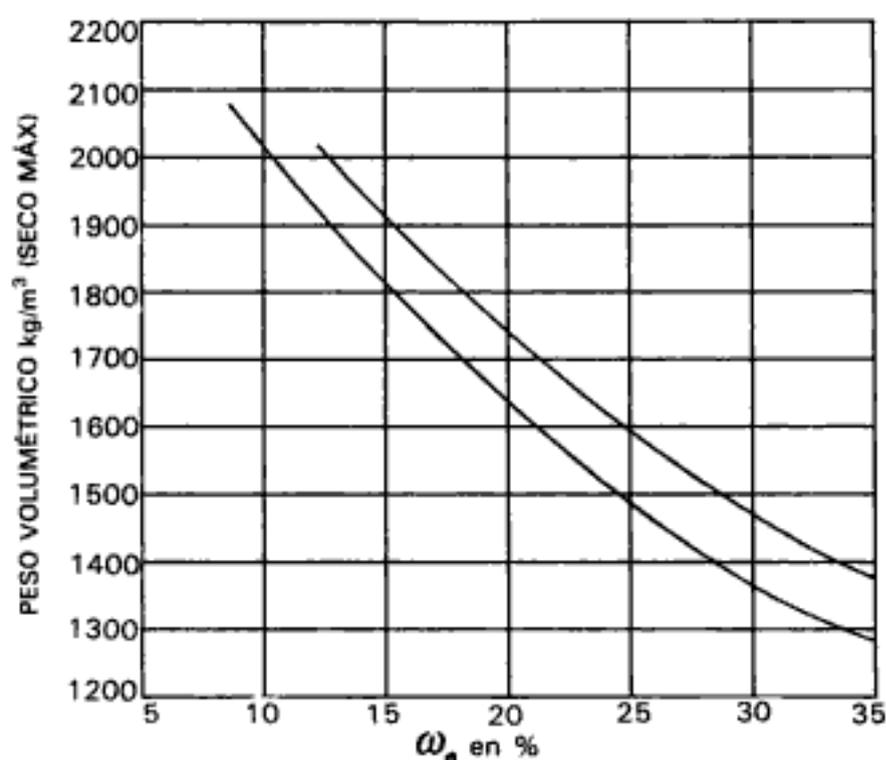


Figura 7.4

PRUEBA ESTÁNDAR DE PORTER

El objeto de esta prueba es determinar el peso volumétrico seco máximo de compactación Porter y la humedad óptima en suelos con material mayor de 3/8" y a los cuales no se les puede hacer la prueba de Proctor. Esta prueba sirve también para determinar la calidad de los suelos en cuanto a valor de soporte se refiere, midiendo la resistencia a la penetración del suelo compactado y sujeto a un determinado periodo de saturación. Como se advierte, la prueba consiste en dos partes:

- Determinación del peso volumétrico máximo Porter y la humedad óptima.
- Determinación de la resistencia a la penetración después de compactado y sujeto a un periodo de saturación.

Para llevar a cabo las dos determinaciones anteriores es necesario contar con el siguiente equipo (ver figura 7.5):

Un molde cilíndrico de compactación de 15.75 cm (6") de diámetro interior y 20.32 cm (8") de altura, provisto de una base con dispositivo para sujetar el cilindro.

Una máquina de compresión con capacidad mínima de 30 toneladas y aproximación en las lecturas de más o menos 10 kg para cargas bajas.

Una varilla metálica de 1.9 cm de diámetro y 30 cm de longitud con punta de bala, para el picado del material en el molde.

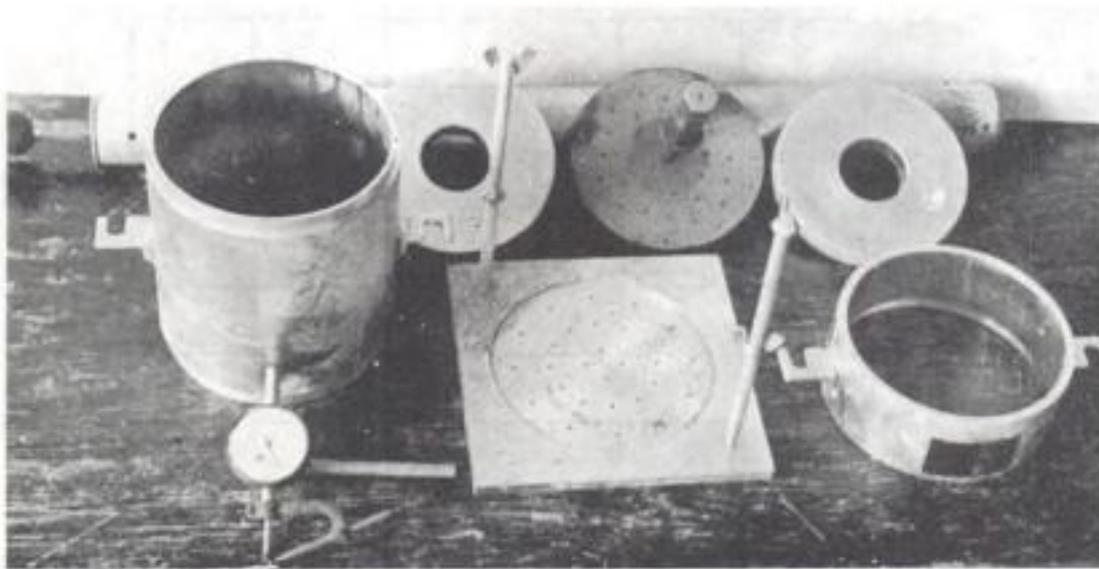


Figura 7.5

Una placa circular para compactar con diámetro de 15.50 cm, siendo ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro y que pueda sujetarse a la cabeza de aplicación de la carga.

Una placa metálica circular perforada con vástago desplazable colocado en el centro, sobre el cual apoyará el pie del extensómetro.

Un tripié metálico para sostener el extensómetro durante la saturación.

Un tanque de lámina o mampostería de 30 cm de altura.

Dos placas de carga con diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, con un orificio central de 5.2 cm de diámetro y un peso total de 6 kg.

Un pistón cilíndrico para la prueba de penetración con una sección de 19.35 cm² (3 pulg²) que pueda sujetarse a la cabeza de carga de la máquina.

Un extensómetro de carátula, graduado en milésimos de pulgada, con carrera de 1 pulg.

Una malla del No. 4 y una malla de 1".

Un balanza de 10 kg de capacidad mínima y sensibilidad de un gramo.

Una balanza de sensibilidad de 0.01 g.

Un horno que mantenga temperatura constante hasta 110°C.

Charolas de lámina galvanizada.

Una probeta graduada de 1,000 cc.

Hojas de papel filtro de 15.75 cm de diámetro.

La muestra para llevar a cabo la prueba estándar de Porter deberá haber sido secada, disgregada y cuarteada de acuerdo con lo ya indicado al respecto al comienzo de esta obra. Cuando se ha logrado la disgregación de los grumos, se tamiza la muestra por la malla de 3/4".

La cantidad necesaria de muestra para la prueba no deberá ser menor de 16 kg, de los cuales se tomarán por cuarteo porciones de 4 kg para cada determinación del material que pasó la malla de 3/4".

Los pasos necesarios para verificar la prueba se detallan a continuación en su respectivo orden:

- a) Obtención del peso volumétrico seco máximo Porter y la humedad óptima de Porter por compactación de varios especímenes con carga unitaria de 140.6 kg/cm^2 a diversas humedades.
- b) Saturación del espécimen compactado a humedad óptima hasta que alcance su máxima expansión.
- c) Determinación de la expansión sufrida por el espécimen durante la saturación.
- d) Determinación de las resistencias a la penetración.
- e) Cálculo del Valor Relativo del Soporte Normal (C.B.R.).

Como puede observarse, cuando nada más se requiera conocer el peso volumétrico seco máximo Porter y la humedad óptima de compactación Porter sólo se ejecuta el paso *a*, mismo que se describe más adelante. Cuando se requiera conocer la calidad del material en cuanto a su valor relativo de soporte, entonces hay que ejecutar los cuatro pasos mencionados anteriormente:

- a) *Obtención de la humedad óptima y del peso volumétrico máximo Porter.*
La humedad óptima de Porter es la humedad mínima requerida por el suelo para alcanzar su peso volumétrico seco máximo cuando es compactado con la carga unitaria anteriormente indicada.

Para obtener la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo Porter se sigue el procedimiento que a continuación se describe:

A 4 kg de la muestra preparada como se indicó con anterioridad se incorpora cierta cantidad de agua, cuyo volumen se anota, y una vez lograda la distribución homogénea de la humedad se coloca en tres capas dentro del molde de prueba, y a cada una de ellas se les da 25 golpes con la varilla metálica. Al terminar la colocación de la última capa se compacta el material aplicando cargas uniformes y lentamente procurando alcanzar la presión de 140.6 kg/cm^2 en un tiempo de 5 minutos, la que debe mantenerse durante 1 minuto, e inmediatamente hacer la descarga en otro minuto.

Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad de la muestra ensayada es inferior a la óptima. Se conserva el material dentro del molde mientras no se haya definido cuál es el espécimen que se encuentra con la humedad óptima o muy cercano a ella.

A otra porción de 4 kg del material se le adiciona una cantidad de agua igual a la del espécimen anterior más 80 cc y se repite el proceso descrito. Si al aplicar la carga máxima se observa que se humedece la base del molde por haberse iniciado la expulsión de agua, el material muestra una humedad ligeramente mayor que la óptima de Porter. Para fines prácticos es conveniente considerar que el espécimen se encuentra

con su humedad óptima cuando se inicia el humedecimiento de la base del molde, siendo esta humedad la más adecuada para efectuar la compactación.

Se determina la altura del espécimen restando la altura entre la cara superior de éste y el borde del molde de la altura total del molde, y con este dato se calcula el volumen del espécimen. Se pesa el espécimen con el molde de compactación, se le resta el peso del molde y se calcula el peso volumétrico húmedo con la siguiente fórmula:

$$\gamma_h = \frac{P_h}{V_T}$$

siendo:

γ_h = Peso volumétrico húmedo, en g/cm³ o kg/m³.

P_h = Peso del material húmedo compactado dentro del cilindro Porter, en gramos o en kilogramos.

V_T = Volumen del espécimen, en cm³ o en m³.

Se extrae el espécimen del molde y se pone a secar, teniendo cuidado de no perder material en la manipulación, a una temperatura constante de 100-110°C hasta peso constante. Se deja enfriar el material y se pesa para calcular la humedad.

$$w = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100$$

siendo:

w = Contenido de humedad en por ciento.

P_h = Peso del material húmedo (cilindro entero) en gramos.

P_s = Peso del material seco (cilindro entero) en gramos.

El peso volumétrico seco máximo se calcula por la fórmula:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \frac{w}{100}}$$

En caso de que en la segunda determinación no se humedezca la base del molde al aplicar la carga máxima, se prepara una nueva muestra incrementando la cantidad de agua en 80 cc con respecto a la cantidad anteriormente empleada y se repite el proceso de compactación. Esta misma secuela de prueba continúa hasta lograr que se inicie el humedecimiento de la base del molde.



Figura 7.6a



Figura 7.6b

Hasta aquí se ha determinado la humedad óptima de compactación Porter y el peso volumétrico seco máximo Porter.

b) *Saturación del espécimen compactado a humedad óptima.* Para la saturación se selecciona el espécimen inmediato anterior a aquél en donde se inició la expulsión de agua, se mide su altura en milímetros y se colocan una o dos hojas de papel filtro en la cara superior, la placa perforada y las placas de carga y se introduce en el tanque de saturación (ver figuras 7.6a y 7.6b). Sobre los bordes del molde se coloca el tripede con el extensómetro, anotándose la lectura inicial de éste. Se mantiene el espécimen dentro del agua y se hacen lecturas diarias del extensómetro.

Cuando se observa que cesa la expansión deberá anotarse la lectura final del extensómetro y sacar del tanque el molde con el espécimen para sujetar éste a la prueba de penetración. El periodo de saturación varía por lo general entre 3 y 5 días.

c) *Determinación de la expansión.* La diferencia de lecturas final e inicial del extensómetro, expresada en milímetros, se divide entre la altura en milímetros del espécimen antes de sujetarlo a la saturación y este cociente multiplicado por 100 expresa el valor de expansión que debe compararse con el que marque la especificación correspondiente. Usualmente, para bases de pavimento la expansión no debe ser mayor de 1%, para sub-base de 2% y para subrasantes 3%.

d) *Determinación de las resistencias a la penetración.* Al molde con el espécimen que fue retirado del tanque de saturación se le quita el tripede y el extensómetro y con todo cuidado se acuesta sin quitar las placas, dejándolo en esta posición durante tres minutos para que escurra el agua. Se lleva a la prensa, se retiran las placas y el filtro y se colocan nuevamente las dos placas de carga.

El pistón para la prueba de penetración debe pasar a través de los orificios de las placas hasta tocar la superficie de la muestra, se aplica

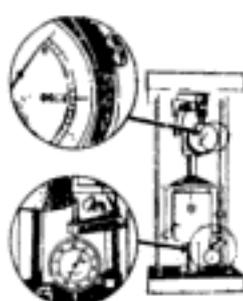


Figura 7.7

Tabla 7.1

Penetraciones			Cargas en kg
1a.	1.27 mm	0.05''	P_1
2a.	2.54 mm	0.10''	P_2
3a.	3.81 mm	0.15''	P_3
4a.	5.08 mm	0.20''	P_4
5a.	7.62 mm	0.30''	P_5
6a.	10.16 mm	0.40''	P_6
7a.	12.70 mm	0.50''	P_7

una carga inicial que no sea mayor de 10 kg e inmediatamente después, sin retirar la carga, se ajusta el extensómetro de carátula para registrar el desplazamiento vertical del pistón (ver figura 7.7).

Se procede a la aplicación lenta de cargas continuas con pequeños incrementos y se anotan las cargas correspondientes a cada una de las siete penetraciones indicadas en la tabla 7.1.

- e) *Cálculo del Valor Relativo de Soporte Normal del Suelo (C.B.R.).* El valor relativo de soporte de un suelo (C.B.R.) es un índice de su resistencia al esfuerzo cortante en condiciones determinadas de compactación y humedad, y se expresa como el tanto por ciento de la carga necesaria para introducir un pistón de sección circular en una muestra de suelo, respecto a la precisa para que el mismo pistón penetre a la misma profundidad de una muestra tipo de piedra triturada. Por lo tanto, si P_2 es la carga en kg necesaria para hacer penetrar el pistón en el suelo en estudio, y $P_x = 1,360$ kg, la precisa para penetrar la misma cantidad en la muestra tipo de piedra triturada, el Valor Relativo de Soporte del suelo vale.

$$\text{C.B.R.} = \frac{P_2}{P_x} \cdot 100 = \frac{P_2}{1,360} \cdot 100$$

La carga registrada para la penetración 2.54 mm (0.10'') del inicio anterior se debe expresar como un porcentaje de la carga estándar de 1,360 kg, y si



Figura 7.8

Tabla 7.2

<i>C.B.R.</i>	<i>Clasificación</i>
0 — 5	Subrasante muy mala
5 — 10	Subrasante mala
10 — 20	Subrasante regular a buena
20 — 30	Subrasante muy buena
30 — 50	Sub-base buena
50 — 80	Base buena
80 — 100	Base muy buena

la prueba estuvo bien ejecutada, por el porcentaje así obtenido es el Valor Relativo de Soporte Normal (C.B.R.) correspondiente a la muestra ensayada.

Con el fin de saber si la prueba estuvo bien ejecutada se dibuja la curva carga-penetración, anotando en las abscisas las penetraciones y en las ordenadas las cargas registradas para cada una de dichas penetraciones. Si esta curva es defectuosa se debe probablemente a que la carga inicial de la prueba fue mayor a los 10 kg especificados, debiendo por tanto, repetirse la prueba.

Con el resultado del C.B.R. de esta prueba se puede clasificar el suelo usando la tabla 7.2, que indica el empleo que puede dársele al material en lo que al C.B.R. se refiere.

MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO

El módulo de reacción (K) de un suelo (en estado natural, subrasante, sub-base o base), conocido en algunos lugares como coeficiente de balasto, es una característica de resistencia que se considera constante, lo que implica elasticidad del suelo. Su valor numérico depende de la textura, compacidad, humedad y otros factores que afectan la resistencia del suelo. Las pruebas han demostrado que el módulo de reacción de los suelos varía con el área cargada y con la cantidad de asentamiento. Por lo anterior, es usual que la determinación de K se haga por medio de una placa circular de 76.2 cm (30") de diámetro bajo una presión tal que produzca una deformación del suelo (incrustamiento de la placa) de 0.127 cm (0.05"), con lo que se tiene (ver figura 7.9):

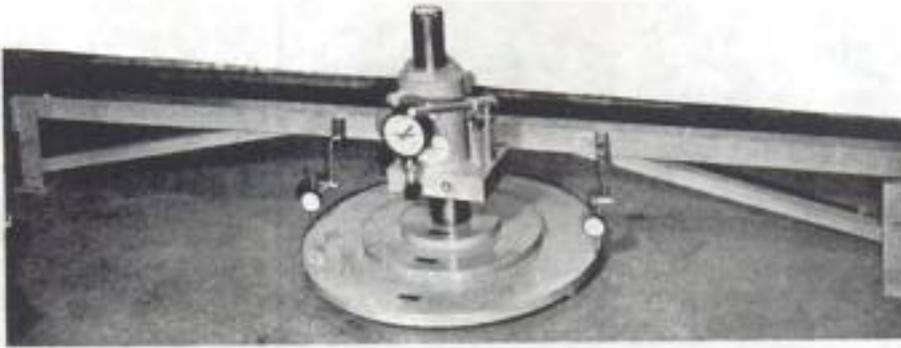


Figura 7.9

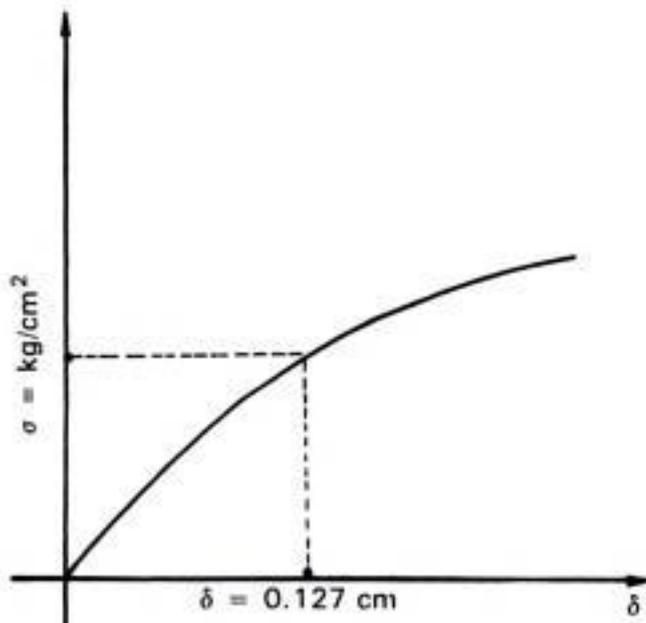


Figura 7.10

$$K = \frac{\text{esfuerzo}}{\text{deformación}} = \text{kg/cm}^3 \text{ o } \text{lb/pulg}^3$$

Otras veces el módulo de reacción K del suelo se define como el correspondiente a la relación de una presión de 0.7 kg/cm^2 (10 lb/pulg^2) a su deformación correspondiente en centímetros (o en pulgadas)

$$K = \frac{0.7 \text{ kg/cm}^2}{\delta \text{ (cm)}} = \text{kg/cm}^3 = \frac{10 \text{ lb/pulg}^2}{\delta \text{ (pulg)}} = \text{lb/pulg}^3$$

La gráfica correspondiente a la prueba para determinar el valor de K con la placa ya mencionada es el tipo de la ilustrada en la figura 7.10.

Cuando se emplean placas pequeñas de diámetro D menores a la de 76.2 cm ($30''$) es necesario hacer la siguiente correlación:

$$K = \frac{0.7}{\delta} \cdot \frac{D}{76.2}$$

La curva esfuerzos-deformaciones puede hacerse a base de incrementos de carga e ir midiendo las deformaciones correspondientes y llegar, por ejemplo, hasta una deformación de $0.127 \times 2 = 0.254$ cm, con lo cual, tomando un coeficiente de seguridad igual a 2, se puede obtener el esfuerzo de trabajo del suelo. Debe recordarse que este esfuerzo solamente es representativo de una profundidad de 1.5 a 2 veces el diámetro de la placa empleada.

En la figura 7.11 se muestra una curva que relaciona el C.B.R. para 0.254 cm (0.1") de penetración y el K (módulo de reacción del suelo) para una penetración de 0.127 cm (0.05").

Algo muy importante con relación al módulo de reacción del suelo cuando este dato vaya a ser empleado para el cálculo de pavimentos de concreto hidráulico es que K tiene más efecto sobre el espesor de las losas para cargas pesadas que para cargas livianas, debido a que a mayor presión se reduce el radio del área circular equivalente al área real dejado por la llanta. Un valor aproximado de K sería, según Braja Das es:

$$K = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)}, \text{ kg/cm}^2; B \text{ en cm y } E_s \text{ en kg/cm}^2 = \text{módulo de elasticidad}$$

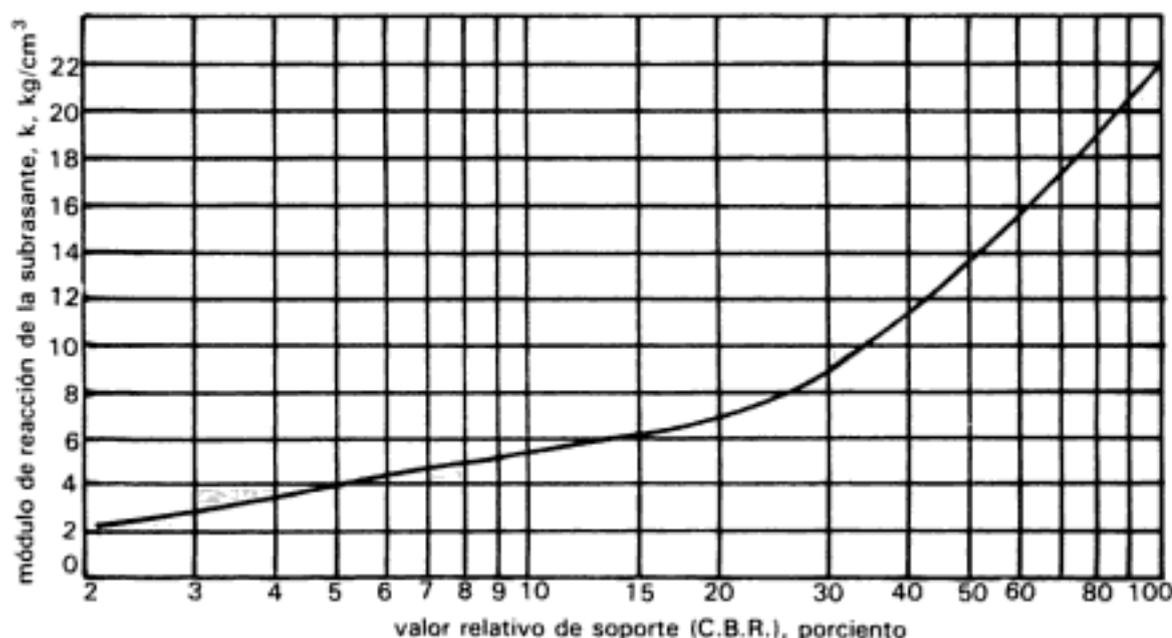


Figura 7.11 Relación entre el valor relativo de soporte (en porcentaje) y el módulo de reacción de la subrasante.

VALORES APROXIMADOS Y EXPANSIÓN LIBRE

- Suelos con *L.L.* arriba del 50% presentan un *C.B.R.* entre 1.5% y 5%.
- Suelos con *L.L.* abajo del 50% presentan un *C.B.R.* entre 5% y 15%.
- El valor del *C.B.R.* anda alrededor de: $C.B.R. = \frac{4500}{(L.L.)(I.P.)}$ en %.
- La expansión libre de un suelo se obtiene midiendo 10 c.c. del suelo que se ha pasado por la malla #40 y vaciándolo en una probeta que contiene agua hasta los 100 c.c. hasta que se asiente. Ya asentado se mide el volumen que ocupa el suelo en el fondo de la probeta y se obtiene el porcentaje de expansión libre así:

$$E.L. = \left(\frac{V - V_0}{V_0} \right) \cdot 100$$

donde:

†

E.L. = Expansión libre en %

V = Volumen del suelo después de la expansión

*V*₀ = Volumen del suelo antes de la expansión = 100c.c.

Expansión Libre (%)	I.P. (%)	Grado de Expansión
> 100	> 32	Muy alto
> 100	23 a 32	Alto
50 a 100	12 a 32	Medio
< 50	< 20	Bajo

Según Kassiff, el cambio de volumen vale:

$\frac{\Delta V}{V} = 0.37 (IP) - 3$, en %. Menor a 1.5% es bajo, entre 1.5% y 5% se considera medio, y entre 5% y 25%, muy alto.

Según Teng, el módulo de reacción horizontal K_h vale:

En arenas: $K_h = k_1 \cdot \frac{D_f}{B}$; D_f = profundidad en pies y B ancho del pilote en pies. Los

valores de k_1 son: 8 en arena suelta, 24 en arena media y 65 en arena densa. Si el suelo está saturado los valores deben reducirse a la mitad.

En arcillas: $k_h = \frac{1}{1.5B} \cdot k_1$, con valores de:

$k_1 = 0$ a 50 lb/pie³ para arcilla suave.

$k_1 = 85$ para arcilla compacta.

$k_1 = 170$ para arcillas muy compactas.

$k_1 = 350$ para arcillas duras.

CAPÍTULO 8

Pruebas complementarias

PRUEBA DEL VALOR CEMENTANTE

El valor cementante de un suelo depende de la forma y acomodo de las partículas del mismo, así como también de la rugosidad, plasticidad y otros fenómenos relacionados con la composición química del suelo. La prueba de valor cementante es recomendable para aquellos materiales de sub-base o base que carezcan de contracción lineal, y, por tanto, pueden sufrir fácil disgregación si, además de ser arenosos, no poseen el valor cementante mínimo que marcan las especificaciones.

El equipo empleado (figura 8.1) para la prueba de valor cementante es el siguiente:

Tres moldes de lámina de sección cuadrada de 76.2 mm de lado y 100 mm de altura con bisagra en una de las aristas verticales y abiertos por la opuesta, para facilitar la remoción del espécimen.

Una placa metálica de sección ligeramente menor que la del molde.

Una varilla metálica con peso de 906 g (2 lb) para producir los impactos.

Una guía de tubo de longitud adecuada para dar una altura libre de caída de 50 cm.

Una malla No. 4.

Probetas graduadas de 1000 y 100 cc.

Charolas de lámina.

Un cucharón.

Una máquina de compresión que permita hacer lecturas cuando menos a cada 20 kg de aplicación de la carga.

Un horno con temperatura controlable.

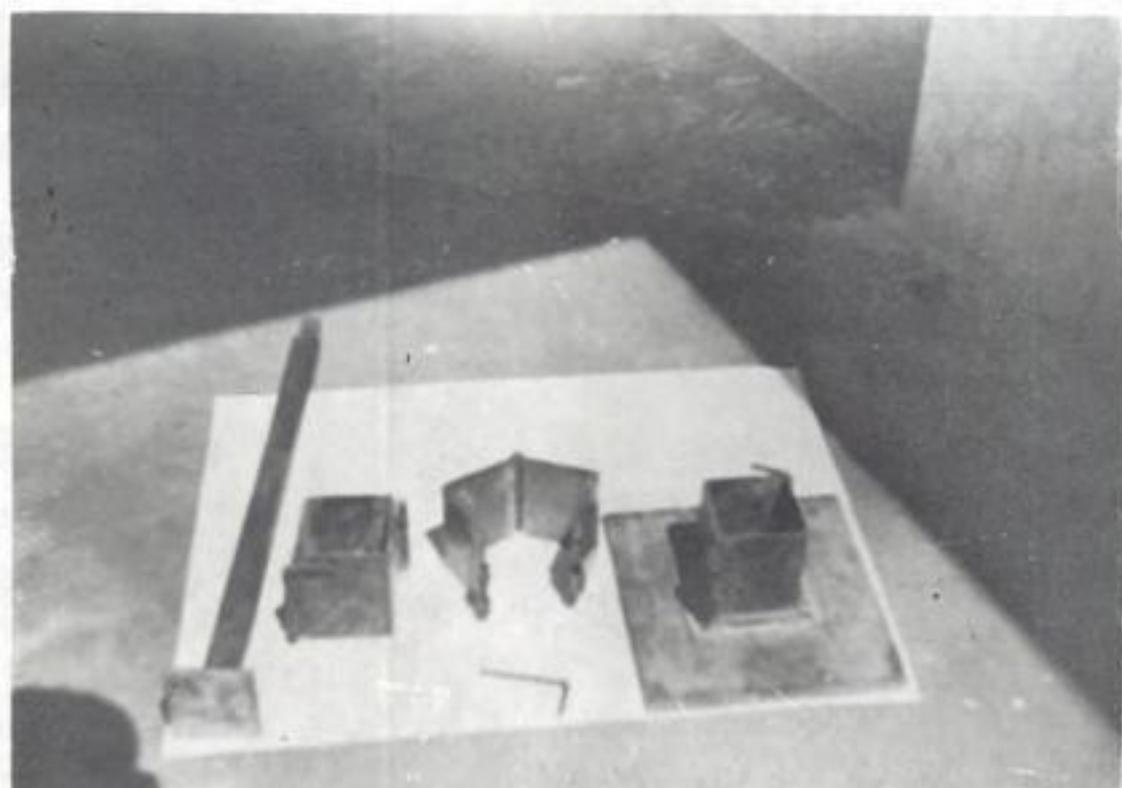


Figura 8.1

El material que ha sido secado y cuarteado se tamiza a través de la malla No. 4 para obtener una muestra de unos 3 kg. Se adiciona agua hasta alcanzar la humedad óptima de compactación y se manipula hasta lograr una repartición uniforme de la misma. Se toman muestras para hacer la prueba por triplicado. Se compacta el material en tres capas para formar un espécimen de forma sensiblemente cúbica, apisonando con 15 golpes de varilla con una altura libre de caída de 50 cm cada capa.

El molde deberá descansar sobre un apoyo firme al hacer el apisonado. Los moldes con el material compactado se colocan en el horno a una temperatura de 40°C y se mantienen hasta que se pierda la suficiente humedad para permitir la remoción del molde. Se continúa el secado a una temperatura de 100-110°C hasta que se pierda toda la humedad.

Se sacan los especímenes del horno, se dejan enfriar y se prueban a la compresión colocando unas placas de cartón sobre las caras superior e inferior de los especímenes, o se cabecean los cubos con azufre, conservando la posición en que fueron compactados al probarlos.

El valor cementante es el promedio de la resistencia a la compresión sin confinar obtenida en los tres especímenes, y se expresa en kg/cm^2 . Si uno de los valores de resistencia discrepa mucho de los otros dos, se desecha para el cálculo. El valor obtenido por la prueba se compara con el que marcan las especificaciones.

PRUEBA MODIFICADA DE VALOR RELATIVO DE SOPORTE PARA DIFERENTES GRADOS DE COMPACTACIÓN

Se refiere esencialmente a una prueba de proyecto, es decir que los resultados obtenidos con ella al hacer la prueba en el material proveniente de cortes, préstamos o bancos deberán ser verificados posteriormente en el camino ya construido, a fin de comprobar dichos resultados, o bien, en caso de discrepancia, hacer las modificaciones procedentes de acuerdo con los nuevos datos obtenidos. Tiene aplicación también esta prueba al caso de caminos ya construidos cuando se considere que los suelos que los forman son susceptibles de adquirir mayor humedad que pueda originar una disminución apreciable del valor relativo de soporte. Existen dos casos que deben estudiarse:

1er. Caso. Suelos cuya estructura vaya a ser alterada por compactación o remoción, que además permitan la incorporación uniforme del agua y la manipulación en laboratorio.

Si el camino está localizado en una región de precipitación baja o media y su drenaje es correcto, se verificará la variante I de la prueba a diversas compactaciones y manteniendo constante la humedad de prueba, que será igual a la humedad óptima de compactación.

2o. Caso. Suelos cuya estructura vaya a ser alterada por compactación o remoción, que además permitan la incorporación y distribución uniforme del agua y la manipulación en laboratorio.

Si el camino atraviesa una región de precipitación media y está mal drenado, o se encuentra localizado en una región de alta precipitación pluvial, la prueba se efectuará a diferentes compactaciones, aumentando la humedad de prueba desde la humedad óptima (w_o) hasta una humedad igual a $w_o + 0.03$ (w_o está expresada en fracción decimal). Ver tabla en página 121.

Preparación de la muestra

La muestra llevada a laboratorio debe exponerse al sol, extendiendo todo el material sobre una superficie limpia y tersa, o bien disminuir la humedad en un horno a temperatura de 40° a 50°C. En ambos casos es conveniente voltear el material para lograr una disminución de humedad más rápida y uniforme hasta obtener una que permita la fácil disgregación y manejo de la muestra.

Cuando la muestra llegue a laboratorio con una humedad que permita su disgregación no será necesario someterla al proceso de secado anteriormente citado.

- a) *Preparación de suelos finos.* El procedimiento indicado a continuación deberá seguirse en los suelos que pasen por la malla No. 4 o que cuando mucho tengan un retenido de 10% en esta malla, pero que pasen totalmente por la malla de 3/8" y que tengan un índice plástico mayor de 6%.

A la muestra por analizar se le tamiza por la malla No. 4, y los grupos que se hayan retenido se disgregan y se vuelven a tamizar por la misma malla, continuando este proceso hasta que las partículas que sean retenidas en dicha malla no puedan ya ser disgregadas.

La porción retenida en la malla No. 4 se tamiza por la malla de $3/8''$, y lo que se retenga en la primera se pesa para conocer el porcentaje que representa en toda la muestra. Si el contenido en la malla No. 4 es menor del 10% y pasa el 100% por la de $3/8''$, el retenido puede incluirse para efectuar las pruebas necesarias (pruebas de Proctor y de valor relativo de soporte).

Terminada la operación de disgregación se mezcla perfectamente todo el material aprovechable para las pruebas ya indicadas, debiendo pesar cuando menos 25 kg.

- b) *Preparación de suelos con agregado grueso.* Si la muestra original contiene menos de 15% en peso de material que se retiene en la malla de $1''$ debe utilizarse para la prueba todo el material que, al ser cribado, pasa por dicha malla, desechándose el material retenido. Cuando el material retenido en la malla de $1''$ excede del 15%, será necesario sustituir este retenido por una cantidad igual en peso de material pétreo que pase la malla de $1''$ y se retenga en la No. 4, el cual deberá tomarse de otra muestra. La muestra deberá disgregarse y mezclarse perfectamente, para después separar las porciones necesarias por cuarteo, para ejecutar las pruebas correspondientes.

La cantidad total de muestra no deberá ser menor de 30 kg.

PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

La prueba consiste en medir la resistencia a la penetración en especímenes de material compactado por medio de cargas aplicadas con una máquina de compresión, para reproducir los pesos volumétricos correspondientes a diferentes grados de compactación, empleando las humedades que se especifican más adelante.

Los pasos necesarios para verificar la prueba se detallan a continuación en su respectivo orden:

- a) Determinación de las humedades de prueba para diferentes grados de compactación, en función de la humedad óptima y de acuerdo con las condiciones de precipitación pluvial de la región y drenaje del camino.
- b) Cálculo de la cantidad de agua que es necesario incorporar al suelo para que adquiera la humedad de prueba en cada uno de los grados de compactación.
- c) Cálculo de la cantidad de material que deberá emplearse para reproducir cada uno de los pesos volumétricos secos correspondientes a los diferentes grados de compactación considerados.

- d) Incorporación del agua y compactación del material con carga estática para reproducir el peso volumétrico correspondiente.
- e) Medición de la resistencia a la penetración ofrecida por el suelo para las diferentes condiciones obtenidas en d).

A continuación se explica detalladamente los pasos anteriores:

- a) *Determinación de las humedades de prueba.* Para obtener las humedades correspondientes a cada uno de los pesos volumétricos secos a los cuales se les va a practicar la penetración es necesario verificar previamente, en el caso de suelos finos, la prueba de Proctor de 30 golpes, y en el caso de suelo con agregados gruesos la prueba de Porter estándar, con objeto de conocer el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima. Es conveniente que la primera de ellas se efectúe por duplicado para obtener seguridad en los resultados, y si no existen discrepancias apreciables entre ambas pruebas se toman como datos definitivos los promedios de los pesos volumétricos máximos y de las humedades óptimas obtenidas; en caso contrario deberán repetirse las pruebas. De acuerdo con las condiciones de precipitación pluvial de la región y drenaje del camino se seleccionan las humedades de prueba, aplicando el siguiente criterio.

En caminos bien drenados construidos en regiones de precipitación pluvial media o baja las humedades de prueba serán constantes e iguales a la humedad óptima de compactación.

En caminos con drenaje deficiente y precipitación pluvial media, o bien en regiones de alta precipitación, las humedades de prueba serán variables.

Las humedades de prueba se indican en la tabla 8.1:

Tabla 8.1

<i>Grado de compactación</i>	<i>Buen drenaje y precipitación baja a media</i>	<i>Drenaje deficiente y precipitación media, o precipitación alta</i>
100%	w_o	w_o
95%	w_o	$w_o + 1.5\%$
90 — 85%	w_o	$w_o + 3.0\%$

En el caso de suelos finos generalmente no es conveniente reproducir compactaciones menores del 85%, por presentar dificultades y errores en la ejecución de la prueba.

Las humedades y pesos volumétricos secos que corresponden a cada uno de los grados de compactación indicados serán los que se reproduzcan para hacer la prueba de penetración, como se indica más adelante.

- b) *Cálculo de las cantidades de agua que deberán agregarse.* Del material ya preparado —como se especificó antes— se tomará una muestra representativa que pese aproximadamente 80 g en el caso de suelos finos, y 2 kg si se trata de suelos con agregado grueso, con objeto de hacer la determinación de humedad por secado en horno a una temperatura de 100-110°C durante 20 horas. A esta humedad se le llamará w_1 .

Inmediatamente después de haber tomado la muestra para determinar la humedad, el material restante se cubrirá con una manta húmeda con objeto de evitar cambios de humedad en la muestra durante el tiempo que tarde la ejecución de las pruebas. La cantidad de agua que es necesario agregar para llevar la muestra a la humedad de prueba se calcula con la fórmula siguiente:

$$\text{Agua por agregar, en cc} = K \frac{w_2 - w_1}{1 + w_1}$$

donde:

- K = Cantidad, en gramos, de material con la humedad que contiene w_1 ; esta cantidad deberá ser de 5,000 g.
 w_1 = Humedad que contiene el material, en decimal.
 w_2 = Humedad a que deberá hacerse la prueba, correspondiente al grado de compactación que se desea reproducir, en decimal.

El cálculo anterior deberá hacerse para cada uno de los grados de compactación fijados, en el caso en que vayan a variarse las humedades de prueba.

- c) *Cálculo de las cantidades de material que deberán emplearse.* Para conocer el peso de material húmedo que debe ser compactado se hace uso de la siguiente fórmula:

$$P_h = \frac{\gamma_s}{1000} (1 + w_2) 0.786 d^2 h$$

siendo:

- P_h = Peso de material húmedo, en gramos, con la humedad de prueba.
 γ_s = Peso volumétrico seco en kg/m^3 , correspondiente al grado de compactación que se desea reproducir.
 w_2 = Humedad a que deberá hacerse la prueba, en decimal.
 d = Diámetro interior del cilindro de compactación en centímetros.
 h = Altura en centímetros que deberá tener el material compactado, e igual a la altura del cilindro sin la extensión o collarín.

El cálculo anterior deberá hacerse para cada uno de los grados de compactación fijados.

d) *Incorporación del agua y compactación.* Después de haber hecho la determinación del peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima, se toman por cuarteo muestras de 5 kg cada una del material sobrante. Una de ellas deberá ser compactado al peso volumétrico seco máximo, con la humedad óptima, debiendo agregársele la cantidad necesaria de agua para que alcance dicha humedad. Inmediatamente después de ser incorporada el agua y mezclada hasta lograr una distribución uniforme, se toma la cantidad de material húmedo P_h correspondiente al 100% de compactación. El sobrante de esta muestra no deberá mezclarse por ningún motivo con las otras muestras.

La cantidad P_h de material se coloca en tres capas dentro del molde de prueba con el collarín puesto, y a cada una de las capas se le dan 25 golpes con la varilla de 1.9 cm (3/4") de diámetro. Al determinar la colocación de la última capa se pesa el molde con el material para cerciorarse que no ha habido pérdidas.

Se coloca el molde en la máquina de prueba y se compacta el material con cargas aplicadas uniforme y lentamente, hasta alcanzar la altura h prefijada que interviene en la fórmula del inciso c).

Para comprobar que se ha logrado alcanzar la altura h en el espécimen se mide la distancia a desde el borde superior del collarín hasta la cara superior de la placa de compactación.

$$a = h_1 - (h + e)$$

en donde:

- a = Distancia en centímetros desde el borde superior del collarín hasta la cara superior de la placa de carga.
- h_1 = Altura en centímetros del cilindro de compactación, incluyendo el collarín.
- h = Altura en centímetros del material compactado, o sea la altura del cilindro sin el collarín.
- e = Espesor en centímetros de la placa de compactación.

Cuando se ha logrado que el espécimen tenga la altura mencionada se deja sin descargar durante un minuto, después de lo cual se efectúa la descarga lentamente y se permite que el material reaccione aumentando el volumen, debiendo medirse el incremento de altura o rebote del espécimen.

Deberá compactarse de nuevo el espécimen hasta obtener una altura ligeramente menor que h (esta disminución de altura deberá ser aproximadamente igual al rebote medio) a fin de que al reaccionar el material, cuando se retire la carga, alcance precisamente la altura h . Si la altura

del espécimen resulta mayor que h , se repite la operación anterior hasta lograr finalmente que el espécimen compactado tenga la altura específica.

Cuando la carga que necesite aplicarse para compactar el material hasta la altura h sea mayor de 5 toneladas, la operación de descarga deberá hacerse una vez por cada 5 toneladas que se apliquen, y cuando se llegue a la altura h las cargas y descargas deberán hacerse en la forma anterior indicada.

Si al compactar la muestra para obtener el peso volumétrico seco requerido se inicia la expulsión de agua por la base del molde antes de alcanzar la altura h prefijada, entonces se mantiene constante la carga que se estaba aplicando hasta que la expulsión del agua disminuya de manera apreciable. Inmediatamente después se da un pequeño incremento de carga y se repite la operación anterior. En esta forma se continúa la compactación hasta lograr que el espécimen tenga la altura h , después de lo cual se ejecutan las operaciones de carga y descarga como ya se indicó.

El espécimen ya compactado se sujeta a la prueba de penetración como se indicará en el inciso *e*), desechándose el material una vez terminada la prueba.

La segunda muestra de 5 kg se emplea para medir la resistencia a la penetración al peso volumétrico seco correspondiente al 95% de compactación, con la humedad ($w_0 + .015$), en el caso de caminos en regiones de alta precipitación o mal drenados, o con la misma humedad w_0 en caso de caminos bien drenados en regiones de precipitación media, siguiendo todo el procedimiento descrito anteriormente.

Después de haber verificado la sabida prueba de penetración deberá desecharse el material.

La tercer muestra de 5 kg se utiliza para medir la resistencia a la penetración en el peso volumétrico seco correspondiente al 90% de compactación, con la humedad anotada en la tabla, siguiendo el procedimiento ya indicado. Al terminar la prueba de penetración el material usado debe ser desechado.

Con la cuarta muestra de 5 kg se reproduce el peso volumétrico seco correspondiente al 85% de compactación, con la misma humedad de la prueba anterior, siguiendo la secuela anteriormente indicada. Después de hacer la penetración se desecha el material usado.

Si va a medirse la resistencia a la penetración para compactaciones menores de 85%, se sigue la secuela anteriormente descrita.

- e) Medición de la resistencia a la penetración.* Estando el material ya compactado, inmediatamente se colocan sobre el espécimen las placas de carga con orificio central. El pistón para la prueba de penetración debe pasar a través de los orificios de las placas hasta tocar la superficie de la muestra, se aplica una carga inicial que no sea mayor de 10 kg e inmediatamente después, sin retirar la carga, se ajusta el extensómetro de carátula para registrar el desplazamiento vertical del pistón. Se procede a la apli-

Tabla 8.2

	<i>Penetraciones</i>		<i>Cargas registradas</i>
	<i>en mm</i>	<i>en pulg</i>	<i>en kg</i>
1a.	1.27	0.05	— — — —
2a.	2.54	0.10	— — — —
3a.	3.81	0.15	— — — —
4a.	5.08	0.20	— — — —
5a.	7.62	0.30	— — — —
6a.	10.16	0.40	— — — —
7a.	12.70	0.50	— — — —

cación lenta de cargas continuas con pequeños incrementos y se anotan las cargas correspondientes a cada una de las siete penetraciones (indicadas en la tabla 8.2).

Una vez efectuada la prueba de penetración se extrae el espécimen del molde y se procede a tomar una muestra del corazón para comprobación de la humedad.

CÁLCULO DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE

La carga registrada para la penetración de 2.54 mm (0.1") se debe expresar como un porcentaje de la carga estándar de 1360 kg, y si la prueba estuvo bien ejecutada el porcentaje así obtenido es el valor relativo de soporte correspondiente a la muestra ensayada.

Con el fin de saber si la prueba estuvo bien ejecutada se dibuja la curva carga-penetración, anotando en las abscisas las penetraciones y en las ordenadas las

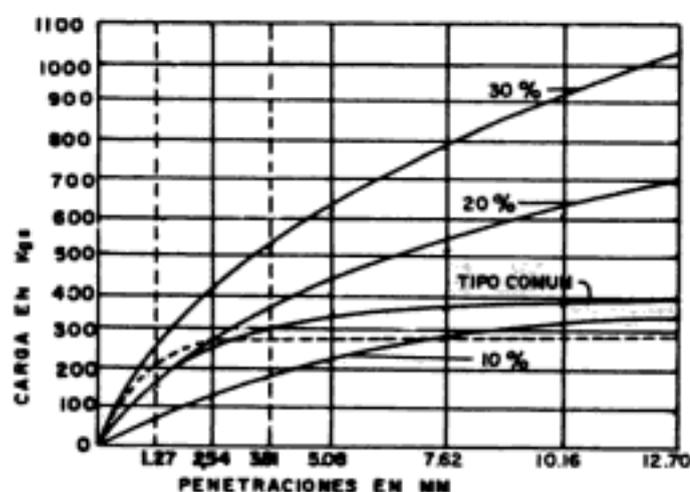


Figura 8.2

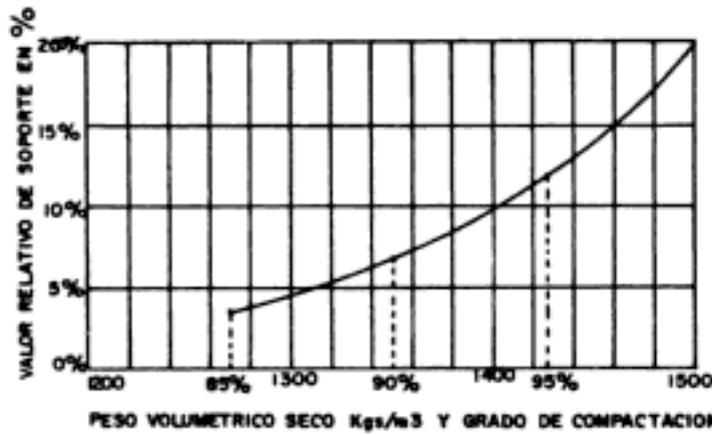


Figura 8.3

cargas registradas para cada una de dichas penetraciones. Si esta curva es defectuosa, como la mostrada en la figura 8.2, que es debido probablemente a que la carga inicial para empezar la prueba fue mayor que los 10 kg especificados anteriormente. En este caso deberá repetirse la prueba.

Finalmente, con los valores relativos de soporte calculados se construye una gráfica (figura 8.3) en cuyas abscisas se indican los pesos volumétricos que fueron reproducidos y en las ordenadas los valores relativos de soporte correspondientes a cada uno de dichos pesos volumétricos.

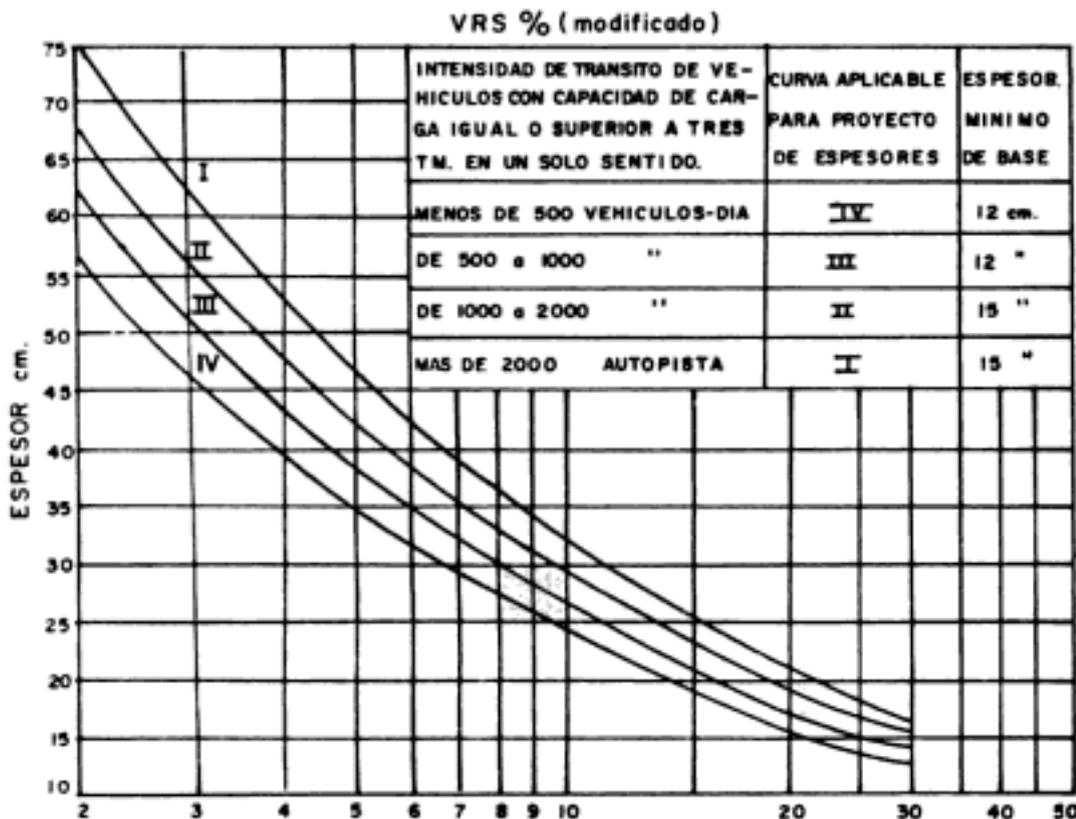


Figura 8.4

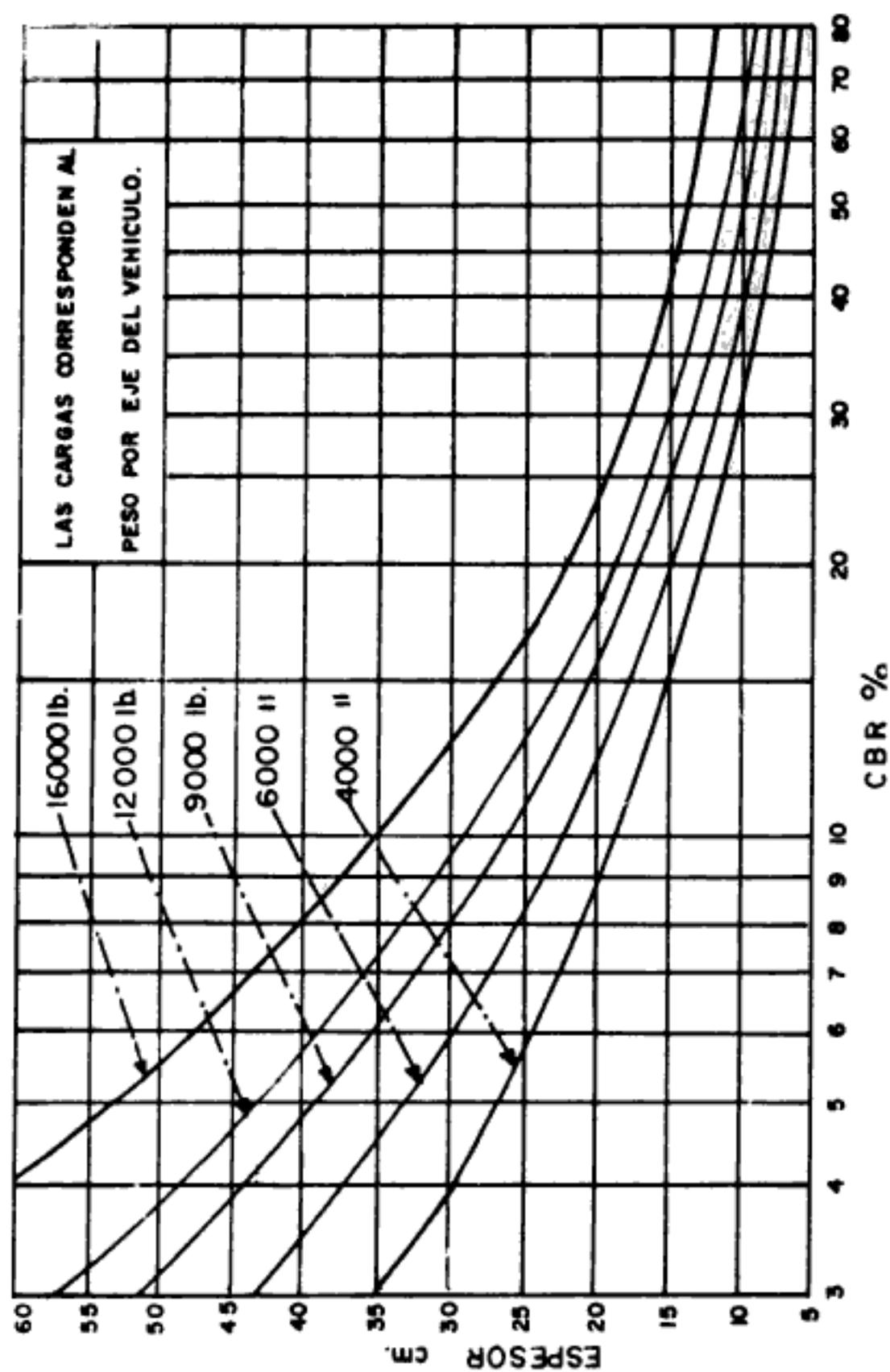


Figura 8.5

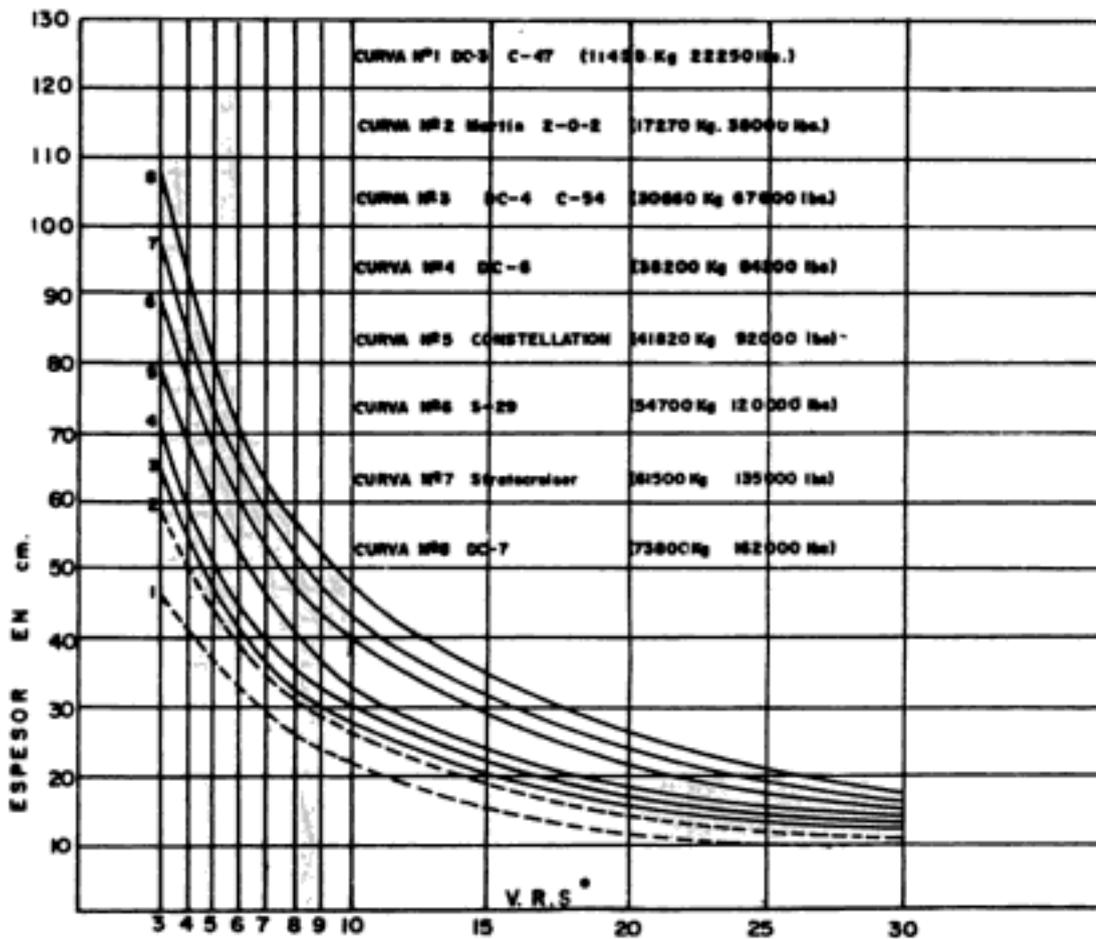


Figura 8.6

En la misma gráfica, en el eje de las ordenadas pueden indicarse los espesores correspondientes a cada uno de los valores relativos de soporte, con el objeto de tener directamente el espesor requerido para cualquier peso volumétrico comprendido dentro de los que fueron reproducidos.

El espesor del pavimento flexible (sub-base, base y carpeta) se obtiene de la figura 8.4.

Si se trabaja con el C.B.R. en vez del V.R.S. modificado, y con las cargas por eje en libras, se usa la figura 8.5.

Curvas para calcular espesores en la posición central de las pistas de aterrizaje. Para las plataformas, pistas de acceso y cabezas de pista multiplíquese por 1.15 los espesores calculados en la figura 8.6

MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE ESPESORES DE LA CAPA SUPERIOR DE LA TERRACERÍA Y DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

El pavimento flexible es una estructura formada por una o varias capas de material o materiales seleccionados cuya función principal es transmitir las cargas de

los vehículos a la subrasante sin provocar en ésta deformaciones perjudiciales permanentes.

En su forma más completa, el pavimento flexible está formado por tres capas de materiales de mejor calidad que el que forma la terracería, y son: *sub-base*, *base* y *carpeta asfáltica*.

- a) La *sub-base* se construye directamente sobre la terracería y está constituida por un material de mejor calidad que el de aquélla, obtenido en la generalidad de los casos de depósitos cercanos a la otra. La *sub-base* tiene como función:
1. Reducir el costo del pavimento, disminuyendo el espesor de la base que se construye generalmente con materiales de mayor costo por tener que cumplir con especificaciones más rígidas.
 2. Proteger la base aislándola de la terracería, ya que cuando ésta está formada por material fino y plástico (generalmente este es el caso) y cuando la base es de textura abierta, de no existir el aislamiento dado por el material de *sub-base* el material de la terracería se introducirá en la base, pudiendo provocar cambios volumétricos perjudiciales al variar las condiciones de humedad, a la vez que disminuiría la resistencia estructural de la base.

El aislamiento producido por la *sub-base* no sólo consiste en evitar que los finos plásticos de la terracería se introduzcan en la base de textura abierta, sino también en evitar los *bufamientos* y *revoltura* de ambos materiales cuando se usan gravas de río o piedras trituradas en la base. El material escogido para la *sub-base* debe producir una capa que confine al suelo plástico y que pueda trabajar, hasta cierto grado, a la flexión, lo cual se consigue con materiales más o menos finos y cohesivos, o de alta cementación.

3. En caminos en construcción con frecuencia se construye la *sub-base*, que propiamente es un revestimiento provisional para tener una superficie de rodamiento que facilite, en cualquier época del año, el paso del equipo de construcción y de vehículos que transiten por el camino antes de quedar pavimentado. Si el revestimiento provisional, una vez que ha estado en servicio, reúne las condiciones de calidad para *sub-base*, este espesor debe descontarse del espesor calculado para el pavimento.
- b) La capa de *base* se construye directamente sobre la *sub-base* o la terracería y debe estar formada por materiales de mejor calidad que el de la *sub-base*. Los principales requisitos que debe satisfacer la capa de *base* son los siguientes:
1. Tener en todo tiempo la suficiente resistencia estructural para soportar las presiones que le son transmitidas por los vehículos estacionados o en movimiento.

2. Tener el espesor necesario para que dichas presiones no excedan la resistencia estructural de éstas al ser transmitidas a la sub-base o subrasante.
 3. No presentar cambios volumétricos perjudiciales al variar las condiciones de humedad.
- c) La *carpeta asfáltica* está constituida por un material pétreo al cual se le ha adicionado un producto asfáltico que tiene por objeto servir como aglutinante. Las funciones principales que debe satisfacer la carpeta asfáltica son las siguientes:
1. Proporcionar una superficie de rodamiento adecuada que permita en todo tiempo un tránsito fácil y cómodo de los vehículos.
 2. Impedir la infiltración del agua de lluvia hacia la capa inferior, para evitar con ello que el agua disminuya su capacidad para soportar cargas.
 3. Resistir la acción destructora de los vehículos y de los agentes climatéricos.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El procedimiento adoptado para determinar el espesor mínimo de la capa o capas de material que deberán colocarse sobre el suelo estudiado, a fin de que las presiones que le son transmitidas no excedan su resistencia, se basa en el valor relativo de soporte (V.R.S.) determinado por medio de la prueba modificada y en la estimación del tránsito. Esta prueba debe verificarse en las condiciones más desfavorables de humedad que a juicio del ingeniero se puedan presentar.

- a) *Grado de compactación que debe tener la capa superior de la terracería.* Para hacer la determinación correspondiente se efectúa la prueba de Porter modificada, utilizando, de acuerdo con las condiciones de la región, las humedades de la variante 1 o de la variante 2.

Una vez hecha la prueba mencionada, se puede definir a partir de qué grado de compactación se acusa un incremento significativo en el valor relativo de soporte (V.R.S.), siendo ese incremento el que define el grado mínimo de compactación que debe tener la capa superior de la terracería. Para ilustrar lo anterior, supóngase que la mencionada prueba arrojó los resultados indicados en la tabla 8.3.

Al observar los valores relativos de soporte tabulados se nota que aumentando la compactación a grados mayores de 90% se obtienen incrementos significativos en el valor relativo de soporte. Por lo tanto, el suelo ensayado debe ser compactado a más de 90% para disminuir el espesor del pavimento. Existen suelos en los que el incremento se acusa a partir del 95%; inclusive, hay suelos en los cuales aun en el 100% no se acusa un incremento apreciable en el valor relativo de soporte, por lo que no es económico llegar entonces hasta dicho grado de compacta-

Tabla 8.3

<i>Grados de compactación</i>	<i>V.R.S.</i>
80%	4%
85%	5%
90%	8%
95%	12%
100%	20%

ción. Estos últimos suelos deben desecharse siempre que sea posible, o bien compactarlos a un grado tal que no haya posibilidad de asentamientos apreciables posteriores; lo anterior se logra, por lo general, al 90% de compactación.

- b) *Espesor total de la capa superior de la terracería más el pavimento.* Se determina mediante las curvas de las figuras anteriores en función del V.R.S. del material de la terracería que no ha sido compactado con equipo especial. Deberá seleccionarse la curva de proyecto de acuerdo con la intensidad del tránsito previsto en casos de caminos, o del tipo del avión en caso de aeropuertos.
- c) *Espesor del pavimento.* Se determina en función del valor relativo de soporte (V.R.S.) al grado de compactación alcanzado, o bien, que se supone alcanzará el material que se encuentra en la parte superior de la terracería.
- d) *Espesor de la capa superior de la terracería que debe compactarse con equipo especial.* Es igual al espesor total calculado (b) menos el espesor del pavimento.
- e) *Espesor de la sub-base.* Es igual al espesor del pavimento menos el espesor de la base más carpeta. Como es frecuente que la sub-base resulte de bajo espesor, por especificación no debe tener menos de 10 cm cuando se trate de caminos por los que transitarán más de 1000 vehículos por día.
- f) *Espesor de la base.* Se calcula en función del V.R.S. de la sub-base a la compactación mínima especificada en ésta. Si el espesor de la carpeta es mayor de 2.5 cm al espesor calculado deberá restársele el espesor de la carpeta para obtener el de la base. En carpetas más delgadas no es conveniente hacer dicha corrección. Por especificación, la base no debe tener un espesor menor de 12cm a 15cm, según sea el diseño.

ABUNDAMIENTO DE LOS SUELOS O COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA

Uno de los problemas más comunes al tratar con los suelos es el conocimiento del abundamiento de los mismos. Para conocer el *factor de abundamiento* entre

un banco de material o corte del mismo y el material suelto en los camiones es necesario determinar el peso volumétrico tanto en el banco de material como después de extraído.

Si γ_b es el peso volumétrico del material en el banco, γ_c el peso volumétrico del material suelto, V_b el volumen en el banco y V_c el volumen del material suelto, entonces el factor del abudamiento es:

$$F.A. = \frac{\gamma_b}{\gamma_c}$$

Si en el lugar de la obra no se cuenta con una balanza para determinar los pesos volumétricos, el factor de abudamiento se puede obtener midiendo los volúmenes. Para ello se hace una excavación de 1.5 m \times 1.5 m más o menos, y de 0.50 m de profundidad. El material extraído se coloca en un camión de volteo y se determina el volumen ocupado. El factor de abudamiento es entonces de:

$$F.A. = \frac{V_c}{V_b}$$

El factor de reducción de los camiones al material consolidado o compacto en el lugar se determina así:

$$F.R. = \frac{\gamma_c}{\gamma_t} = \frac{V_t}{V_c}$$

γ_t = Peso volumétrico seco en el lugar consolidado (un terraplén, por ejemplo).

V_t = Volumen del material en el lugar consolidado.

γ_c = Peso volumétrico seco y suelto del material.

V_c = Volumen del material seco y suelto.

Suponiendo que 1 m³ (V_b) ocupa 1.7 m³ (V_c) en el camión, entonces el factor de abudamiento del banco al camión es:

$$\frac{V_c}{V_b} = 1.7$$

Si 1.7 m³ pesan húmedos 1,835 kg y la humedad con respecto al peso seco fuera de 20%, el peso del material seco y suelto será de:

$$\frac{1,835}{1.2} = 1,530 \text{ kg}$$

Considerando que γ_t sea de 1,575 kg/m³, entonces 1.7 m³ de material suelto ocuparán el siguiente volumen en el terraplén:

$$V_t = \frac{1,530}{1,575} = 0.975 \text{ m}^3$$

El factor de reducción del camión al terraplén será:

$$\frac{V_t}{V_c} = \frac{0.975}{1.7} = 0.562$$

El factor de reducción, en este caso, del banco al terraplén será:

$$\frac{V_t}{V_b} = \frac{0.975}{1.0} = 0.975$$

o sea que 1 m³ de excavación se reduce 2.5% al compactarlo. Como se ve, el factor de reducción o de abundamiento del banco o corte al terraplén se obtiene así:

$$\frac{\gamma_b}{\gamma_t} = \frac{V_t}{V_b}$$

donde γ_b = peso volumétrico seco en el banco o corte. Si el resultado fuera menor que la unidad, entonces un metro cúbico de excavación ocupará un volumen menor en el terraplén. Si el resultado fuera mayor que la unidad, un metro cúbico de excavación ocupará un volumen mayor en el terraplén.

Como para obtener γ_t es necesario construir parte del terraplén, entonces para un primer tanteo se puede suponer γ_t multiplicando $\gamma_{t \text{ máx}}$ por 0.9 y rectificar su valor durante la construcción. Cuando se emplea el equipo necesario en la compactación el valor supuesto de γ_t está muy cercano del real, ya que se puede obtener un porcentaje de consolidación igual o mayor al 90% en la práctica.

$\gamma_{s \text{ máx}}$ = Peso volumétrico seco máximo Proctor o Porter.

El grado de compactación o porcentaje de compactación se determina comparando el peso volumétrico seco en la capa compactada con el peso volumétrico seco máximo Proctor o Porter obtenido en laboratorio.

$$\% \text{ de compactación} = \frac{\gamma_s \text{ de la capa compactada}}{\gamma_{s \text{ máx}}} \times 100$$

El peso volumétrico seco en la capa compactada se obtiene midiendo el peso volumétrico húmedo, determinando el contenido de humedad y aplicando la fórmula:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \frac{w}{100}}$$

γ_s = Peso volumétrico seco en kg/m³.

γ_h = Peso volumétrico húmedo en kg/m³.

w = Porcentaje de humedad.

El peso volumétrico húmedo se determina pesando una muestra húmeda extraída de un agujero de unos 0.15 m de lado (figura 8.7a), de una profundidad

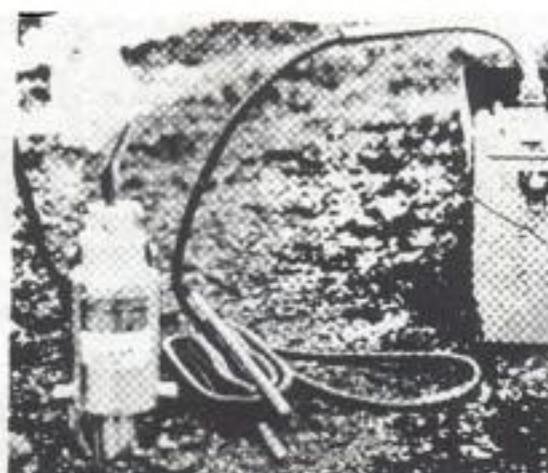
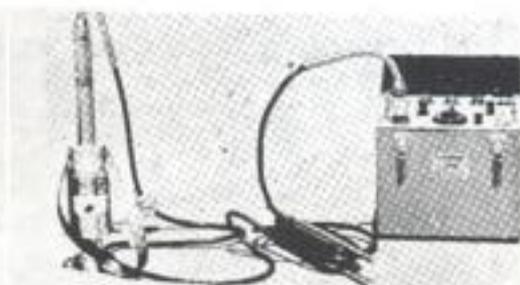
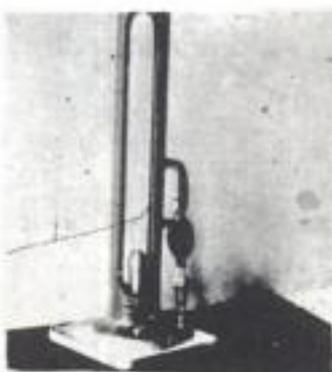
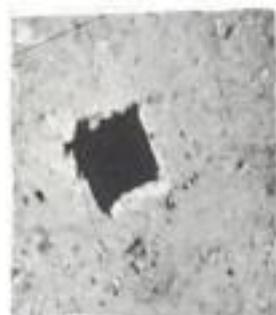


Figura 8.7a

Figura 8.7b

Figura 8.7c

igual al espesor de la capa compactada y dividiendo dicho peso entre el volumen de la excavación.

El volumen de la excavación puede medirse llenándola con una determinada cantidad de arena o aceite denso, cuyo peso volumétrico sea conocido, o midiéndolo introduciendo en la excavación una bolsa de hule delgado y muy flexible y llenándola de agua. Si se emplea arena, ésta debe ser limpia y de tamaños comprendidos entre los tamices Nos. 30 y 50. Dividiendo el peso de la arena o del aceite que llenó la excavación entre su peso volumétrico se tendrá el volumen buscado. La humedad del material se obtiene por secado. El aparato (de la figura 8.7b) sirve para leer directamente el volumen del material que se emplee, característica que lo hace asequible al personal con experiencia limitada en la operación de medir densidades.

En la actualidad se ha avanzado mucho en el estudio de dispositivos nucleares para medir la humedad y la compactación de los suelos, y posiblemente muy pronto se cuente con aparatos como el indicado en la figura 8.7c a precios económicos.

DETERMINACIÓN DEL PESO VOLUMÉTRICO SECO EN MUESTRAS INALTERADAS

El peso volumétrico seco determinado en una muestra inalterada es el peso del material seco contenido en la unidad de volumen considerando los huecos que

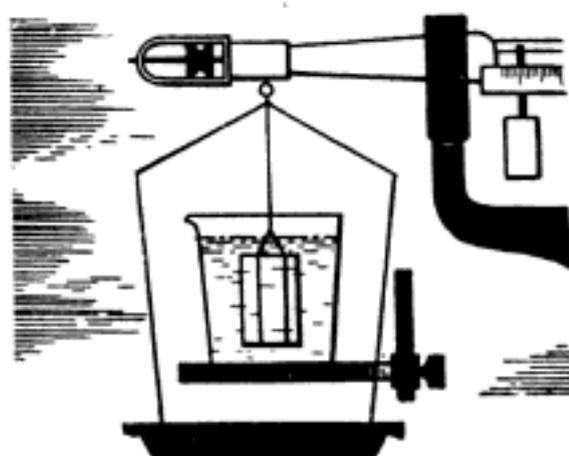


Figura 8.8.

dejan las partículas entre sí. Esta prueba se aplica únicamente en suelos finos y plásticos de los que puedan labrarse especímenes. El equipo que se emplea en la prueba (figura 8.8) es el siguiente:

- Una balanza de 200 g de capacidad de triple escala, con sensibilidad de 0.01 g.
- Parafina.
- Hilo delgado.
- Un cuchillo para labrar el espécimen.
- Un vaso de cristal de 400 cc.

La prueba se ejecuta de la siguiente manera:

Lábrase un espécimen de la muestra inalterada de forma sensiblemente cúbica de unos 5 cm de lado y regístrese inmediatamente su peso húmedo en gramos (P_h). Cúbrase con una capa delgada de parafina líquida, déjese enfriar y regístrese el peso en gramos del espécimen cubierto con la parafina (P_p). Sujétese el hilo en la muestra (figura 8.8) dejando un extremo libre para suspenderla de la balanza. Colóquese el vaso con la cantidad necesaria de agua en el aditamento especial que tiene la balanza para este objeto y sumérgase completamente el espécimen que está suspendido de la balanza, sin que toque el fondo o las paredes del vaso.

Regístrese el peso en gramos de la muestra en estas condiciones (P_a). Calcúlese el volumen de la parafina dividiendo el peso de ésta entre su densidad:

$$V_p = \frac{P_p - P_h}{D_p}$$

V_p = Volumen de la parafina en centímetros cúbicos.

D_p = Densidad de la parafina = 0.95 a 0.97, aproximadamente.

Calcúlese el volumen del espécimen (sin parafina) con la fórmula siguiente:

$$V = P_p - P_a - V_p$$

siendo V = volumen del espécimen en centímetros cúbicos.

La diferencia de $P_p - P_a$ representa el peso en gramos del agua desalojada por el espécimen cubierto con parafina, que para fines prácticos representa el volumen en centímetros cúbicos.

Calcúlese el peso volumétrico húmedo por la fórmula:

$$\gamma_h = \frac{P_h}{V_T}$$

Determínese la humedad en la muestra inalterada por el procedimiento ya conocido y calcúlese el peso volumétrico seco por la fórmula:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \frac{w}{100}}$$

PASOS QUE DEBEN SEGUIRSE PARA ESTUDIAR UNA CALLE, CAMINO O AEROPUERTO

I. EN CONSTRUCCIÓN DEL MISMO.

a) Trabajo de campo

1. Anotar el estado de la carpeta asfáltica, extraer un pedazo de 25×25 cm de la misma y guardarla en una bolsa, anotando en una tarjeta el nombre del camino en estudio y el No. del kilómetro de donde se sacó la muestra.
2. Determinar el porcentaje de compactación de la base removiendo la carpeta existente en cuadro como de 50×50 cm, nivelando la superficie y haciendo luego el agujero de 10 cm de diámetro por el espesor de la base para la mencionada prueba de compactación.
3. Extraer material de la base en una cantidad aproximada de 25 kg, guardándolo en una bolsa y anotando en una tarjeta el nombre del camino, el No. del kilómetro de donde se extrajo la muestra y el tipo de la muestra (base, en este caso).
4. Determinar el porcentaje de compactación de la terracería moviendo el material de la base hasta llegar a la mencionada terracería, nivelarla y hacer el agujero de 10 cm de diámetro por 15 cm de altura para la prueba de compactación.

5. Extraer material de la terracería en una cantidad aproximada de 25 kg, guardándolo en una bolsa y anotando en una tarjeta el nombre del camino, el No. del kilómetro de donde se extrajo la muestra y el tipo de muestra (terracería, en este caso).
6. Anotar en la libreta de campo todas las observaciones relativas al camino, como son el estado del mismo, del drenaje, si hay agua estancada cerca, si los hombros están limpios, si hay personal de caminos trabajando, qué están haciendo y cuántos hombres son, equipo que usan, etc.

Los sondeos de campo deben hacerse aproximadamente a cada 500 m o menos si es necesario.

b) Trabajos en el laboratorio

1. De la carpeta asfáltica que se trajo del campo se corta un pedazo de unos 10×10 cm y se le determina el porcentaje de asfalto, el tipo de material pétreo y su granulometría.
2. Al material de la base se le determina el Valor Relativo de Soporte, su peso volumétrico seco y suelto, sus límites de consistencia, su granulometría y su densidad y absorción, así como su expansión.
3. Al material de la terracería se le determina su peso volumétrico seco máximo Proctor y su Valor Relativo de Soporte al grado de compactación que actualmente tiene la terracería en el camino, empleando la prueba modificada de Porter con la Variante 2.

II. EN NUEVOS CAMPOS.

a) Trabajos de campo

1. Se extraerán unos 25 kg del material que formará la terracería, vaciándolo en una bolsa y anotando en una tarjeta el nombre del camino, así como el No. del kilómetro de donde se extrajo la muestra.
2. Se localizan bancos de materiales y se toman por lo menos cinco muestras de los mismos y se meten en bolsas diferentes, anotando en cada una de ellas el No. de la muestra, el nombre del banco, su distancia aproximada al camino y el No. del kilómetro del camino en línea recta al banco, y en la libreta de campo el croquis del banco en el cual se marcarán los sondeos hechos con el número de la muestra extraída de cada uno de ellos.
3. De las canteras cercanas en explotación se tomarán muestras del producto de la trituración y se llevarán en bolsas al laboratorio, anotando en una tarjeta su procedencia.

b) Trabajo en el laboratorio

1. A la muestra de terracería se le determina su peso volumétrico seco máximo y su humedad óptima, así como su valor relativo de soporte a 90, 95 y 100% de compactación.
2. A cada una de las muestras extraídas de los bancos se les determina su peso volumétrico seco y suelto, su granulometría y sus límites de consistencia.
3. A una muestra representativa del total de las cinco muestras extraídas de los bancos se le determina su valor relativo de soporte saturado, su expansión y su densidad y absorción.
4. Al material triturado de las canteras se le determinará su granulometría, desgaste, adherencia con el asfalto, forma de quebrar, porcentaje óptimo de asfalto y densidad y absorción. Con los datos anteriores se puede proyectar el camino y controlar su construcción para que llene los requisitos necesarios que se especifiquen.

ESPECIFICACIONES

A continuación se presentan las especificaciones más comunes que se emplean para conocer el futuro comportamiento de un suelo según a lo que se destine. Estas especificaciones están sujetas a modificaciones según se vaya profundizando en el conocimiento del suelo y según las experiencias de los técnicos que año tras año se dedican a adaptarlas mejor a la realidad.

Es necesario que las especificaciones no se apliquen con excesiva rigidez, debiendo intervenir el criterio de una persona experimentada en el conocimiento de las características de los suelos y de su comportamiento según la duración, frecuencia e intensidad de las lluvias y drenaje de la obra por construir.

Las especificaciones que a continuación se exponen están destinadas principalmente a la construcción de calles, caminos y aeropuertos. Los materiales destinados a formar subrasante, sub-base y base de pavimentos deben reunir las siguientes especificaciones:

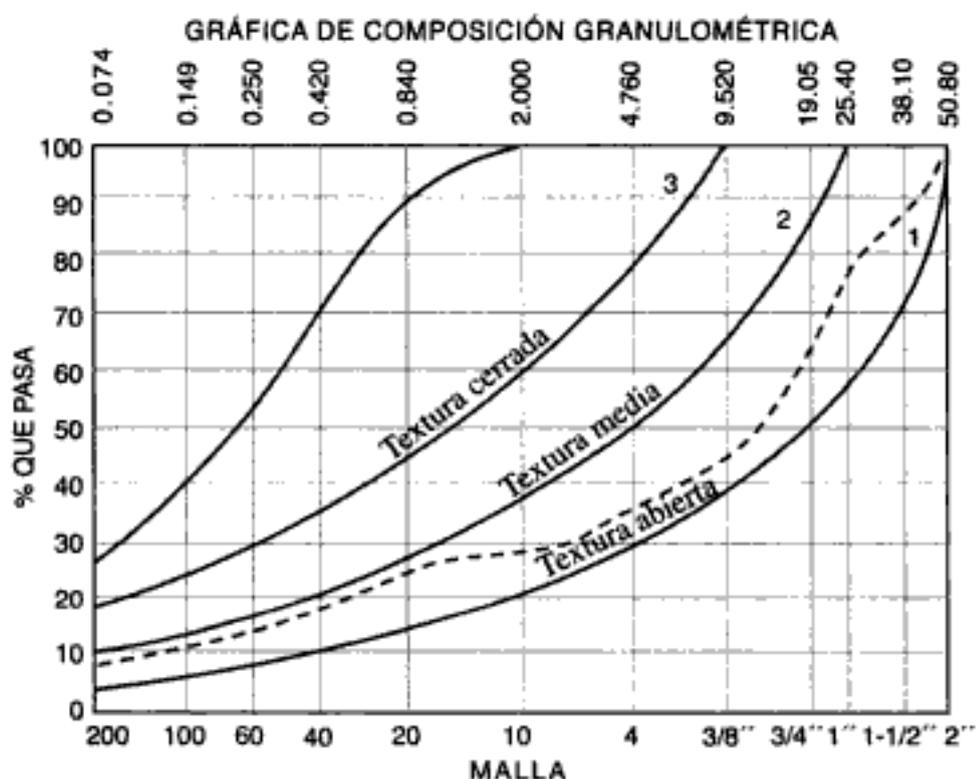
SUB-RASANTE

CARACTERÍSTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	75	75	75
% malla No. 200	25 máx.	35 máx.	40 máx.
L.L. (%)	30 máx.	40 máx.	50 máx.
I. P. (%)	10 máx.	20 máx.	25 máx.
Compactación (%)	100 mín.	100 ± 2	100 ± 2
VRS (%)	30 mín.	20 mín.	15 mín.

Obtenido de las Normas de Calidad de los materiales de la S.C.T. (1987) (Instituto Mexicano del Transporte).

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE BASE

CARACTERÍSTICAS	CALIDAD	
	Deseable	Adecuada
Granulometría:		
Zona granulométrica (Anexo: fig. No. 1)	1-2	1-3
Tamaño máximo (mm)	38	51
Finos (%) (Mat. 0.074 mm)	10 máx.	15 máx.
Límite líquido (LL %)	25 máx.	30 máx.
Índice plástico (IP %)	6 máx.	6 máx.
Equivalente arena (5)	50 mín.	40 mín.
Compactación (%) (AASHTO Modif.)	100 mín.	100 mín.
V.R.S. (%) (Compact. dinámica) (1)	100 mín.	80 mín.
Desgaste Los Ángeles (%)	40 máx.	40 máx.



TUBIFICACIÓN

La tubificación en un suelo es la erosión progresiva en forma de conductos huecos que se produce en los terraplenes por efecto de la presión del agua dentro de una red de flujo, erosión iniciada en una filtración concentrada en el talud aguas abajo y encauzada hacia el talud de aguas arriba.

Tabla 8.6 Relación entre diferentes tipos de pruebas de compactación

Prueba	AASHTO Estándar T-99 y ASTM-698			
	Variante A	Variante B	Variante C	Variante D
Tipo de material utilizado en la prueba	Material arcilloso que pase la malla No. 4.	Material arcilloso que pase la malla No. 4.	Con retenido en la malla No. 4, pero pasando la malla de 19 mm (3/4").	Con retenido en la malla No. 4, pero pasando la malla de 19 mm (3/4").
Equipo				
Diám. molde	101.60 mm (4")	152.4 mm (6")	101.60 mm (4")	152.4 mm (6")
Peso del pisón (kg)	2.5	2.5	2.5	2.5
Diám. del pisón (mm)	50.8	50.8	50.8	50.8
Altura de caída	30.5 cm (12")	30.5 cm (12")	30.5 cm (12")	30.5 cm (12")
No. de golpes por capa	25	56	25	56
No. de capas	3	3	3	3

<i>Proctor S.O.P.</i>	<i>AASHTO Modificada T-180 y ASTM-D-1557</i>			
	<i>Variante A</i>	<i>Variante B</i>	<i>Variante C</i>	<i>Variante D</i>
Material arcilloso pasa la malla No. 4, o con 10% retenido en esta malla y pasando la malla de 3/8".	Material arcilloso que pase la malla No. 4.	Material arcilloso que pase la malla No. 4.	Con retenido en la malla No. 4, pero pasando la malla de 19 mm (3/4").	Con retenido en la malla No. 4, pero pasando la malla de 19 mm (3/4").
101.60 mm (4")	101.60 mm (4")	152.4 mm (6")	101.60 mm (4")	152.4 mm (6")
2.5	4.540	4.540	4.540	4.540
50.8	50.8	50.8	50.8	50.8
30.5 cm (12")	45.7 cm (18")	45.7 cm (18")	45.7 cm (18")	45.7 cm (18")
30	25	56	25	56
3	5	5	5	5

Relación entre " q_c " del cono holandés y el valor de " N " de la S.P.T.

Tipo de suelo	q_c/N
Limos, limos arenosos, mezclas limo-arenosas, ligeramente cohesivas.	2
Arenas limpias de finas a medias y arenas ligeramente limosas.	3 a 4
Arenas gruesas y arenas con poca grava.	5 a 6
Gravas arenosas y gravas.	8 a 10

El manual canadiense de ingeniería de cimentaciones sugiere que el módulo de elasticidad sea:

$E = (K) (q_c)$, kg/cm^2 , donde:

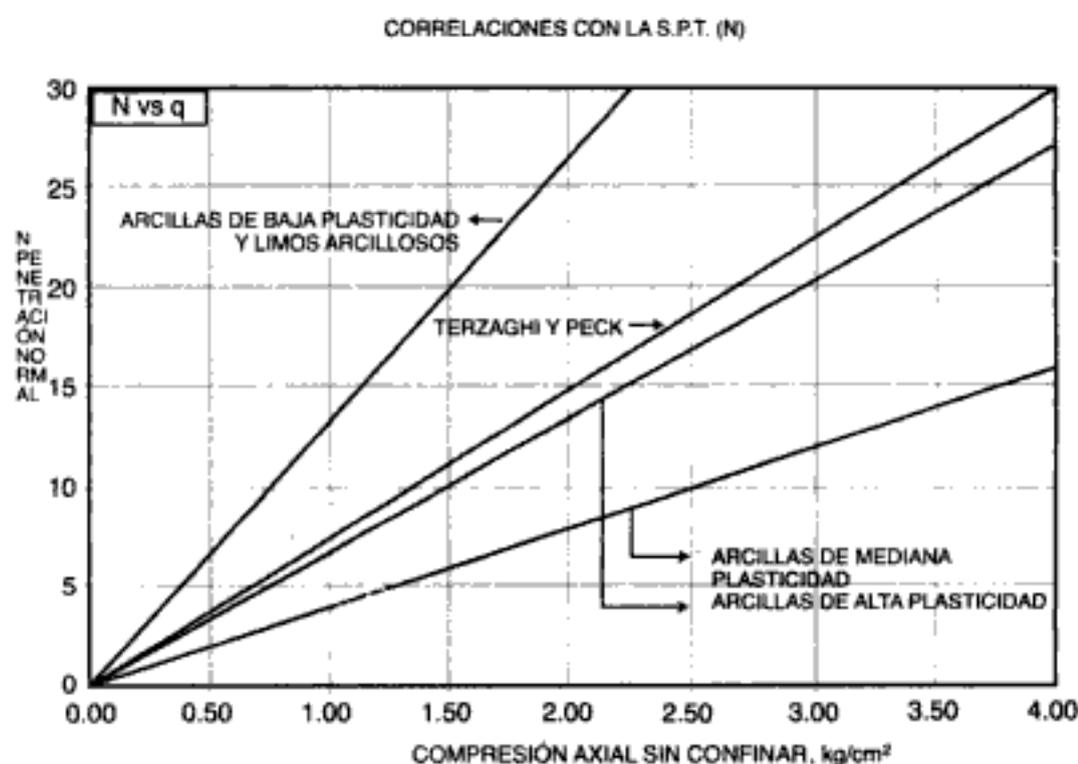
$K = 1.5$ para limos y arenas.

$K = 2.0$ para arena compacta.

$K = 3.0$ para arena densa.

$K = 4.0$ para arena y gravas.

CORRELACIÓN ENTRE N (S.P.T.) y q_c (AXIAL NO CONFINADA SEGÚN SOWERS Y SOWERS.



CAPÍTULO 9

El agua en el suelo

El suelo, como se observa a través de lo ya estudiado, es un material con arreglo variable de sus partículas que dejan entre ellas una serie de poros conectados unos con otros para formar una compleja red de canales de diferentes magnitudes que se comunican tanto con la superficie del terreno como con las fisuras y grietas de la masa del mismo; de aquí que el agua que cae sobre el suelo parte escurre y parte se infiltra por acción de la gravedad hasta estratos impermeables más profundos, formando la llamada *capa freática*. El límite superior de este manto acuoso se llama *nivel freático*. Según el estado en que se encuentre el agua en el suelo reciben los nombres que aparecen en la figura 9.1.

Al agua que pasa por los poros a través del suelo se le conoce con el nombre de *agua gravitacional*, y aquella que se encuentra por debajo del nivel freático se llama *agua freática*. Cuando se suspende el movimiento del agua gravitacio-

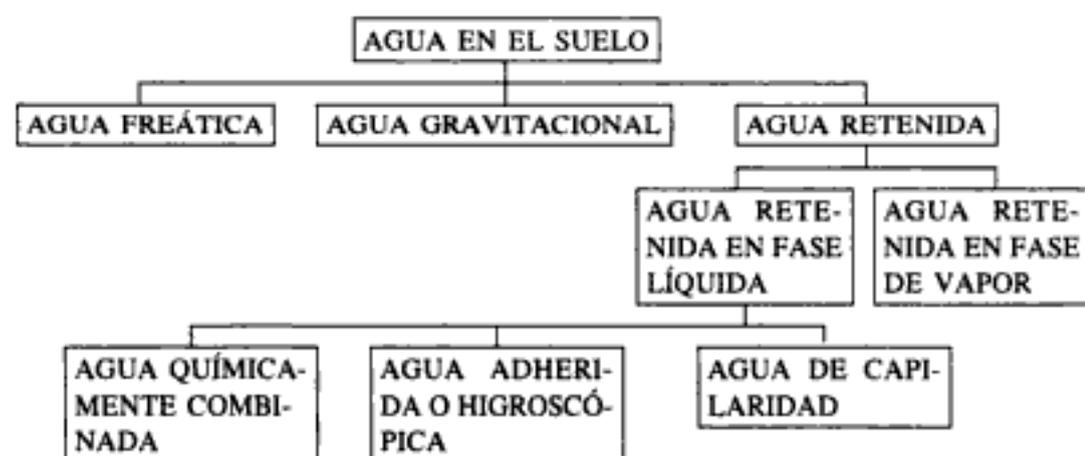


Figura 9.1

nal a través del suelo, parte del agua se queda retenida en los poros y sobre la superficie de las partículas debido a las fuerzas de *tensión superficial* y de *adsorción*. Esta agua, que no puede ser drenada directamente, recibe el nombre de *agua retenida*. A continuación se estudiarán los factores que rigen el movimiento del agua en los diferentes estados mencionados y anotados en el cuadro anterior.

AGUA FREÁTICA

Los poros del suelo que se encuentran por debajo del nivel freático se encuentran completamente llenos de agua, y se considera que cualquier movimiento de esta agua a través del suelo sigue la ley de Darcy, que indica que la intensidad de filtración por unidad de área es directamente proporcional al gradiente hidráulico, o sea:

$$V = K.i.A.t$$

en la que:

V = Cantidad de agua, en cm^3 generalmente, que escurre a través del área A .

K = Constante de permeabilidad o conductividad hidráulica, en cm/seg , normalmente.

i = Gradiente hidráulico, igual a la pérdida de carga entre la longitud recorrida.

A = Área transversal, en cm^2 , a través del cual fluye el agua.

t = Tiempo, normalmente en segundos, durante el cual fluye la cantidad V de agua.

De la expresión anterior se puede despejar la constante de permeabilidad o de conductividad hidráulica, obteniéndose:

$$K = \frac{V}{A.t.i}; \text{ y como } v = \text{velocidad} = \frac{V}{A.t}, K = \frac{v}{i},$$

$$\therefore v = K.i$$

La conductividad hidráulica K es una propiedad importante de los suelos y su valor depende del tamaño de los poros, los cuales a su vez están en función de la forma, tamaño y acomodo de las partículas del suelo. Un suelo fino, como la arcilla, tendrá una constante de permeabilidad mucho menor que una arena de granos gruesos, debido a que aquella opondrá mayor resistencia al movimiento del agua debido al menor tamaño de los poros y de los canales de flujo.

Es necesario observar que en la fórmula anterior de Darcy el área transversal A corresponde al área total, incluyendo las partículas sólidas y los vacíos entre ellas; por lo tanto, la velocidad $v = K.i$ es una velocidad ficticia a la que tendría el agua que fluir a través de toda el área entera A para producir la cantidad de agua V que pasa a través del suelo. Esta velocidad ficticia se refiere, por

consiguiente, a una velocidad de aproximación del agua precisamente antes de entrar en el suelo, o inmediatamente después de su salida del mismo.

Si se quiere hacer uso de la verdadera velocidad del agua a través de los poros del suelo es necesario entonces medir el área de los poros del suelo mediante una sección transversal al mismo, y la ecuación de Darcy se escribirá entonces así:

$$V = K_p \cdot A_p \cdot i \cdot t$$

$$\therefore K_p = \frac{V}{A_p \cdot i \cdot t}; \text{ como } v_p = \frac{V}{A_p \cdot t}, \text{ se tiene: } v_p = K_p \cdot i$$

que es la velocidad promedio del agua a través de los poros del suelo y que indudablemente será mayor que la velocidad de aproximación, pues el área de poros es menor que el área total del suelo.

En este caso, la constante K_p se conoce con el nombre de *constante de percolación* y es siempre mayor que la constante de conductividad hidráulica del suelo. El hecho de que esta última sea más empleada en Mecánica de Suelos se debe a que es más fácil medir el área total de la muestra que el área de los poros de la misma.

Como el área de los poros en una sección transversal es igual a la porosidad n por el área de la muestra, se tiene:

$$A_p = n \cdot A$$

$$\therefore V = A \cdot K \cdot i = n \cdot A \cdot K_p \cdot i$$

de donde:

$$K = n \cdot K_p$$

En la práctica, la medida de la constante de permeabilidad o constante de conductividad hidráulica se hace por medio de permeámetros, los cuales pueden ser de nivel constante o de nivel variable. Los de nivel constante se usan generalmente para medir la permeabilidad de los materiales granulares, y los de nivel variable preferentemente para materiales finos arcillosos o limo-arcillosos.

Para calcular la constante K en un permeámetro de nivel constante, como el indicado en la figura 9.2, la muestra se somete a una carga de agua de altura constante por medio de un recipiente provisto de un derramadero. La muestra se coloca en un cilindro metálico, llenando con parafina el espacio entre la muestra y el cilindro para evitar las fugas de agua.

Si se coloca en la muestra dos tubos abiertos, el nivel del agua en el recipiente I y en ambos tubos II y III será diferente, porque la filtración está consumiendo cierta carga hidráulica. La diferencia de niveles h en los tubos piezométricos expresa la pérdida de carga necesaria para recorrer la distancia L . En una probeta

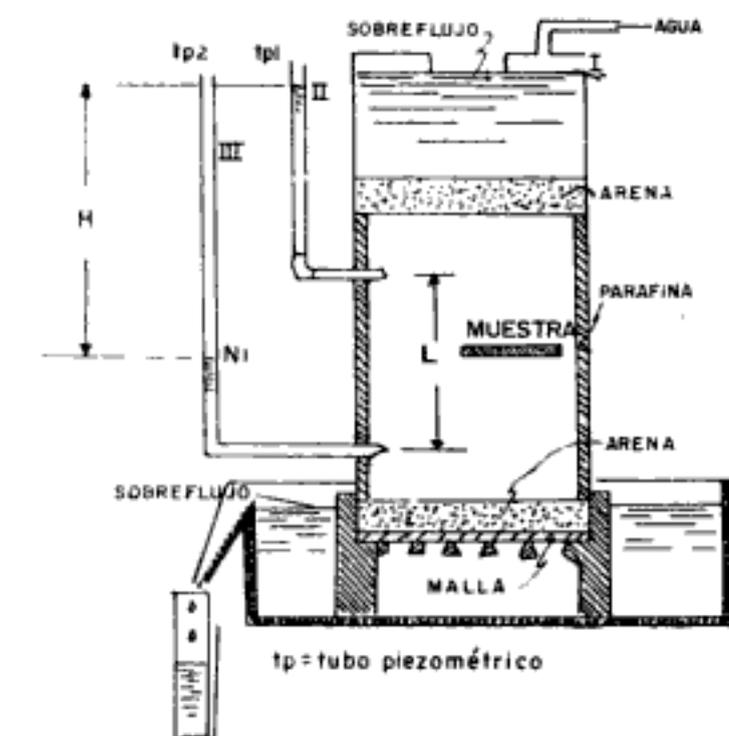


Figura 9.2

graduada se recoge el agua de filtración en un tiempo t y en los tubos piezométricos se mide la pérdida de carga h , que dividida por L da el valor del gradiente hidráulico i . Así, si en t minutos la descarga es V centímetros cúbicos, el valor de la constante de conductividad hidráulica K representada en centímetros por minuto puede expresarse por la fórmula:

$$K = \frac{V}{t \cdot i \cdot A}$$

La prueba para determinar la constante de permeabilidad o de conductividad hidráulica debe ejecutarse con cuidado, ya que se pueden presentar deformaciones de filtración que harán variar el valor de dicha constante.

El sellado con parafina de la parte comprendida entre la muestra y la pared del recipiente es de mucha importancia para evitar falsos resultados por el paso del agua a través de ese espacio en vez de a través de la muestra que se estudia.

Para calcular la constante de permeabilidad o constante de conductividad hidráulica K en un permeámetro de carga variable, como el que se indica en la figura 9.3, se emplea la fórmula que se deduce en seguida:

En un diferencial de tiempo dt se tiene un diferencial de volumen de $(-a \cdot dh)$
 $\therefore dV = K \cdot i \cdot A \cdot dt$, y como $dV = -a \cdot dh$, entonces: $-a \cdot dh = K \cdot i \cdot A \cdot dt$, y despejando dt se tiene: $dt = \frac{-a \cdot dh}{K \cdot i \cdot A}$, y como $i = \frac{h}{L}$, entonces: $dt = - \frac{a \cdot dh \cdot L}{A \cdot h \cdot K}$

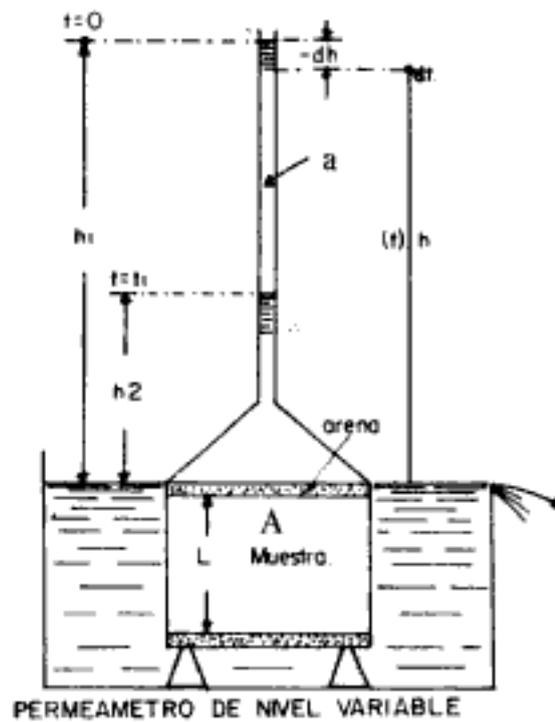


Figura 9.3

Integrando el primer término de:

$$\begin{aligned} & t = 0 \\ \text{a} & \\ & t = t_1 \end{aligned}$$

y el segundo término de:

$$\begin{aligned} & h = h_1 \\ \text{a} & \\ & h = h_2 \end{aligned}$$

y conociendo que la derivada de una función entre la función $(\frac{dh}{h})$ es logarítmica, se tiene:

$$t_1 = - \frac{a}{A} \cdot \frac{L}{K} (\log h_2 - \log h_1)$$

$$t_1 = - \frac{a}{A} \cdot \frac{L}{K} \cdot \log \frac{h_2}{h_1}$$

y como $-\log \frac{h_2}{h_1} = \log \frac{h_1}{h_2}$, se tiene:

$$t_1 = \frac{a}{A} \cdot \frac{L}{K} \cdot \log \frac{h_1}{h_2}$$

En la fórmula anterior el log es logaritmo natural. Para transformarlo en logaritmo de base diez o decimal se debe multiplicar por 2.302.

$$\therefore K = \frac{a}{A} \cdot \frac{L}{t_1} (2.302 \log_{10} \frac{h_1}{h_2})$$

Se puede determinar el valor de K de una manera aproximada por la expresión siguiente dada por Hazen, aplicable nada más a gravas y arenas limpias:

$$K = 100 D_{10}^2$$

en la que K está en cm/seg y D_{10} en centímetros.

PERMEABILIDAD DE LAS MASAS ESTRATIFICADAS DE SUELOS

Ya se ha visto que de acuerdo con la ley de Darcy la velocidad de aproximación es:

$$v = K \cdot i$$

Ahora bien, los depósitos de suelos transportados están formados generalmente por estratos con diferentes permeabilidades, por lo que para determinar la constante de permeabilidad media de tales depósitos es necesario extraer muestras inalteradas de cada estrato y ensayarlas de manera independiente. Conocida la constante de conductividad hidráulica de cada estrato, el promedio para todo el depósito puede calcularse como sigue (ver figura 9.4):

1. *Conductividad hidráulica para flujo paralelo a los estratos.* Se tiene:
 $K_1, K_2, K_3, \dots, K_n$ = Constante de conductividad hidráulica de cada estrato, medida en flujo horizontal.
 $H_1, H_2, H_3, \dots, H_n$ = Espesor de los estratos.

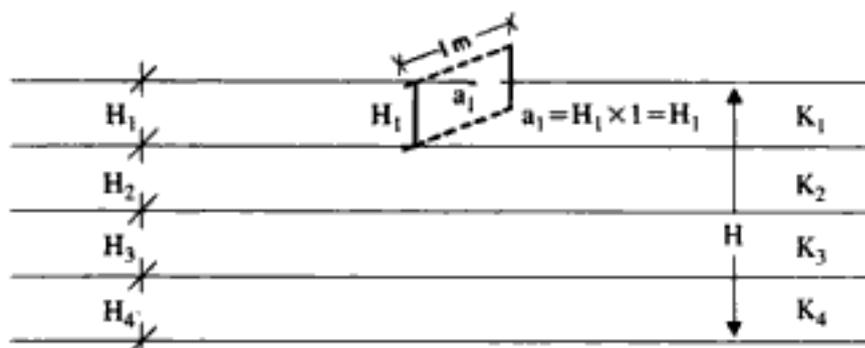


Figura 9.4

Considerando una área a en cada estrato y tomando una profundidad de 1 m, entonces $a_1 = H_1 \times 1$ para el estrato número uno, de $a_2 = H_2 \times 1$ para el estrato dos, y así sucesivamente.

Asimismo, se sabe que $q = a \cdot v$, por lo que para el área a_1 del estrato uno:

$$q_1 = a_1 \cdot v_1$$

y como $v_1 = K_1 \cdot i$, entonces:

$$q_1 = a_1 \cdot v_1 = a_1 \cdot K_1 \cdot i = H_1 \cdot K_1 \cdot i$$

De la misma manera:

$$q_2 = a_2 \cdot v_2 = a_2 \cdot K_2 \cdot i = H_2 \cdot K_2 \cdot i$$

$$q_3 = a_3 \cdot v_3 = a_3 \cdot K_3 \cdot i = H_3 \cdot K_3 \cdot i$$

$$q_4 = a_4 \cdot v_4 = a_4 \cdot K_4 \cdot i = H_4 \cdot K_4 \cdot i$$

Así, la velocidad media de descarga es:

$$\begin{aligned} v = K_h \cdot i &= \frac{Q}{A} = \frac{q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n}{H_1 + H_2 + H_3 + \dots + H_n} = \\ &= \frac{1}{H} (a_1 v_1 + a_2 v_2 + \dots + a_n v_n) = \frac{1}{H} (K_1 \cdot i \cdot H_1 + \dots + K_n \cdot i \cdot H_n) \end{aligned}$$

Dividiendo por i , que se supone constante, se tiene:

$$K_h = \frac{1}{H} (K_1 \cdot H_1 + K_2 \cdot H_2 + K_3 \cdot H_3 + \dots + K_n \cdot H_n)$$

2. Conductividad hidráulica para flujo perpendicular a los estratos.

Se tiene que:

$$v = K \cdot i$$

por lo que el valor medio de la constante de permeabilidad o conductividad hidráulica para flujo vertical es:

$$v = K_v \cdot i = K_v \cdot \frac{h}{L} = K_v \frac{h}{H}$$

de donde:

$$K_v = \frac{v \cdot H}{h}$$

Como $i = \frac{h}{H}$, $h = H \cdot i = H_1 \cdot i_1 + H_2 \cdot i_2 + H_3 \cdot i_3 + \dots + H_n \cdot i_n$

$$\therefore K_v = \frac{v \cdot H}{H_1 \cdot i_1 + H_2 \cdot i_2 + H_3 \cdot i_3 + \dots + H_n \cdot i_n}$$

Pero como $i = \frac{v}{K}$, se tiene:

$$K_v = \frac{v \cdot H}{H_1 \cdot \frac{v}{K_1} + H_2 \cdot \frac{v}{K_2} + H_3 \cdot \frac{v}{K_3} + \dots + H_n \cdot \frac{v}{K_n}}$$

Y como la velocidad se supone constante:

$$K_v = \frac{H}{\frac{H_1}{K_1} + \frac{H_2}{K_2} + \dots + \frac{H_n}{K_n}}$$

Conocidos los valores de las constantes de conductividad hidráulica, para flujo horizontal (K_h) y para flujo vertical (K_v), el valor medio del sistema es calculado mediante el promedio geométrico de estos dos valores. Por lo tanto se considera que la constante de conductividad hidráulica del conjunto es:

$$K_m = \sqrt{K_h \cdot K_v}$$

VALORES PROMEDIO DEL COEFICIENTE K EN CM/SEG.

Gravas limpias	De 10^{-2} a 1.0
Arenas limpias, mezcla de arena y gravas limpias	De 1.0 a 1×10^{-3}
Arenas muy finas, limos, mezcla de arena, limo y arcilla, depósitos de arcilla estratificada	De 1.0×10^{-3} a 1.0×10^{-7}
Suelos impermeables como las arcillas homogéneas bajo la zona de meteorización	De 1.0×10^{-7} a 1.0×10^{-9}
Suelos impermeables que han sufrido alteración por la vegetación y la meteorización	De 1.0×10^{-2} a 1.0×10^{-7}

AGUA GRAVITACIONAL

En el movimiento del agua gravitacional influyen poderosamente tanto la porosidad del suelo como sus características estructurales; sin embargo, al movimiento de esta agua no se le puede aplicar la ley de Darcy debido a la presencia de aire en los poros. Cuando esta agua pueda llegar a afectar a las cimentaciones, se instalan drenes adecuados para captarla y alejarla.

AGUA RETENIDA

En el diagrama del agua en el suelo mostrado al iniciar este capítulo se presentó al agua retenida compuesta por agua retenida en fase líquida y agua retenida en fase de vapor. Se tratará aquí nada más el agua retenida en fase líquida, que ya se sabe está formada por agua combinada químicamente, por el agua adherida o higroscópica y por el agua de capilaridad.

El agua químicamente combinada, desde el punto de vista del ingeniero, se considera como parte integrante de los sólidos del suelo, ya que forma parte de la estructura cristalina de los minerales del mismo y es una cantidad muy pequeña. Esta agua no puede ser eliminada del suelo si éste se seca hasta 110°C, de ahí la práctica de secar las muestras entre 105°C y 110°C.

El agua adherida o higroscópica es aquella que adquiere el suelo del aire que lo rodea. Así, si un suelo es secado en un horno a peso constante y se deja expuesto al aire mientras se enfría, dicho suelo absorberá agua de la humedad del aire que lo rodea. Esta agua higroscópica del suelo y la cantidad de ella que el suelo puede adquirir depende también del área superficial de las partículas.

El agua de capilaridad es aquella que se adhiere en los poros del suelo por el efecto de la tensión superficial.

Si se introduce un tubo capilar en el agua de tal modo que al principio el extremo superior del tubo coincida con la superficie del agua y se comienza a levantar el tubo, se podrá observar que el menisco se va haciendo más curvo a medida que se vaya levantando el tubo, alcanzando su máxima curvatura cuando se tenga el valor máximo de la tensión superficial desarrollada (ver figura 9.5).

El ascenso del agua dentro de los tubos de pequeño diámetro sobre la superficie libre del líquido es un fenómeno que se conoce como *capilaridad*, y se debe a la existencia de fuerzas de tensión capilar T dentro del tubo. El valor de la altura a que el agua asciende dentro del tubo viene dada por la fórmula de equilibrio entre la tensión capilar y el efecto de la gravedad así:

$$h_c \cdot \pi \cdot r^2 \cdot D_w = \frac{T}{g} \cdot \pi \cdot d \cdot \cos \alpha = T_s \cdot 2\pi \cdot r \cdot \cos \alpha$$

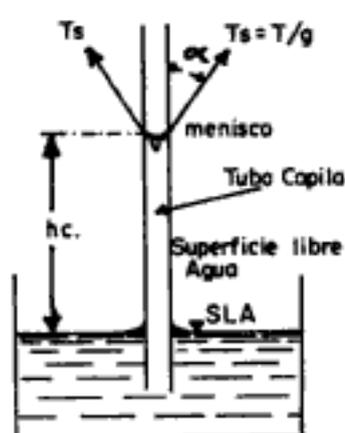
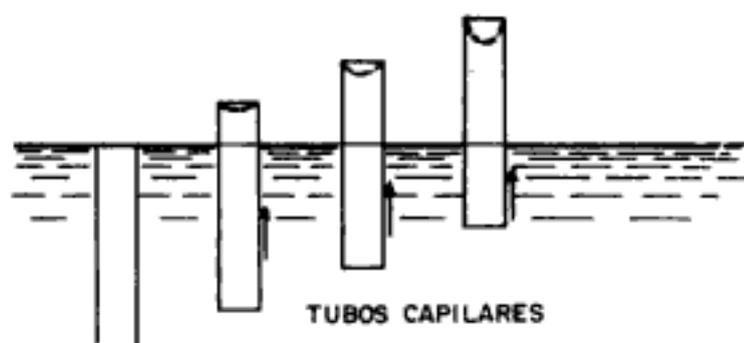


Figura 9.5

de donde:

$$h_c = \frac{2 \cdot T_s}{D_w \cdot r} \cos \alpha$$

en la que:

h_c = Altura de ascensión capilar en centímetros.

T_s = Tensión superficial del líquido en gramos-fuerza (dinas) por centímetro, y que para el agua tiene un valor de 75 dinas (0.0764 g por centímetro).

D_w = Densidad absoluta del agua, en g/cm^3 .

r = Radio del tubo capilar, en centímetros.

α = Ángulo de contacto entre el menisco y la superficie interior del tubo.

La expresión anterior alcanza su valor máximo cuando el ángulo de contacto α sea igual a cero, ya que $\cos \alpha = 1$, y entonces:

$$h_c = \frac{0.15}{r} = \frac{0.30}{d}$$

siendo d el diámetro del tubo capilar y r su radio.

El ascenso del agua por capilaridad en un suelo no es estrictamente igual al caso visto de un tubo, pues los poros del suelo tienen tamaños y formas irregulares. Sin embargo, la altura capilar en un suelo puede estimarse por la siguiente ecuación:

$$h_c = \frac{N}{e \cdot D_{10}}$$

siendo:

N = Constante empírica que depende de la forma de los granos y de las impurezas de sus superficies. El valor de N varía de 0.1 a 0.5 cm^2 .

e = Relación de vacíos del suelo.

D_{10} = Diámetro efectivo expresado en centímetros.

Como puede observarse en la fórmula anterior, la altura capilar es mayor a medida que los suelos son más finos. De esto se desprende la importancia que tiene el drenaje cuando se trata de suelos finos, ya que en estos casos sólo basta un pequeño tirante de agua en la base de un talud para humedecer, por capilaridad, una parte considerable de los terraplenes, disminuyendo la estabilidad de los mismos y favoreciendo por tanto las fallas de los pavimentos.

La ascensión capilar en un suelo se mide por la altura existente desde la fuente de abastecimiento de agua hasta donde llega la humedad, y esa altura está en razón inversa del diámetro de las partículas, y la velocidad de ascensión está en razón directa del diámetro de las partículas.

Un caso preciso de la importancia del estudio de la capilaridad se tiene cuando se piensa construir un terraplén en una zona inundada, siendo necesario levantar dicho terraplén hasta una altura en que el agua no perjudique la estabilidad del pavimento que se construya. La presión negativa en los poros capilares correspondiente a la ascensión capilar es una medida de la succión sobre el agua en los poros. El Índice de Succión es igual al $\log_{10} hc$ y la Presión de Succión vale $\gamma_w \cdot hc$.

CAPÍTULO 10

Estado de esfuerzos en las masas de los suelos

PRESIONES TOTALES, INTERGRANULARES Y NEUTRAS

Las presiones que actúan en las masas de suelos saturados se dividen en dos tipos: *a)* aquellas presiones que se transmiten directamente de grano a grano del suelo, y *b)* las que actúan contra el fluido que llena los poros del mismo. Las primeras son conocidas como *presiones intergranulares* o *presiones efectivas*, y las segundas como *presiones neutras*, *presiones neutrales* o *presiones de poro*. Esta separación de los estados de esfuerzos en las masas de suelos es un aspecto muy importante en la Mecánica de Suelos, pues únicamente las presiones intergranulares producen cambios en el volumen de la masa del suelo.

Para explicar el estado de esfuerzos en el suelo y distinguir con claridad las presiones efectivas de las neutras se hará referencia a la figura 10.1 la cual muestra un recipiente con material sumergido en agua.

Como los niveles de agua en los recipientes *a* y *b* se encuentran a la misma altura, ello significa que no hay flujo. El agua está estática.

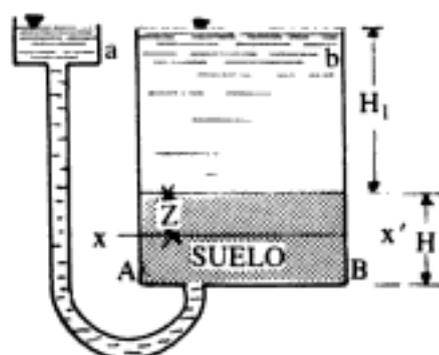


Figura 10.1

Sobre el fondo del recipiente, en el plano AB , la presión vertical vale:

$$p = \gamma_w \cdot H_1 + \gamma_{\text{sat}} H$$

En el plano $x - x'$, a la profundidad z bajo el nivel del suelo saturado, la presión vertical vale:

$$p = \gamma_w H_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot z$$

Como la presión vertical en cualquiera de los dos planos considerados, el $A-B$ o el $x-x'$, depende del peso del suelo y del agua que se encuentra sobre los mismos, quiere decir que es ésta una presión total que está formada por la presión intergranular p y la presión neutra u . Por lo tanto:

$$p = p_i + u$$

o sea que:

$$p_i = p - u$$

Como los poros del suelo están completamente llenos de agua y ésta continúa arriba del suelo hasta una altura H_1 , ello quiere decir que la presión del agua en el plano $A-B$ vale:

$$u = \gamma_w \cdot H_1 + \gamma_w \cdot H$$

y para el plano $x-x'$, vale:

$$u = \gamma_w \cdot H_1 + \gamma_w \cdot z$$

Conociendo la presión total y la neutra en cualquier plano, por ejemplo el del fondo del recipiente, o sea el plano $A-B$, se puede calcular la presión intergranular fácilmente así:

$$\begin{aligned} p_i = p - u &= \gamma_w \cdot H_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot H - (\gamma_w \cdot H_1 + \gamma_w \cdot H) = \gamma_w \cdot H_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot H - \\ &- \gamma_w \cdot H_1 - \gamma_w \cdot H = \gamma_{\text{sat}} \cdot H - \gamma_w \cdot H = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) H \end{aligned}$$

La cantidad $(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$ se conoce como peso volumétrico sumergido, que, como ya se sabe, se expresa como γ' ; por lo tanto:

$$p_i = \gamma' \cdot H$$

Para el plano $x-x'$ la presión intergranular será:

$$\begin{aligned} p_i &= p - u = \gamma_w \cdot H_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot z - (\gamma_w \cdot H_1 + \gamma_w \cdot z) = \\ &= \gamma_w \cdot H_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot z - \gamma_w \cdot H_1 - \gamma_w \cdot z = \\ &= (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)z = \gamma' \cdot z \\ \therefore p_i &= \gamma' \cdot z \end{aligned}$$

Lo que significa que cuando no hay flujo de agua la presión intergranular en un suelo sumergido es igual al peso volumétrico sumergido por la altura de suelo arriba del plano considerado, sin importar en lo absoluto la altura de agua sobre el suelo sumergido.

Ahora bien, si se baja del depósito a , como se muestra en la figura 10.2, se establecerá un flujo descendente que alterará las condiciones antes vistas cuando el agua se encontraba en equilibrio estático.

Analizando la presión total para el fondo $A-B$ del recipiente se tiene:

$$p = \gamma_w \cdot H_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot H$$

y para el plano $x-x'$:

$$p = \gamma_w \cdot H_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot z$$

Comparando estas dos últimas expresiones con las correspondientes a la presión total para los mismos planos, en el caso de agua quieta se advierte que no hay ninguna variación, es decir, la presión total es la misma en los dos casos. A continuación se analizará la presión neutra y se verá qué sucede.

La presión neutra para el plano $A-B$ del fondo en el caso de flujo descendente vale:

$$u = \gamma_w \cdot H_1 + \gamma_w \cdot H - \gamma_w \cdot h$$

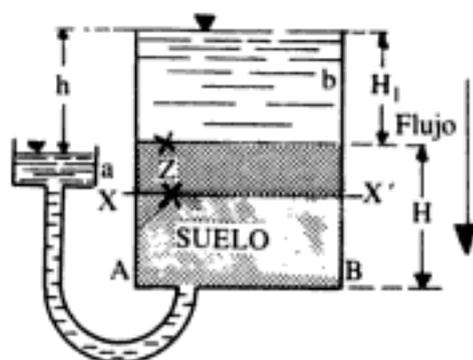


Figura 10.2

Para el plano $x-x'$ la presión neutra en flujo descendente vale:

$$u = \gamma_w \cdot H_1 + \gamma_w \cdot z - \gamma_w \cdot h \cdot \frac{z}{H}$$

Si se comparan ahora estas dos últimas expresiones de la presión de poro con las correspondientes para el caso de agua en equilibrio estático, se puede observar que las correspondientes al flujo descendente presentan una disminución de $(\gamma_w \cdot h)$ y de $(\gamma_w \cdot h \cdot z/H)$ para los planos $A-B$ y $x-x'$, respectivamente.

Si la presión de poro para el fondo $A-B$, por ejemplo, ha disminuido en $(\gamma_w \cdot h)$ y la presión total ha permanecido igual, ¿qué ha sucedido? Ello indica que la cantidad $(\gamma_w \cdot h)$ perdida en la presión neutra ha tenido que ser ganada por la presión intergranular, ya que $p = p_i + u$. Se podría pensar que la pérdida $(\gamma_w \cdot h)$ en la presión de poro en flujo descendente se debe a la velocidad del flujo de agua; sin embargo, para las velocidades encontradas en los depósitos naturales de suelos la carga de velocidad ($v^2/2g$) es despreciable y por lo tanto no es la responsable de la pérdida $(\gamma_w \cdot h)$ en la presión de poro en flujo descendente.

Así pues, en flujo descendente la presión intergranular debe ser incrementada en $(\gamma_w \cdot h)$ o en la proporción creciente $(\gamma_w \cdot h \cdot z/H)$ sobre los correspondientes valores para cuando no haya movimiento del agua. Este aumento en la presión intergranular debida al flujo del agua a través de los poros del suelo se conoce como *presión de filtración*, y es el resultado de la fricción del agua sobre los granos del suelo.

Obsérvese que la pérdida de carga entre la parte superior del material y la profundidad z es $h \cdot z/H$, y como la relación h/H es el gradiente hidráulico i , la expresión correspondiente a la presión intergranular para dicho plano $x-x'$ a la profundidad z es:

$$p_i = \gamma' \cdot z + \gamma_w \cdot \frac{h}{H} \cdot z = \gamma' z + \gamma_w \cdot i \cdot z$$

$$\therefore p_i = \gamma' z + \gamma_w \cdot i \cdot z$$

El último término de la expresión anterior, o sea, $\gamma_w \cdot i \cdot z$, se conoce como presión de filtración.

Si en vez de bajar el recipiente a , como se ha hecho, se levanta dicho recipiente como se muestra en la figura 10.3, es claro que la presión intergranular en el plano $x-x'$ a la profundidad de z será ahora de:

$$p_i = \gamma' z - \gamma_w \cdot i \cdot z$$

O sea que la presión intergranular para flujo ascendente a través del suelo se ha reducido en $\gamma_w \cdot i \cdot z$.

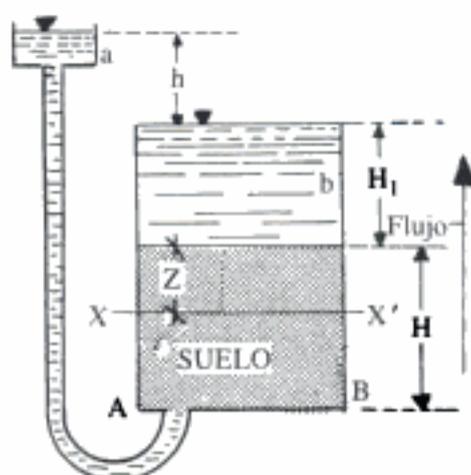


Figura 10.3

Si en la expresión:

$$p_i = \gamma' z - \gamma_w i z$$

el valor de la presión de filtración $\gamma_w i z$ llega a igualar al valor de $\gamma' z$, la p_i se hace cero y se puede, por lo tanto, representar así:

$$\gamma' z = \gamma_w i z$$

$$\gamma' = \gamma_w i$$

$$\therefore i = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

Se puede entonces decir que el gradiente hidráulico para el cual la presión intergranular se hace igual a cero se conoce como *gradiente crítico* i_c , y es igual al peso volumétrico sumergido dividido por el peso volumétrico del agua.

Cuando en un suelo no cohesivo (arena) se hace una excavación bajo el nivel del agua freática, de tal modo que la expresión intergranular sea igual a cero, puede observarse una agitación de los granos del suelo, fenómeno que es conocido como *arena movediza*.

EFECTO DE LA ASCENSIÓN CAPILAR EN LOS ESFUERZOS DEL SUELO

Cuando se presenta la ascensión capilar, debido a la presencia de agua freática en la masa del suelo, como se indica en la figura 10.4, hay que observar que en la zona de saturación por capilaridad la presión intergranular se incrementa debido al efecto negativo ($-\gamma_w h_c$) que la capilaridad produce en la presión de poro. En

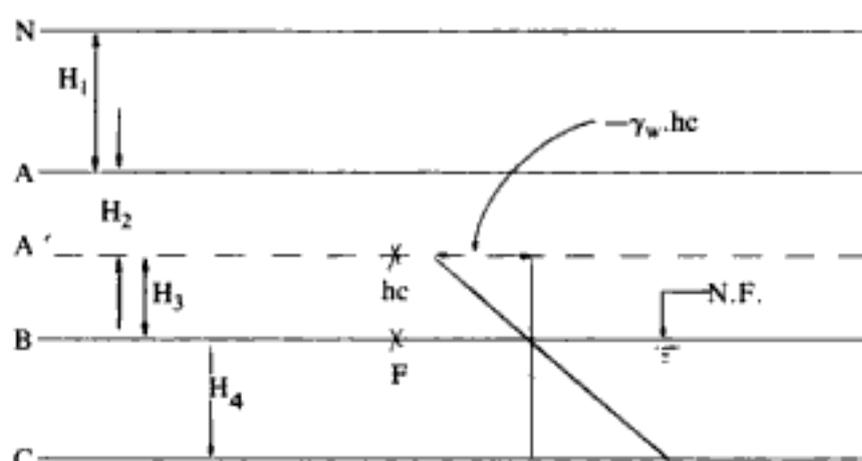


Figura 10.4

este caso las presiones totales de poro e intergranulares en los planos A , A' , B y C serán:

$$\begin{aligned} \text{Para el plano } A: \quad p &= \gamma_n \cdot H_1 \\ u &= 0 \\ p_i &= p - u = \gamma_n \cdot H_1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Para el plano } A': \quad p &= \gamma_n \cdot H_1 + \gamma_n \cdot H_2 \\ u &= -\gamma_w \cdot hc \\ p_i &= \gamma_n \cdot H_1 + \gamma_n \cdot H_2 - (-\gamma_w \cdot hc) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Para el plano } B: \quad p &= \gamma_n \cdot H_1 + \gamma_n \cdot H_2 + \gamma_{\text{sat}} \cdot hc \\ u &= 0 \\ p_i &= p - 0 = p \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Para el plano } C: \quad p &= \gamma_n \cdot H_1 + \gamma_n \cdot H_2 + \gamma_{\text{sat}} \cdot hc + \gamma_{\text{sat}} \cdot H_4 \\ u &= \gamma_w \cdot H_4 \\ p_i &= p - u \end{aligned}$$

La presión de poro es positiva bajo el nivel del agua freática, es cero en el nivel freático y negativa en la zona de saturación por capilaridad. No existe presión de poro en un suelo de tres fases (agua, vacíos y pétreos).

CAPÍTULO 11

Esfuerzo de corte en los suelos

RESISTENCIA DE LOS SUELOS AL ESFUERZO DE CORTE

Dentro de ciertos límites, los suelos se comportan bajo la acción de las cargas como los materiales elásticos, aunque en algunos casos se producen deformaciones mayores que las normales, teniéndose que recurrir entonces a cálculos que tengan en cuenta la plasticidad del suelo.

Una muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte tiende a producir un desplazamiento de las partículas entre sí o de una parte de la masa del suelo con respecto al resto del mismo.

En el primer caso (figura 11.1a) se dice que hay un disgregamiento de las partículas. En el segundo caso (figura 11.1b) se dice que la masa se desliza a lo largo de ciertas líneas de rotura, o si la masa de suelo es plástica se produce lo que se denomina fluencia plástica (figura 11.1c). Estos movimientos dentro de la masa de suelo tienden a ser contrarrestados por la llamada *resistencia al corte del suelo*.

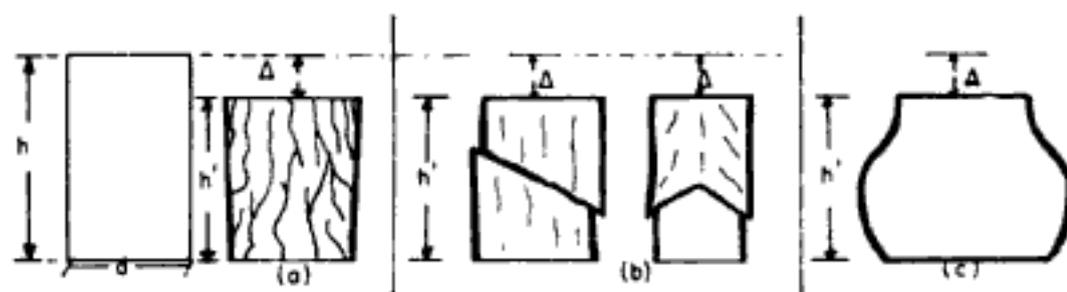


Figura 11.1a

Figura 11.1b

Figura 11.1c

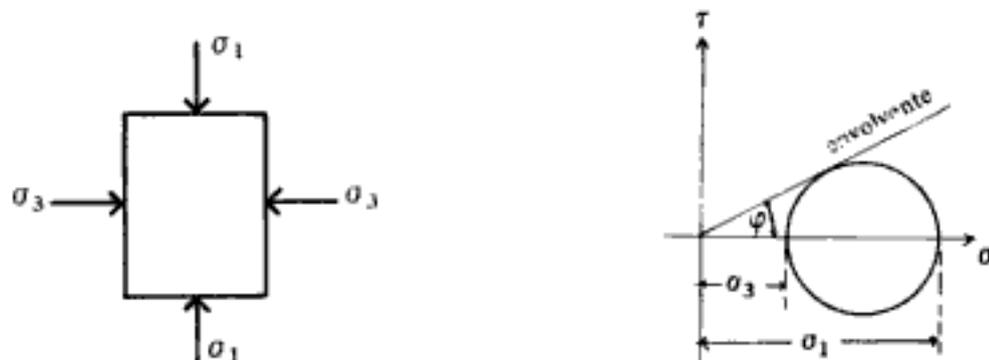


Figura 11.2

Se acepta que la resistencia al corte τ de un suelo viene dada por la ecuación de Coulomb:

$$\tau = c + P_i \cdot (\tan \varphi)$$

en la que:

τ = Resistencia al corte del suelo, en kg/cm^2 .

c = Cohesión del suelo, en kg/cm^2 .

p_i = Presión intergranular, en kg/cm^2 .

φ = Ángulo de fricción interna del suelo, el cual se supone que es constante.

En general, los suelos poseen al mismo tiempo cohesión y fricción interna; sin embargo, existen dos casos límites:

- a) Las arenas lavadas y secas que no poseen cohesión, en las que la carga de ruptura se produce para un valor de:

$$\tau = p_i \tan \varphi$$

pasando por el origen la envolvente del círculo de Mohr, como se puede ver en la figura 11.2.

- b) Las arcillas blandas, las que se comportan como si φ fuese igual a cero, resultando la carga de ruptura constante e igual a la cohesión del suelo, como se indica en la figura 11.3; por lo tanto:

$$\tau = c$$

σ_1 y σ_3 son esfuerzos principales y q_u es el esfuerzo unitario de ruptura a compresión no confinada.

La *cohesión* se puede definir como la adherencia entre las partículas del suelo debida a la atracción entre ellas en virtud de las fuerzas moleculares.

$$\tau = c$$

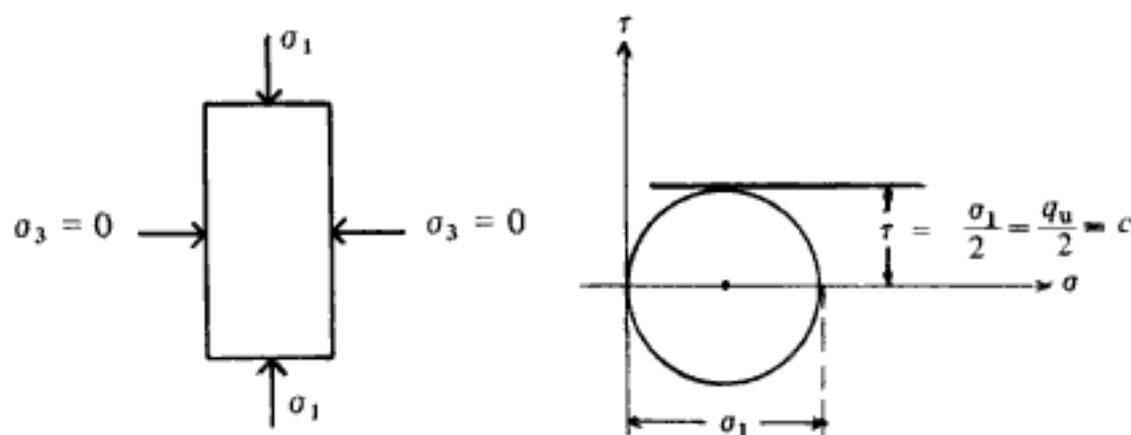


Figura 11.3

El *ángulo de fricción interna* es un valor *de convenio* introducido para simplificar, y se le considera constante aunque no lo es. El ángulo de fricción interna depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal.

DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO DE CORTE

La cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna, componentes del esfuerzo de corte del mismo, pueden obtenerse de diferentes maneras, y entre ellas figuran: *a)* por medio del aparato de corte directo ideado por Arthur Casagrande, y *b)* por la prueba de compresión triaxial. En el caso de las arcillas, la determinación del esfuerzo de corte de las mismas puede determinarse, además, con la prueba de compresión axial no confinada o con la prueba de la veleta.

Prueba de corte directo

El aparato empleado en esta prueba es el ideado por Casagrande y puede observarse en la figura 11.4.

La muestra inalterada se coloca en su interior y se somete a un esfuerzo tangencial τ y a una carga P . Haciendo variar las cargas P , se van observando los correspondientes esfuerzos de ruptura τ y con esos valores se traza la envolvente de los círculos de Mohr que dará a conocer el valor de c , ordenada en el origen, y el ángulo φ de inclinación de la línea (ver figura 11.5).

Es necesario aclarar aquí que en el campo de la aplicación legítima de los ensayos de corte éstos se encuentran actualmente limitados a los suelos limosos con características intermedias entre la arena y la arcilla.

En arena los ensayos de corte muy raramente se justifican, ya que el límite inferior del ángulo de fricción interna es igual al ángulo de reposo de la misma, que puede ser obtenido sin ensayos, y la influencia que la compacidad relativa ejerce sobre el valor de φ puede estimarse.

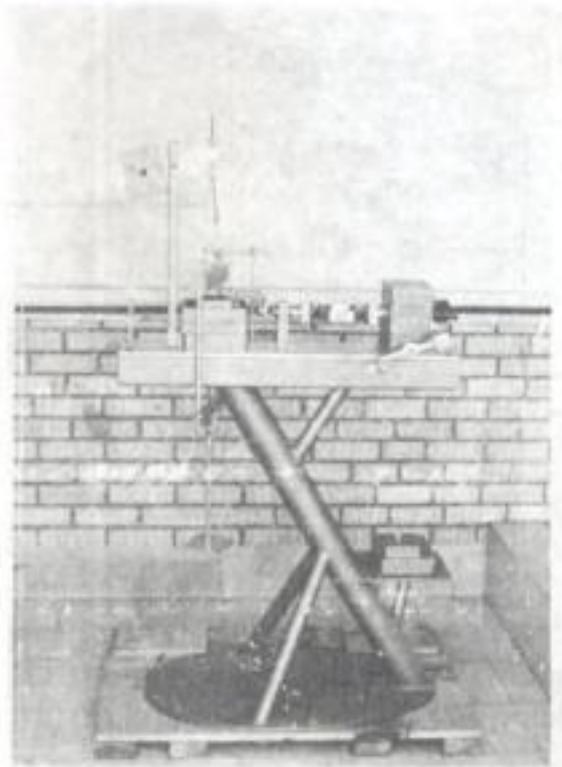


Figura 11.4

El valor de φ para una arena dada *en estado muy compacto* y bajo presiones normales de 2 kg/cm^2 es de 5 a 10 grados mayor que su ángulo de reposo, según Terzaghi. También Terzaghi indica que el ángulo de fricción interna de una arena completamente sumergida es de uno a dos grados menor que el valor de φ para la misma arena a igual compactación, pero en un estado completamente seco. La relación entre el ángulo de fricción interna de un suelo granular y la compactación relativa del mismo es expresada por Meyerhof por medio de las siguientes expresiones:

- a) Para suelos granulares con más de 5% de arena fina y limo:

$$\varphi = 25 + 0.15 Cr$$

expresando Cr en porcentaje.

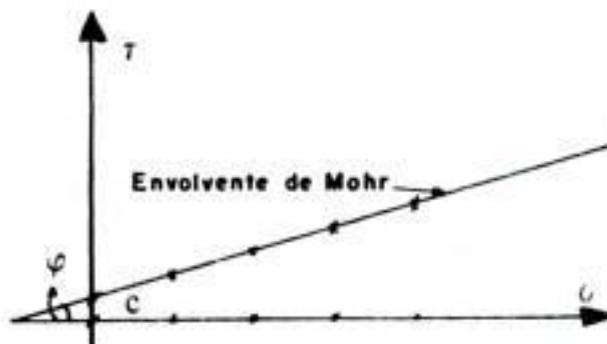


Figura 11.5

- b) Para suelos granulares con menos de 5% de arena fina y limo:

$$\varphi = 30 + 0.15 Cr$$

expresando Cr en porcentaje.

Prueba de compresión triaxial

El estudio de la línea de resistencia intrínseca, o envolvente de Mohr, de los suelos puede llevarse a cabo por medio de la prueba de compresión triaxial.

La prueba de compresión triaxial se realiza envolviendo en una membrana impermeable un espécimen cilíndrico del suelo que se desea probar, cuyas bases quedan en contacto con cabezas sólidas provistas de piedras porosas que sirven de filtro; los filtros están conectados a tubos delgados provistos de válvulas que permiten gobernar la salida o entrada del agua al espécimen. Dichos tubos de drenaje están conectados a una bureta graduada mediante la cual se puede conocer el volumen de agua expulsado o absorbido por el suelo. La unión entre la membrana y las cabezas se ata con banda de hule para garantizar un sello hermético. Todo el conjunto queda encerrado en una cámara que se conecta a un tanque de agua a presión. La tapa superior de la cámara es atravesada por un vástago delgado que pasa por un depósito de grasa a presión, el que evita las fugas de agua a lo largo de la pared del vástago y reduce a un mínimo de fricción de ésta contra la tapa.

La prueba de compresión triaxial puede ejecutarse de diferentes maneras:

- a) *Prueba rápida o sin drenaje.* En este caso se aplica una presión de agua a la cámara que se transmite hidrostáticamente al espécimen, actuando sobre la membrana y las cabezas. Las válvulas de drenaje se cierran antes de aplicar la presión al agua, y permaneciendo cerradas se comienza a cargar axialmente la muestra de suelo desde el exterior de la cámara, aplicando al vástago una carga creciente hasta alcanzar la falla, que generalmente se presenta a lo largo de un plano inclinado. Un micrómetro marca las deformaciones longitudinales del espécimen.
- b) *Prueba rápida-consolidada.* En este tipo de prueba se aplica la presión al agua de la cámara y se abren las válvulas de drenaje del espécimen permitiendo que la presión de los fluidos de los poros, producida por el incremento de presión aplicada al espécimen, se disipe completamente, es decir, se permite la consolidación total de la probeta de suelo bajo la presión aplicada exteriormente. La observación de las deformaciones longitudinales mediante el micrómetro y del volumen de agua expulsada que se registra en la bureta graduada a través del tiempo (ver figura 11.6) suministran datos para trazar la curva de consolidación correspondiente e identificar el tiempo en el que se ha logrado la totalidad de la

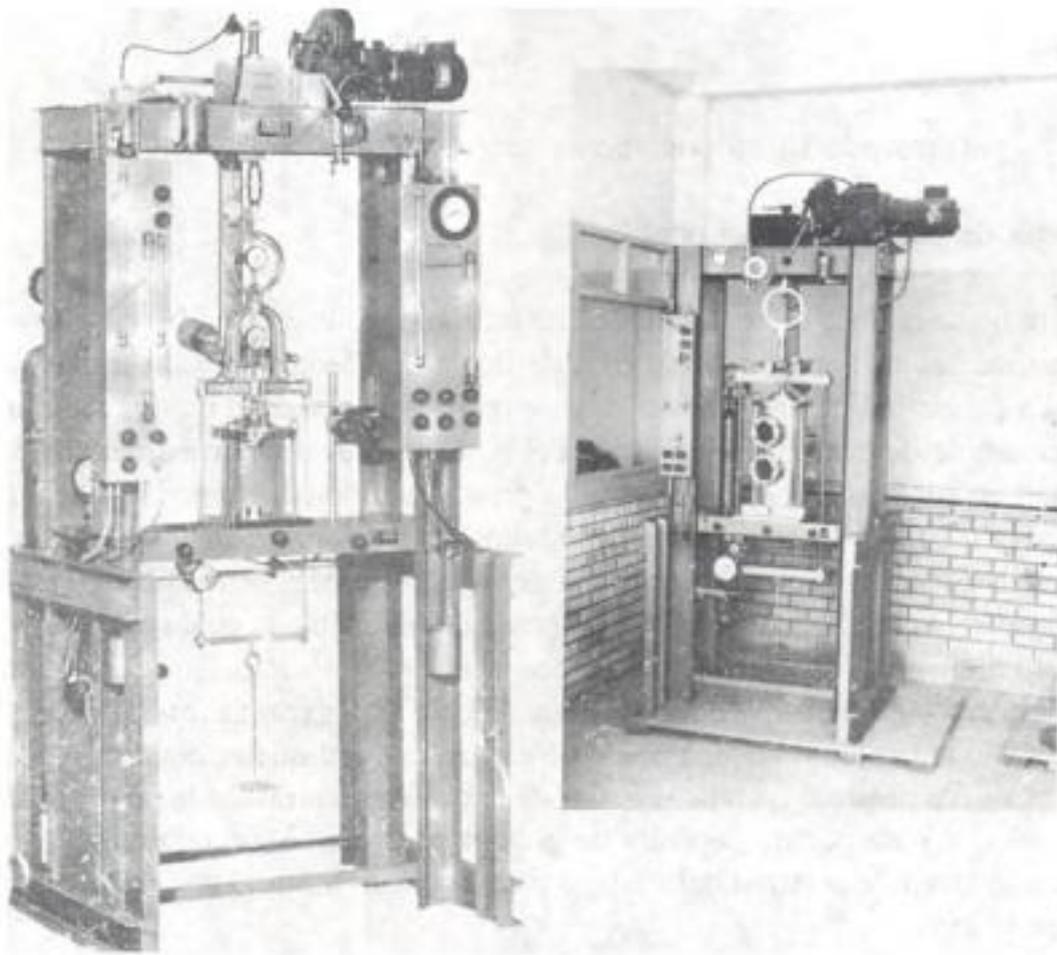


Figura 11.6

consolidación primaria, que se tratará más adelante en el capítulo correspondiente.

Una vez alcanzado el 100% de consolidación primaria se procede a cerrar las válvulas de drenaje y a incrementar el esfuerzo axial, aplicando carga al vástago hasta hacer fallar la probeta.

Mientras que en la prueba rápida o sin drenaje el contenido de agua del espécimen de suelo permanece constante, en la rápida consolidada cambia dicho contenido de agua porque se permite la salida de los fluidos (agua y gases) durante el proceso de consolidación bajo la presión lateral.

- c) *Prueba lenta.* De igual manera que en la prueba anterior, en la prueba triaxial lenta se permite la consolidación completa del suelo bajo la presión de la cámara, pero las válvulas de drenaje no se cierran al aplicar la carga axial sobre el vástago. Además, la aplicación de la mencionada carga axial se hace en incrementos pequeños colocados a intervalos de tiempo suficientemente largos para garantizar que la presión de poro generada por el incremento anterior se disipe de manera completa antes

de aplicar el siguiente. En estas condiciones puede decirse prácticamente que los esfuerzos aplicados exteriormente a la probeta son siempre esfuerzos efectivos o intergranulares, ya que la presión de poro puede considerarse nula durante todo el proceso.

- d) *Prueba gigante.* En esta prueba triaxial se emplean especímenes de 15 cm de diámetro y una relación de esbeltez de 2.5 a 3. Esta prueba tiene por objeto ensayar agregados gruesos como gravas, arenas o mezclas de ellos; el procedimiento de prueba es igual a los ya explicados.

Representación gráfica de los resultados de las pruebas triaxiales

Considerando al suelo como homogéneo e isótropo y despreciando los efectos de la restricción impuesta al espécimen por las cabezas sólidas, el estado de esfuerzos de un elemento cualquiera del interior del espécimen puede representarse mediante el círculo de Mohr para el caso de esfuerzo plano, como se muestra en la figura 11.7a, en la que el esfuerzo principal menor (σ_3) es igual a la presión de la cámara, y σ_1 (esfuerzo axial) igual a la presión de la cámara más el incremento de esfuerzo axial debido a la carga aplicada al vástago.

Si para un mismo material se ejecutan varias pruebas de compresión triaxial del mismo tipo, empleando en cada una de las pruebas un valor diferente de σ_3 , se requerirá en cada caso un valor de σ_1 para alcanzar la falla. Trazando un círculo de esfuerzos en cada valor de σ_3 y el correspondiente de σ_1 que produjo la falla, se obtiene una serie de círculos como los que muestra la figura 11.7b, que representan el estado de esfuerzo de diversos especímenes probados en el momento de la falla. La envolvente de tales círculos recibe el nombre de *línea de resistencia intrínseca* o *envolvente de Mohr*.

La forma de la envolvente de falla varía con el material, según éste sea granular, cohesivo o intermedio. Para un mismo suelo depende de su relación de vacíos, grado de saturación y tipo de prueba. Con la envolvente se determinan la cohesión y el ángulo de fricción interna (fig. 11.7b).

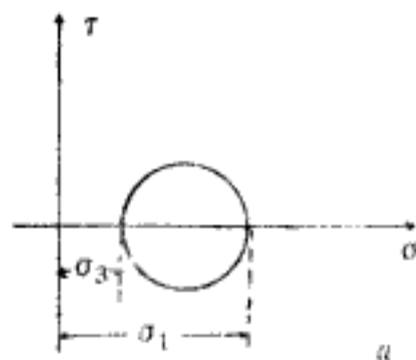


Figura 11.7a

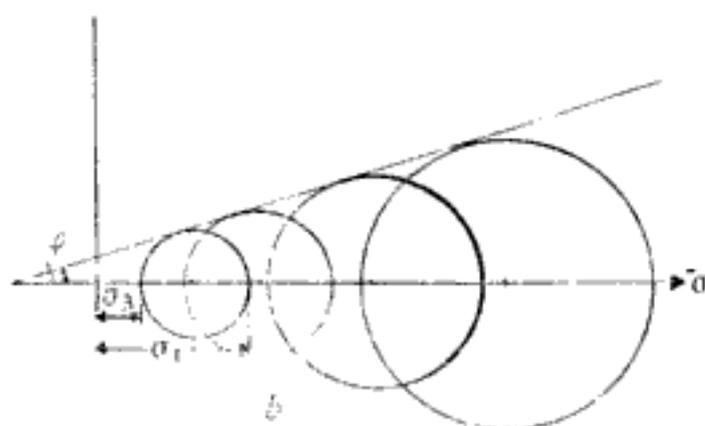


Figura 11.7b

En virtud de que casi para cualquier suelo es posible obtener una gran variedad de envolventes de Mohr, dependiendo de las condiciones en que se desarrollen las pruebas, se crea la necesidad de establecer un criterio para decidir sobre el tipo de prueba que se empleará en un problema práctico y las condiciones en que deban de prepararse los especímenes.

Como la finalidad primordial de todos los ensayos es obtener datos que sean representativos de las características mecánicas de los suelos en cada caso particular, es indispensable que las determinaciones de resistencia de los suelos al esfuerzo cortante reproduzcan en laboratorio las condiciones de relación de vacíos, grado de saturación, grado de consolidación, estado de esfuerzo y rapidez de aplicación de las cargas.

Por ejemplo, considérese el caso de la determinación de la estabilidad de un talud formado por material permeable. Si el talud no está expuesto a saturación y se conserva seco, el análisis deberá basarse en los resultados de una prueba triaxial rápida o sin drenaje, efectuada en especímenes secos cuya relación de vacío sea igual a la del material del talud. Por el contrario, si la saturación del material durante la época de lluvias es inevitable, los especímenes deberán estar saturados y la prueba será del tipo rápida-consolidada.

PRUEBA DE COMPRESIÓN AXIAL NO CONFINADA

La determinación de la resistencia al corte de las arcillas puede basarse en los resultados de la prueba de compresión simple o prueba de compresión axial no confinada mientras no se demuestre que el método elástico para resolver problemas de estabilidad de estratos naturales de arcilla sea más práctico y más exacto que el método plástico. Las muestras para el ensaye se obtienen por medio de tubos de pared delgada (ver figura 11.8).

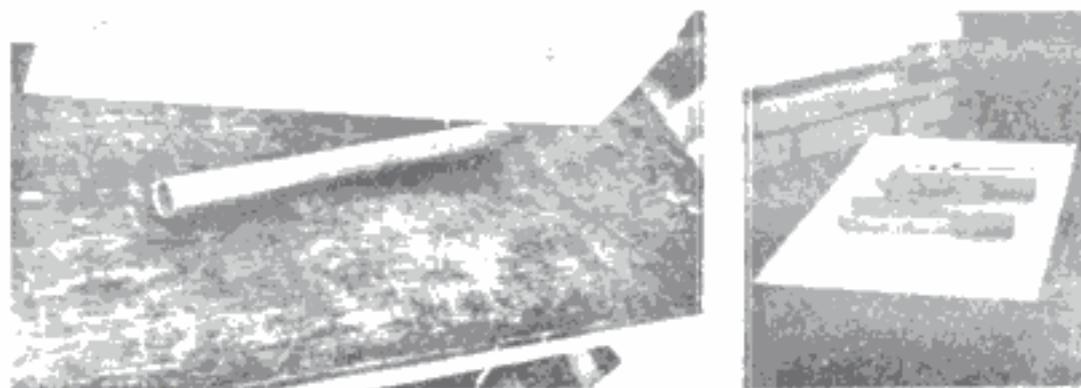


Figura 11.8

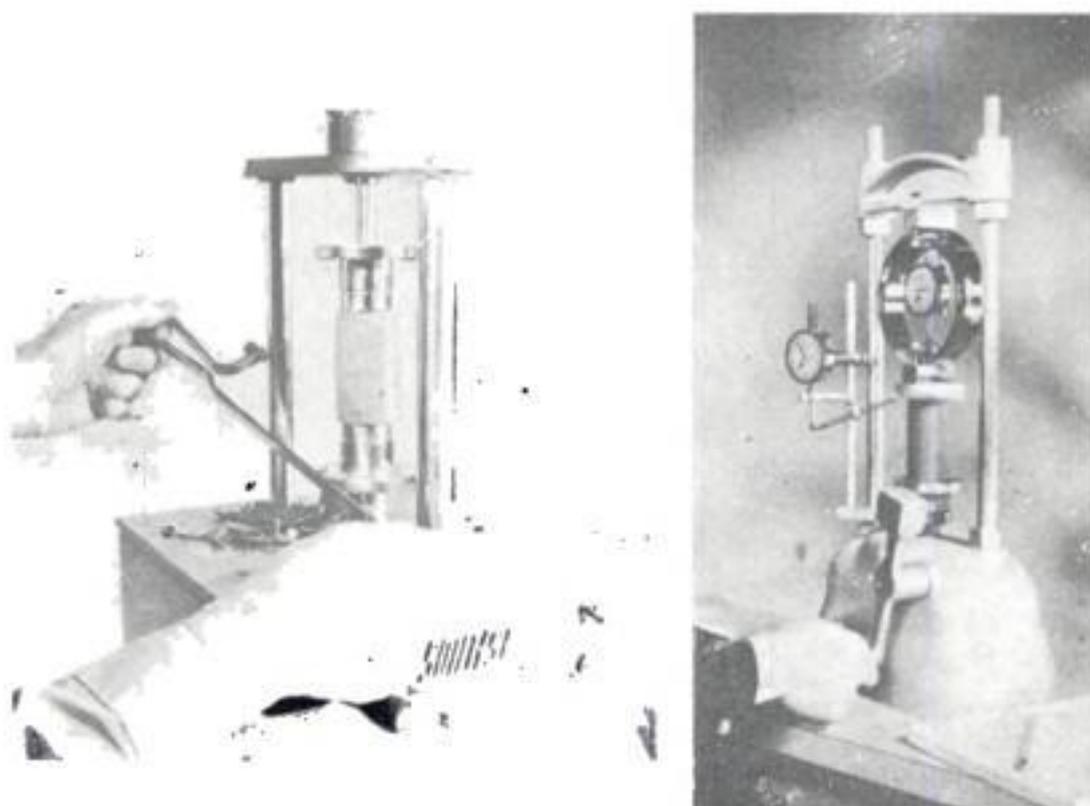


Figura 11.9

Las muestras se llevan al laboratorio, son extraídas del tubo muestreador y se preparan para las pruebas de la siguiente manera (ver figura 11.9):

1. Los extremos del espécimen son recortados cuidadosamente con una sierra de alambre fino o con un cuchillo, dejando al espécimen con una relación altura-diámetro de 2 a 3.
2. El espécimen se coloca en la máquina de compresión simple y se centra en el plato inferior. Un brazo de extensión permite la lectura del micrómetro indicador de la deformación vertical.
3. Se aplica carga a una velocidad tal que haga comprimir al espécimen a razón de 0.5 a 1.0% de su altura por minuto. La carga queda indicada de manera automática en el micrómetro del anillo de prueba.
4. El punto de falla se detecta fácilmente cuando el micrómetro del anillo de prueba baja de velocidad, se para, titubea y baja mientras que está aún aplicándosele carga. Cuando el suelo es una arcilla muy blanda y no se rompe durante la prueba sino que se deforma, entonces se considera como carga de ruptura la que corresponda a una disminución de altura del espécimen de un 20% de su altura inicial.
5. Se obtiene la carga P de ruptura leída en el micrómetro, haciendo uso de la curva de calibración que cada aparato trae consigo.

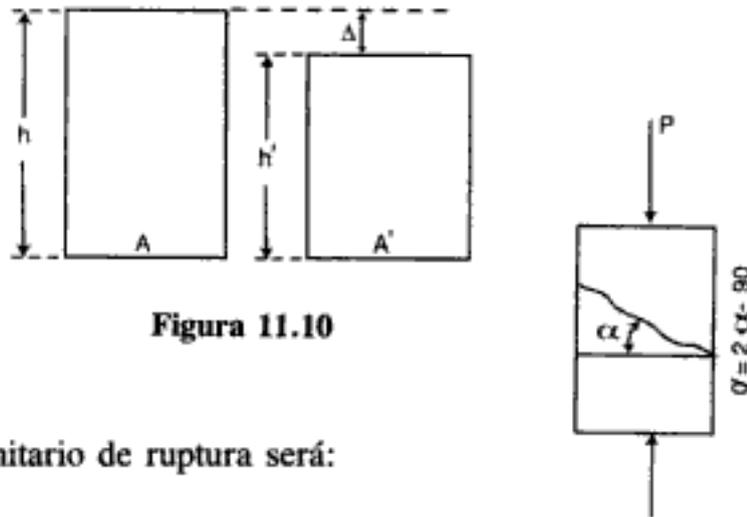


Figura 11.10

6. El esfuerzo unitario de ruptura será:

$$q_u = \sigma = \frac{P}{A'} = \frac{\text{carga}}{\text{área corregida}} = 2c$$

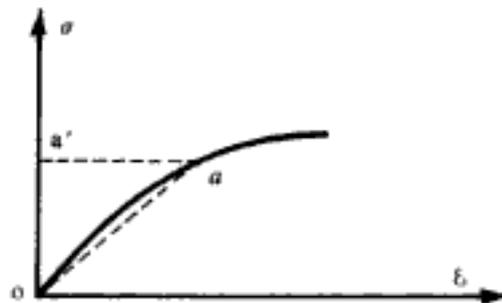
El área corregida será igual al área inicial A de la muestra dividida entre uno menos la deformación unitaria, como se muestra en la figura 11.10:

$$A \cdot h = A' \cdot h' = A' \cdot (h - \Delta) = A' (h - \varepsilon h) = A' h (1 - \varepsilon)$$

de donde:

$$A' = \frac{A}{1 - \varepsilon}$$

Con los datos de la prueba se construye una gráfica de esfuerzos-deformaciones unitarias, de la cual se puede obtener el módulo de elasticidad aproximado del suelo, tomándolo como la pendiente de la línea oa (módulo secante), si oa' es el rango de esfuerzos en el cual se tiene interés



El valor de q_u , que es la resistencia a ruptura en la prueba de compresión axial no confinada, se puede obtener en forma aproximada por medio del penetrómetro de bolsillo, que funciona de la manera a continuación descrita:

- Bájese el anillo rojo hasta el fondo del penetrómetro, o sea hasta la escala más baja del mismo (ver figura 11.11a).



Figura 11.11a



Figura 11.11b



Figura 11.11c

- b) Tómesese la muestra y el penetrómetro como lo muestra la figura 11.11b y empuje el pistón con presión firme dentro del suelo hasta la marca indicada por medio de una ranura alrededor del pistón.
- c) Léase el esfuerzo de ruptura a compresión axial no confinada directamente en kg/cm^2 en la parte baja del anillo rojo (ver figura 11.11c), siguiendo el orden de crecimiento de la escala.

PRUEBA DE LA VELETA

La veleta es un dispositivo que sirve para medir la resistencia al corte de los suelos eminentemente cohesivos y suaves sin tener que extraer muestras inalteradas de los mismos; es decir, es un aparato que mide el corte de los suelos directamente en el lugar. El aparato consiste de dos placas metálicas cruzadas que forman cuatro aletas de forma rectangular, las cuales se hincan en el suelo hasta que la parte superior de las espas queden lo suficientemente enterradas en el suelo que va a ensayarse. Esto se hace por medio de un vástago que sujeta dichas aletas y sobre el cual se aplica un par de fuerzas que se miden por medio de un dinamómetro en el maneral (ver figura 11.12).

La resistencia al corte del material cohesivo y suave se obtiene por medio de la fórmula.

$$\tau = \frac{P}{\pi d^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{d}{6} \right)}$$

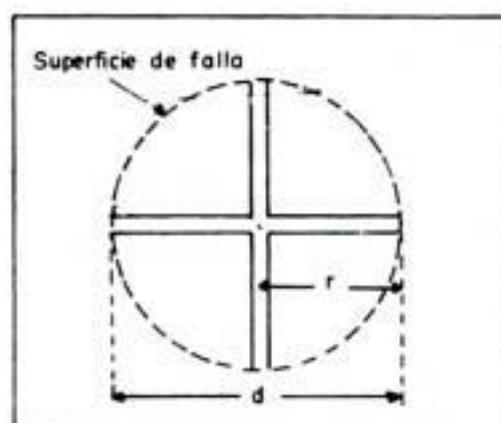


Figura 11.12

en la que:

τ = Resistencia máxima al corte de la arcilla en kg/cm^2 , y que es igual a la cohesión c de la arcilla, igual a $q_u/2$.

P = Par o momento aplicado en el maneral, en kg-cm . Es un momento o par de ruptura aplicado.

H = Altura de las placas rectangulares de la veleta, en centímetros.

d = Anchura de las placas, en centímetros.

La fórmula anterior se obtiene de la consideración de que el momento que se desarrolla en el área lateral de ruptura dada por el giro de las placas es:

$$M_L = (\pi d \cdot H \cdot S) \frac{d}{2}$$

y que el momento generado en cada una de las bases de giro de las paletas (base inferior y base superior) vale:

$$M_B = \left(\frac{\pi d^2}{4} \cdot S \right) \frac{2}{3} \cdot \frac{d}{2}$$

En la obtención de este momento M_B se ha despreciado el efecto del vástago y se ha considerado un elemento resistente en forma de sector circular, pues se ha tomado como brazo de palanca de la fuerza resistente la cantidad de "2/3 de $d/2$ ".

En el momento de la falla el momento resistente será igual al momento aplicado; por lo tanto, estando la veleta totalmente enterrada:

$$M_{\text{máx}} = P = M_L + 2 M_B = \frac{\pi d^2}{2} \cdot H \cdot S + 2 \left(\frac{\pi d^2}{4} \cdot S \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{d}{2} \right),$$

de donde:

$$\tau = \frac{P}{\pi d^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{d}{6} \right)}$$

Se puede observar que en la fórmula anterior el denominador es una constante del aparato que puede determinarse de una sola vez para la veleta que se tenga. Generalmente se hace que la altura H de las paletas sea igual al doble de la anchura d de las mismas.

La resistencia al corte τ de las arcillas suaves también puede obtenerse mediante la pequeña y manual veleta que se muestra en la figura 11.13. El valor del corte se lee directamente en el dispositivo, en kg/cm^2 .

PRUEBA DE PENETRACIÓN NORMAL (S. P. T. - ASTM D1586)

Esta prueba fue desarrollada y adoptada por la "Raymond Concrete Pile Company" en sus trabajos de exploración de suelos. Posteriormente (1958) la prueba



Figura 11.13

fue adoptada por la "American Society for Testing and Materials" (A.S.T.M.). Esta prueba consiste en contar el número de golpes N necesarios para hincar 30 cm dentro del suelo un sacamuestras normalizado. El hincado del muestreador se hace dejando caer un peso de 63.5 kg desde una altura de 76.2 cm (ver figura 11.14). Para ejecutar la prueba se limpia primero la parte donde se va a hincar el muestreador, luego se ajusta cuidadosamente el muestreador al suelo y a la barra-guía del peso y se comienza a golpear la cabeza de la barra para que el sacamuestras penetre 15 cm en el suelo. A partir de este instante se cuenta el número de golpes N necesarios para que el sacamuestras penetre 30 cm más. Hecho esto se saca el muestreador y se extrae para su examen el material recogido en su interior.

En la tabla 11.1 se muestran las relaciones aproximadas entre el número N de la prueba de penetración normal, la resistencia a compresión axial no confinada, la consistencia de las arcillas, la compacidad relativa de los suelos granulares y el ángulo de fricción interna de éstos.

Si las gravas, arenas o mezclas de ellas contienen menos de 5% de arena fina o limo, aumentese en 5° los valores del ángulo de fricción interna dados en la tabla 11.2.

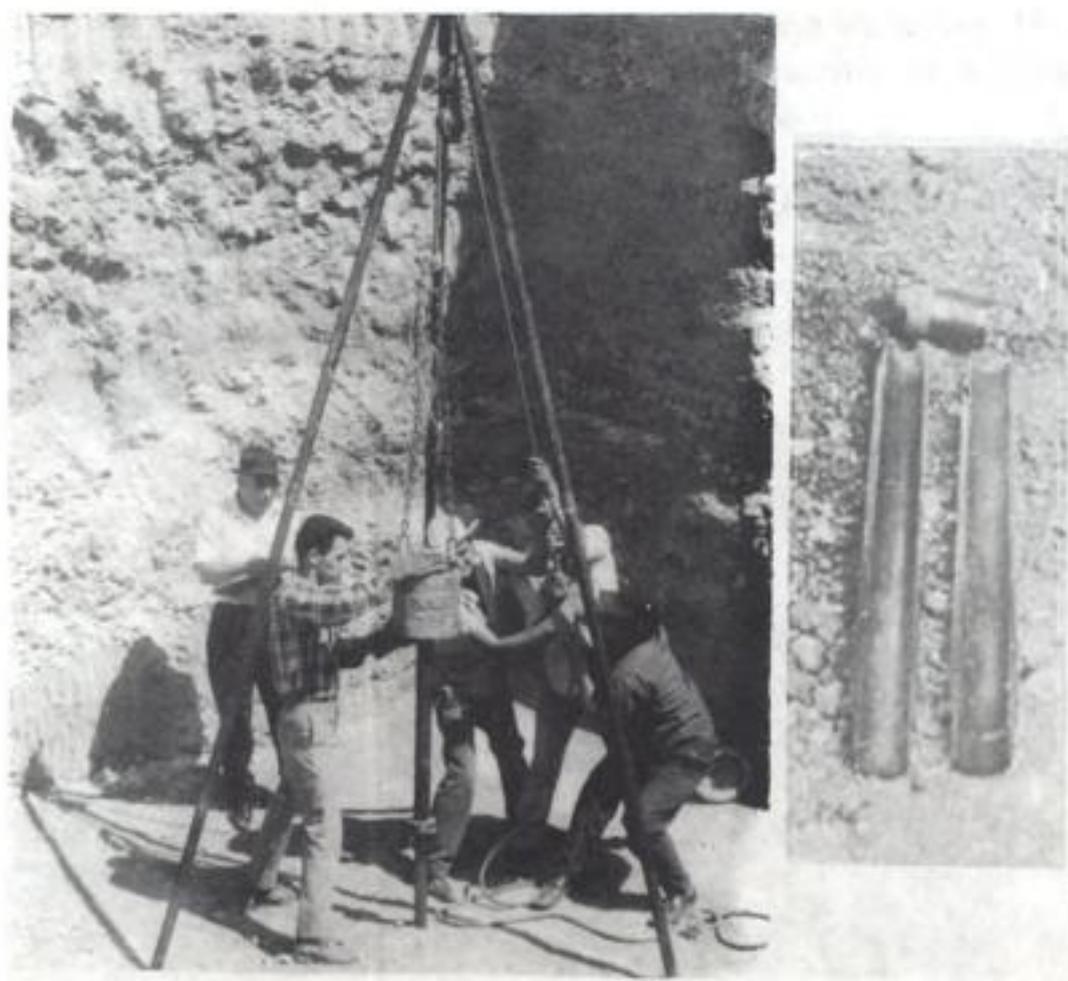


Figura 11.14

Tabla 11.1

N	En arcillas		ϕ Ángulo de fricción interna	E kg/cm ²
	q_u , kg/cm ²	Descripción		
< 2	< 0.25	Muy blanda	0°	3
2—4	0.25—0.50	Blanda	0—2	30
4—8	0.50—1.00	Media	2—4	45—90
8—15	1.00—2.00	Compacta	4—6	90—200
15—30	2.00—4.00	Muy compacta	6—12	> 200
> 30	> 4.00	Dura	> 14	

Nota: q_u = esfuerzo de ruptura en la prueba de compresión axial no confinada.

Tabla 11.2

N_{corr}	En arenas		ϕ Ángulo de fricción interna	E kg/cm ²
	Descripción	Compacidad relativa		
0—4	Muy floja	0—15 %	28°	100
5—10	Floja	16—35 %	28—30	100—250
11—30	Media	36—65 %	30—36	250—500
31—50	Densa	66—85 %	36—41	500—1000
> 50	Muy densa	86—100 %	> 41	> 1000

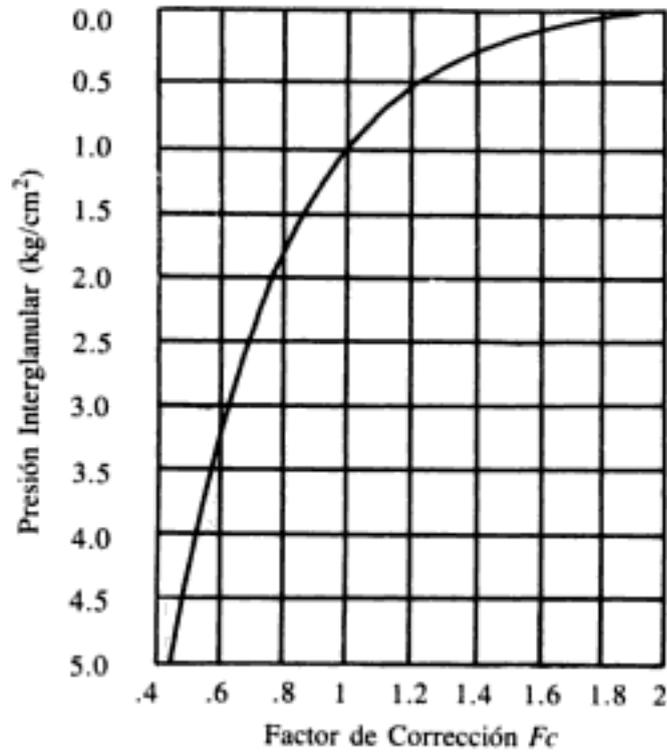
Los valores "N" de la prueba de penetración normal de campo, en los materiales no cohesivos, se deben multiplicar por el factor:

$$F_c = 0.77 \log_{10} \left(\frac{20}{P_i} \right), \text{ entrando "P}_i\text{" en kg/cm}^2. \text{ La fórmula no es válida para } P_i <$$

a 0.25 kg/cm². En los materiales cohesivos el "N" no se corrige.

Cuando no se cuenta con pruebas de laboratorio que sirvan para determinar la cohesión y el ángulo de fricción interna de los suelos, se podría emplear los valores siguientes (aproximados): el limo un $\phi = 20^\circ$; la arena húmeda presenta un ϕ de 10 a 15°; si la arena está seca su ϕ es de 30 a 34°; la grava y la arena cementadas presentan, húmedas, un ϕ de 34°, con una cohesión de 0.25 kg/cm².

Correcciones de N por Profundidad
Relación P_i & F_c



$$N_{\text{corr}} = N_{\text{campo}} \times F_c$$

Figura 11.15

Relación N_{corr} & ϕ (en arenas)

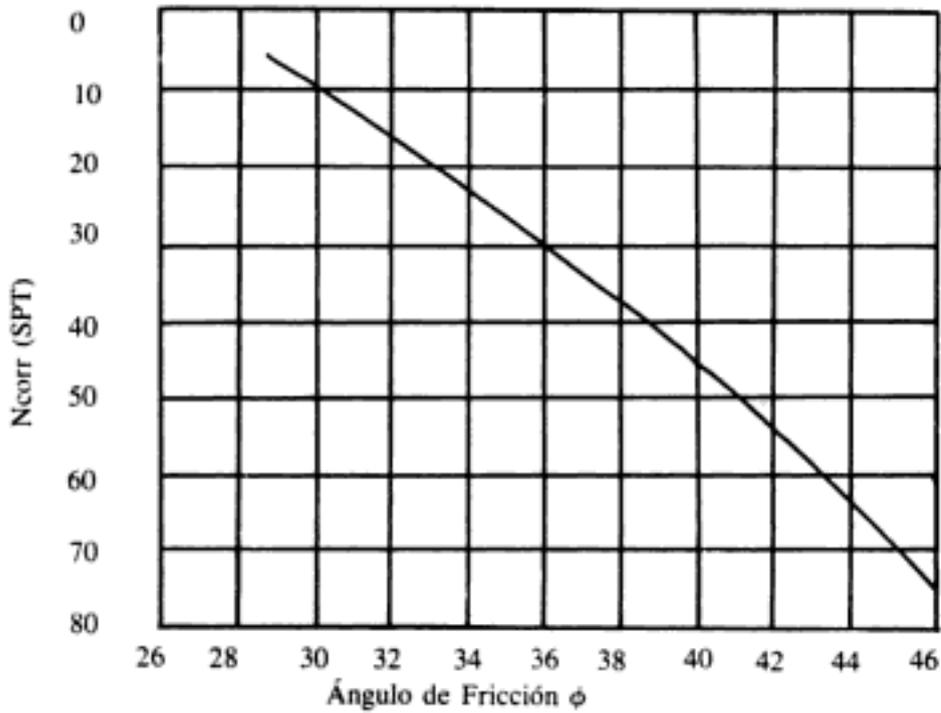


Figura 11.16

Tabla 11.3 Taludes de reposo aproximados en los suelos

	<i>No sumergido</i>	<i>Sumergido</i>
Arena limpia	1 : 1.5	1 : 2
Arena y arcilla	1 : 1.33	1 : 3
Arcilla seca	1 : 1.75	1 : 3.5
Gravas limpias	1 : 1.33	1 : 2
Gravas y arcillas	1 : 1.33	1 : 3
Gravas, arenas y arcillas	1 : 1.5	1 : 3
Rocas duras	1 : 1	1 : 1

Tabla 11.4 Pesos volumétricos, aproximados, en suelos naturales

Suelos húmedos	1,760 kg/m ³
Arcillas medias o duras	1,920 kg/m ³
Tierras saturadas	2,100 kg/m ³
Tierras sumergidas	1,100 kg/m ³
Arcillas suaves	1,600 kg/m ³

Tabla 11.5 Pesos volumétricos, aproximados, secos máximos

<i>Tipo de suelo</i>	<i>Bien graduado</i>	<i>Mal graduado</i>
Arenas con limos	1,920 kg/m ³	1,680 kg/m ³
Arenas con arcillas	1,920 kg/m ³	1,680 kg/m ³
Arenas	1,920 kg/m ³	1,760 kg/m ³
Gravas	2,080 kg/m ³	1,840 kg/m ³
Limos inorgánicos		1,600 kg/m ³
Limos orgánicos		1,350 kg/m ³

VALORES APROXIMADOS QUE PUEDEN SER DE UTILIDAD PRÁCTICA EN ESTUDIOS PRELIMINARES

Humedad óptima = $\omega_0 \cong L.P. - 1.5\%$

Índice plástico $I.P. = 0.838LI. - 14.2$ según Black (1962)

Módulo de elasticidad dinámico $\cong E$ (estático) $\times 14$

Módulo de elasticidad estático $\cong 8 CBR$

Tabla 11.6 Relación entre el valor de N de la prueba de penetración normal y la resistencia a la penetración (q_c) del cono holandés.

Tipo de suelo	$\frac{q_c}{N}$ (kg/cm ²)	$\frac{q_c}{N}$ (ton/pie ²)
Arena y limo	1.5 a 3.5	1.5 a 3.5
Arena fina a media	3.5 a 5.0	3.5 a 5.0
Arena gruesa	5.0 a 7.5	5.0 a 7.5
Grava	7.5 a 15.0	7.5 a 15.0

Profundidad de desplante de la cimentación

$$D_f = \frac{[(0.83 - 0.017 IP) IP] - 4}{\gamma_s} D_f \text{ en metros; } IP \text{ en } \% \text{ y } \gamma_s \text{ en Tm / m}^3$$

Capacidad de Carga Admisible en arcillas $\cong 1.33 N \text{ Tm/m}^2$.

Peso Vol. Seco Máx. Normal $\cong (94 + 0.15 L.L.) 16.0184 \text{ kg/m}^3$.

Tabla 11.7 Probable expansión, basado en una presión vertical de 0.07 kg/cm² (1.0 p.s.i.), como porcentaje total de cambio de volumen

Contenido coloidal % < 0.001 mm	Límite líquido (%)	Límite de contracción (%)	Índice plástico (%)	Expansión (%)	Expansibilidad
< 28	> 70	< 11	> 35	730	Muy alta
20 — 31	51 — 70	7 — 12	25 — 41	20 — 30	Alta
13 — 23	36 — 50	10 — 16	15 — 28	10 — 20	Media
< 15	20 — 35	> 15	< 18	< 10	Baja

Tabla 11.8 Datos aproximados

<i>Suelo</i>	D_{10} (mm)	C_u	$e_{n\acute{a}x}$	$e_{m\acute{i}n}$
Arcilla inorgánica	0.001	—	2.4	0.5
Arcilla orgánica	—	—	4.4	0.7
Limo orgánico	—	—	3.0	0.55
Arcilla limosa o arcilla arenosa	0.003	10 a 30	1.8	0.25
Arena de fina a gruesa, limpia	0.09	4 a 6	0.95	0.20
Arena limosa	0.02	5 a 10	0.90	0.30
Gravas	0.02	15 a 300	0.85	0.14
Arena de Ottawa	0.67	1.1	0.80	0.50

MODIFICACIONES AL VALOR “N”_{campo} DE LA PRUEBA DE PENETRACIÓN NORMAL (S.P.T. ASTM D1586)

Los valores de “N”_{campo} obtenidos en materiales no cohesivos deben ser corregidos,

según Peck, por el factor: $F_c = 0.77 \log_{10} \frac{20}{p_i}$, donde p_i debe entrar en kg/cm².

La fórmula no es aplicable cuando p_i sea menor a 0.25 kg/cm². En arcillas los valores de “N”_{campo} no se corrigen.

Además, en todos los casos el valor de “N”_{campo} debe modificarse por longitud del vástago según la profundidad de los sondeos. Si la profundidad del sondeo está entre 0 y 4.0 m, “N”_{campo} debe multiplicarse por 0.75; si la profundidad está entre 4.0 y 6.0 m, multiplicar por 0.85; si está entre 6.0 y 10.0 m, multiplicar por 0.95. Para 10.0 m o más multiplicar por 1.0.

De igual forma se aconseja que los valores de “N”_{campo} obtenidos en sondeos a cielo abierto deben multiplicarse por 1.15 por la carencia del sobrepeso.

CAPÍTULO 12

Relación entre esfuerzos verticales y horizontales

Supóngase un espécimen cilíndrico de suelo de altura h y de diámetro d , sujeto a esfuerzos como los que se indican y llevado hasta la ruptura, y obsérvese la relación entre σ_1 y σ_3 , en la que σ_1 es mayor que σ_3 (ver figura 12.1a).



Figura 12.1a

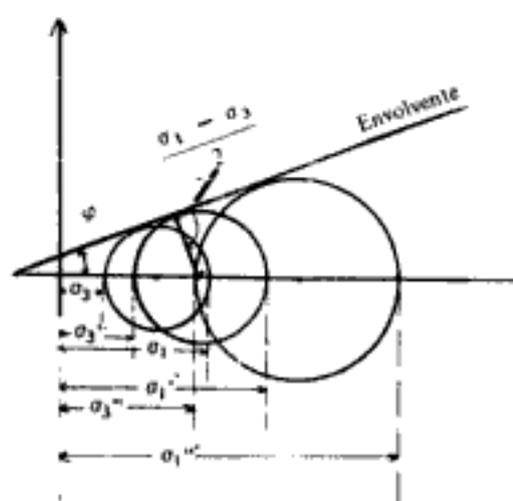


Figura 12.1b

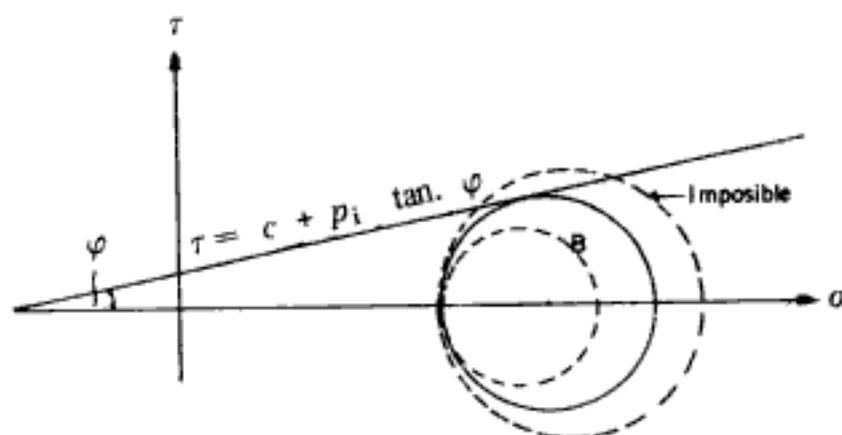


Figura 12.2

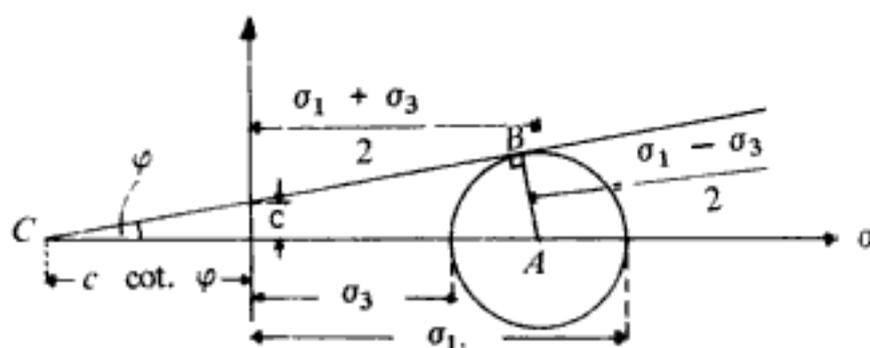
Si los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 son llevados a un eje de coordenadas (ver figura 12.1b) se puede con ello representar un círculo llamado *Círculo de Mohr*, como ya es sabido.

Si lo mismo se hace con varios especímenes de suelo, aumentando cada vez el valor de σ_3 , se podrá construir una serie de círculos —como se indica en la figura anterior— y trazar una envolvente común que se llama *curva o línea de resistencia intrínseca del material*, y que representa la ecuación de Coulomb ya antes indicada.

Cuando una circunferencia de esfuerzos como la *B* no toca a la línea envolvente, ello indica que no hay en el espécimen ninguna sección en la que se satisfaga la condición de rotura de la ecuación de Coulomb (ver figura 12.2).

Por otro lado, una circunferencia que corte a la línea de resistencia intrínseca es imposible, ya que se tendría un valor mayor que τ . Así pues, sólo las circunferencias tangentes a la línea de resistencia intrínseca representan esfuerzos de rotura.

Del diagrama de Mohr, de uno de los especímenes sometidos a esfuerzos de compresión triaxial se tiene (ver figura 12.3):



Del triángulo *ABC*:

Figura 12.3

Del triángulo ABC :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = (c \cdot \cot \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}) \operatorname{sen} \varphi$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2 (c \cdot \cot \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}) \operatorname{sen} \varphi$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 - \sigma_3 &= (2c \cdot \cot \varphi + \sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{sen} \varphi = 2c \cdot \cot \varphi \operatorname{sen} \varphi + \\ &+ \sigma_1 \operatorname{sen} \varphi + \sigma_3 \operatorname{sen} \varphi \end{aligned}$$

y como $\cot \varphi \cdot \operatorname{sen} \varphi = \cos \varphi$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cdot \cos \varphi + \sigma_1 \operatorname{sen} \varphi + \sigma_3 \operatorname{sen} \varphi$$

$$\sigma_1 - \sigma_1 \operatorname{sen} \varphi = \sigma_3 + \sigma_3 \operatorname{sen} \varphi + 2 \cdot c \cdot \cos \varphi$$

$$\sigma_1 (1 - \operatorname{sen} \varphi) = \sigma_3 (1 + \operatorname{sen} \varphi) + 2 \cdot c \cdot \cos \varphi$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} + 2 \cdot c \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$$

Por trigonometría se sabe que:

$$\frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} = \left(\frac{\cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \right)^2 = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = N\varphi = \text{valor de influen-}$$

cia. Por lo tanto:

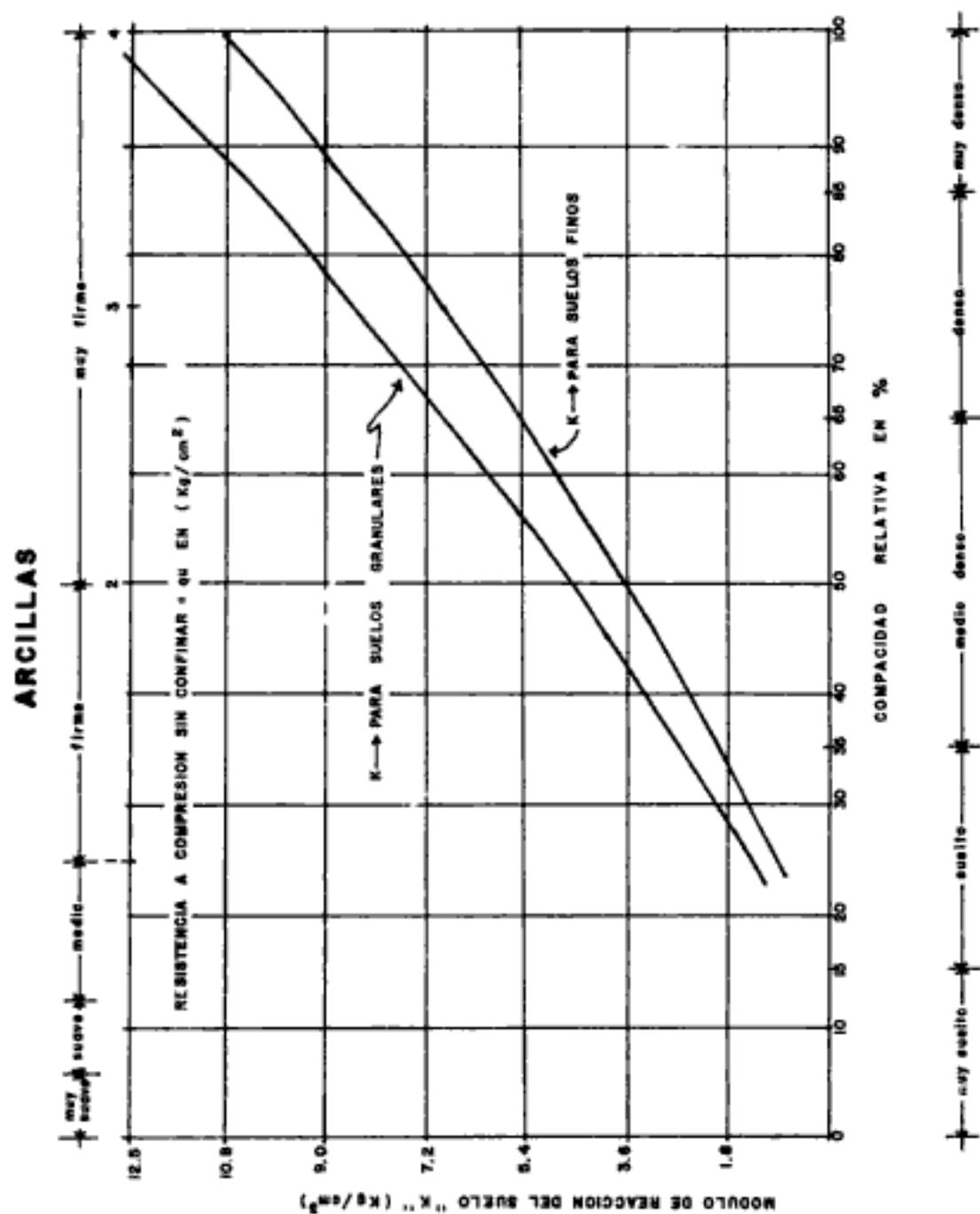
$$\sigma_1 = \sigma_3 N\varphi + 2 c \sqrt{N\varphi}$$

En la ecuación anterior, si $\sigma_3 = 0$ se tiene la prueba de compresión axial no confinada y entonces:

$$\sigma_1 = 2 \cdot c \sqrt{N\varphi}$$

Si además de que σ_3 sea igual a cero, se supone a $\varphi = 0$ (caso correspondiente a las clásicas arcillas blandas, que se comportan como si φ fuera igual a cero), entonces:

$$\sigma_1 = 2 \cdot c = q_u$$



de donde se desprende que el valor de la cohesión de las arcillas blandas puede determinarse con la prueba de compresión axial no confinada, como ya se ha indicado anteriormente.

$$c = 0.5 q_u$$

en la que q_u es el esfuerzo de ruptura a compresión axial no confinada. Ahora, si en la ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N\varphi + 2 c \sqrt{N\varphi}$$

se hace a $c = 0$, caso de las arenas limpias y secas, entonces:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N\varphi$$

CAPÍTULO 13

Empuje de tierras

MUROS DE SOSTENIMIENTO

Las personas que ya han leído acerca de la teoría sobre el empuje de tierras saben que el uso de dicha teoría para calcular la presión ejercida sobre un muro de sostenimiento es justificable únicamente en el caso en el cual sean satisfechas las siguientes hipótesis:

- a) El muro puede desplazarse por giro o por deslizamiento en una distancia suficiente como para que se pueda desarrollar toda la resistencia al corte del relleno o terraplén.
- b) La presión de poro, dada por el agua, en un suelo no sumergido es despreciable.
- c) Las constantes del suelo que aparecen en las fórmulas del empuje tienen valores definidos y pueden determinarse con exactitud.

Generalmente, todo aquel muro de sostenimiento que no esté rígidamente empotrado en su parte superior puede ceder lo suficiente como para satisfacer la primera condición impuesta. Sin embargo, para que quede satisfecha la segunda condición es necesario que el sistema de drenaje del terraplén o relleno sea eficientemente proyectado y construido.

De igual manera, para que pueda quedar satisfecha la tercera condición, el material del relleno debe ser estudiado antes de proyectar el muro de sostenimiento, así como que dicho material sea *colocado con cuidado* y no *simplemente colocado*, ya que en este último caso no puede ser determinada la resistencia al esfuerzo cortante del suelo con la precisión requerida.

Si el material que va a servir de relleno se coloca en estado suelto o no es drenado en forma adecuada, sus propiedades cambian en cada estación, y durante el curso de cada año pasa por estados de saturación parcial o total, alternados con estados de drenaje o desecación parcial, haciendo que cambie cíclicamente el valor del empuje, cambios que no reciben ninguna atención en las teorías clásicas del empuje de tierras.

Sin embargo, en obras pequeñas, como son los muros de sostenimiento para caminos, sería antieconómico ajustar el proyecto y la construcción de los mismos a las condiciones que requiere la teoría, y por tal motivo dichos muros son proyectados a base de reglas semiempíricas para estimar el empuje.

Por el contrario, si un muro de sostenimiento constituye una parte muy importante en una obra grande, o si la altura del muro es mayor de 6 m, es más económico determinar las propiedades del material del relleno, utilizar buenos y adecuados procedimientos de construcción y calcular el muro para que resista sólo el valor teórico del empuje de las tierras.

Para proyectar muros de sostenimiento es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro.

Supóngase un terreno en el que, en un momento determinado del proceso geológico de la formación del mismo, se sedimentó el estrato que se encuentra a la profundidad Z . Si se llama γ_n al peso volumétrico del suelo en su estado natural, la presión intergranular a la profundidad Z será igual a $\gamma_n \cdot Z$ (ver figura 13.1).

Una molécula situada en el estrato mencionado y colocada como se indica en la figura tenderá a acortarse verticalmente con una deformación unitaria igual a $\gamma_n \cdot Z/E$, ya que $E = \sigma/\epsilon$, de donde $\epsilon = \sigma/E = \gamma_n \cdot Z/E$, en la que E es el módulo de elasticidad del suelo, y tenderá a dilatarse horizontalmente en todas direcciones con una deformación unitaria igual a $u \cdot \gamma_n \cdot Z/E$. Sin embargo, si se supone que la capa es indefinida, la molécula no podrá dilatarse, confinada por el resto del suelo de la capa en estudio, sometida toda ella al mismo régimen de compresión.

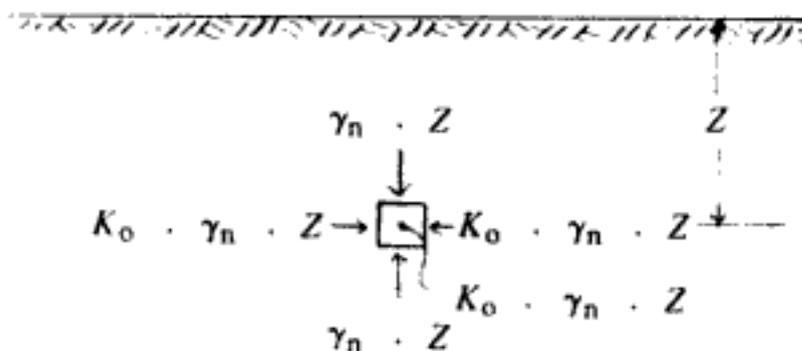


Figura 13.1

La tendencia impedida de la molécula que debe dilatarse dará origen a una compresión horizontal uniforme en todas direcciones del plano, que recibe el nombre de empuje en reposo y que será igual a $K_o \gamma_n Z$, siendo K_o el coeficiente de empuje en reposo cuyo valor se va a calcular.

La dilatación horizontal unitaria de la molécula de la figura anterior, en el sentido paralelo al plano del dibujo, que, como se ha dicho, *debe ser nula*, será igual a la suma de los siguientes términos:

- a) Por compresión vertical $\frac{u \cdot \gamma_n \cdot Z}{E}$
 - b) Por empuje en reposo en el sentido que se ha considerado $\frac{K_o \cdot \gamma_n \cdot Z}{E}$
 - c) Por el empuje en reposo en el sentido perpendicular al plano del dibujo $\frac{u \cdot K_o \cdot \gamma_n \cdot Z}{E}$
- $$\therefore \frac{1}{E} (u \cdot \gamma_n Z - K_o \cdot \gamma_n Z + u \cdot K_o \cdot \gamma_n Z) = 0$$

Multiplicando por E y dividiendo por $\gamma_n Z$ se tiene:

$$u - K_o + uK_o = 0$$

$$u - K_o (1 - u) = 0$$

$$u - K_o (1 - u)$$

$$K_o = \frac{u}{1 - u}, \text{ o también } K_o = 0,00 IP + 0.4 \text{ para } IP \text{ de } 0 \text{ a}$$

40% y $K_o = 0.001 IP + 0.64$ para IP de 40 a 80%.

Tabla 13.1 Relación o módulo de Poisson, aproximado, para diferentes materiales

Material	u
Arcilla húmeda	0.10 a 0.30
Arcilla arenosa	0.20 a 0.35
Arcilla saturada	0.45 a 0.50
Limo	0.30 a 0.35
Limo saturado	0.45 a 0.50
Arena suelta	0.20 a 0.35
Arena densa	0.30 a 0.40
Arena fina	0.25
Arena gruesa	0.15
Rocas	0.15 a 0.25
Loess	0.10 a 0.30
Concreto	0.15 a 0.25
Acero	0.28 a 0.31

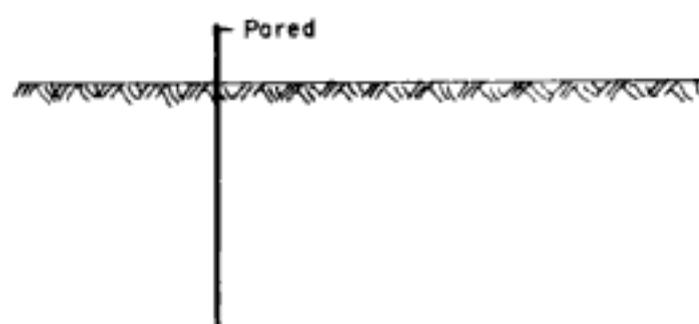


Figura 13.2

Supóngase ahora en un terreno natural que se encuentra en reposo se hincó hasta una profundidad indefinida una pared muy delgada pero infinitamente rígida, de tal manera que no se produzca ninguna alteración en el estado de esfuerzos de él. Una vez hecho esto, hágase desaparecer la parte del terreno que se encuentra a uno de los lados de la pared. Debido a que ésta se encuentra sujeta de modo que no pueda experimentar ningún movimiento, el estado de esfuerzo de la otra parte quedará inalterado, o sea que no variará. Esta pared puede asimilarse en este momento a un muro de sostenimiento de tierras (ver figura 13.2).

El empuje que sufre debido a las tierras es horizontal, crece linealmente con la profundidad y es igual a $K_0 \cdot \gamma \cdot Z$. El problema parece sencillo, ¿verdad? Sin embargo, no lo es tanto.

Supóngase una pared rígida y sujeta de modo que no pueda experimentar el menor movimiento, tal como se ilustra en la figura 13.3.

El caso es el mismo de la pared estudiada anteriormente. Supóngase ahora que por medio de un mecanismo se retira la pared una cierta distancia Δ . El talud del terreno se deforma y aparecen en el suelo esfuerzos cortantes (ver figura 13.4), los cuales, en el supuesto de que puedan ser resistidos por el terreno, conducen a una disminución del empuje sobre la pared. Si se retira la pared lo suficiente pierde contacto con el talud, de manera que el empuje sobre ella es nulo y todos los esfuerzos de corte los toma el suelo.

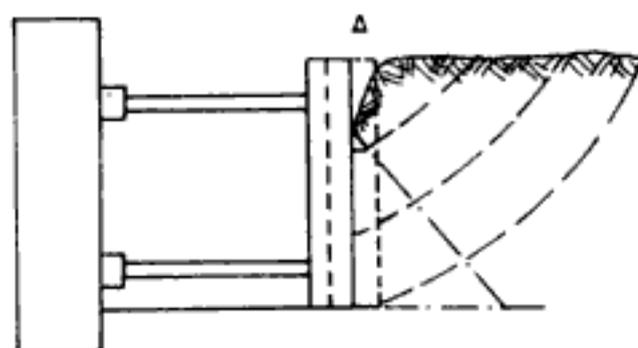


Figura 13.3

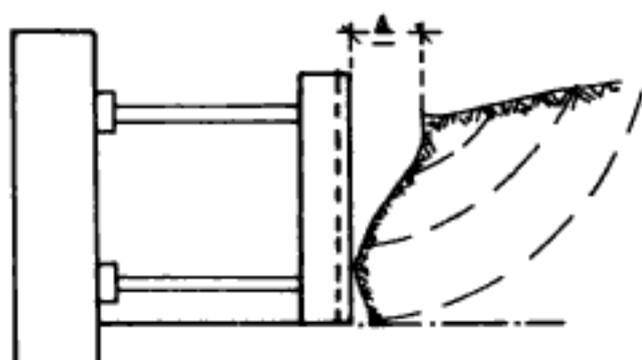


Figura 13.4

Por el contrario, si se hace avanzar la pared contra el talud una longitud Δ (como se indica en la figura 13.5) con respecto a su posición primitiva, también se producen esfuerzos de corte en el terreno que, en esta ocasión, hacen aumentar el empuje, en función de Δ , de manera indefinida.

Así pues, se puede ver que el empuje de tierras en un terreno que pueda resistir ilimitadamente esfuerzos de corte depende de los movimientos de la pared.

El empuje de tierras que se efectúa sobre un soporte que resiste, cediendo una cierta magnitud que depende de sus características estructurales, se llama *empuje activo*, que —como ya se vio— puede variar del empuje en reposo del suelo hasta cero.

El empuje que actúa sobre una pared que avanza contra el talud se llama *empuje pasivo*, y puede variar desde el empuje en reposo hasta infinito.

Sin embargo, como un terreno en sus condiciones reales tiene una resistencia limitada a los esfuerzos de corte, el empuje en muchos casos no puede anularse y nunca puede llegar a ser infinito.

Así pues, el problema práctico consiste generalmente en encontrar el *empuje activo mínimo* del terreno sobre el muro para construir éste con la capacidad

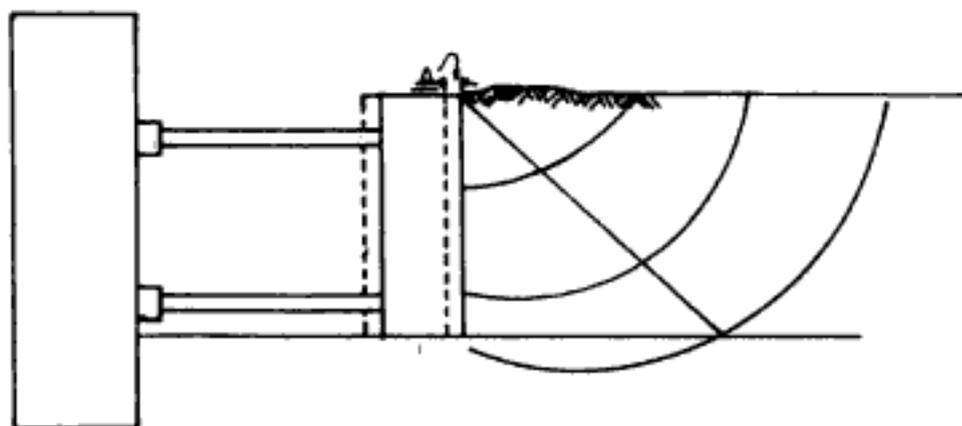


Figura 13.5

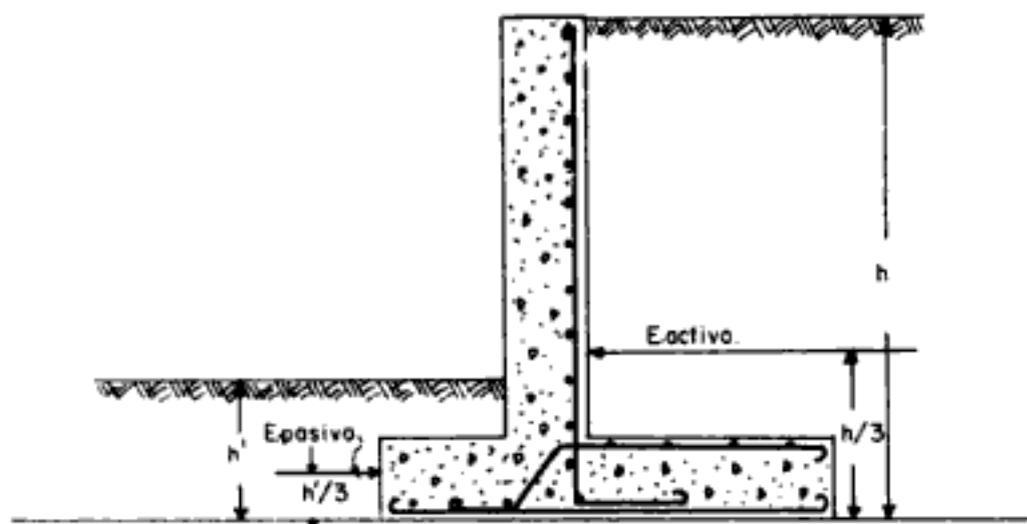


Figura 13.6

precisa para resistirlo, o bien encontrar el *empuje pasivo máximo* para proyectar un anclaje o apoyo con las dimensiones necesarias para transmitir el esfuerzo (ver figura 13.6).

Teoría de Rankine. Se funda esta teoría en un caso particular de material no cohesivo, y para el cual la teoría puede considerarse como exacta. Sin embargo, para otro tipo de suelo la teoría es sólo aproximada.

Supóngase una masa de suelo sin cohesión (arena) de longitud infinita, en dirección perpendicular al dibujo, descansando sobre una base perfectamente lisa y limitada de manera lateral por dos paredes también perfectamente lisas que puedan desplazarse lateralmente (ver figura 13.7).

Se supone que en el momento inicial el suelo se encuentra en estado en reposo, lo que queda representado por la circunferencia de línea punteada en la figura 13.8.

Supóngase ahora que las dos paredes que limitan el terreno experimentan un movimiento, manteniéndose verticales pero alejándose una distancia ΔB , como se muestra en la figura 13.9.

Debido al alejamiento de las paredes verticales en una cantidad ΔB , la compresión horizontal disminuirá en una cantidad de $\sigma = E \cdot \Delta B/B$, ya que $E = \sigma/\epsilon$, o sea que $\sigma = E\epsilon$; por lo tanto, la compresión horizontal será de:

$$K_o \cdot \gamma_n \cdot Z - E \frac{\Delta B}{B}$$

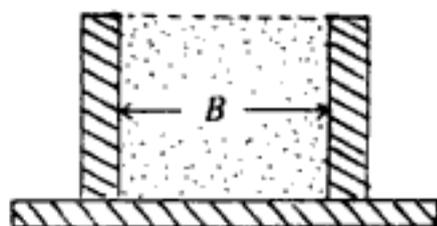


Figura 13.7

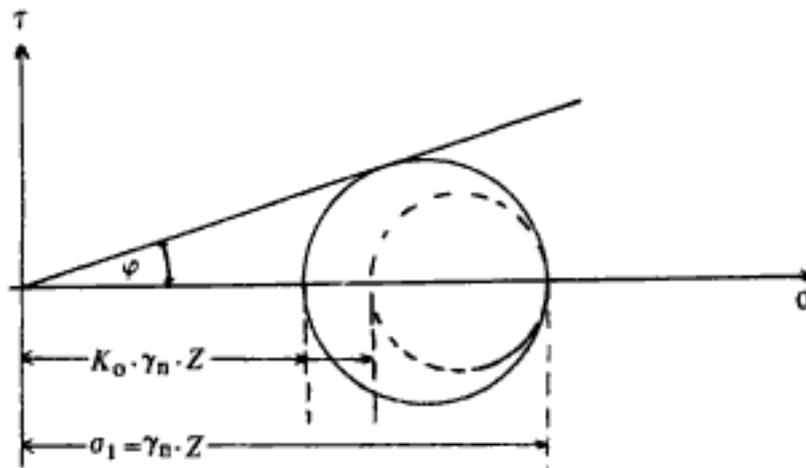


Figura 13.8

Si el movimiento de las paredes continúa, la compresión horizontal, o sea el empuje del terreno, sigue disminuyendo hasta que la circunferencia de Mohr, que representa el estado de esfuerzos del terreno en todos los puntos a una profundidad Z , llega a ser la dibujada a línea gruesa, que es tangente a la línea de resistencia intrínseca. En este momento la condición de rotura del suelo se cumple simultáneamente en todos y cada uno de los puntos de la masa del suelo situado a la profundidad Z . A este estado particular que el terreno alcanza se le llama *estado activo de Rankine*, y se caracteriza porque las líneas de deslizamiento consisten en dos familias de rectas inclinadas $45^\circ - \varphi/2$ respecto a la vertical.

El esfuerzo que se ejerce en ese momento se llama *empuje activo unitario mínimo*, que el suelo puede ejercer sobre la pared en esas condiciones. A continuación se indica cómo puede obtenerse dicho valor mínimo de empuje activo.

Al estudiar la relación entre σ_1 y σ_3 se encontró que para suelos con cohesión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N\varphi + 2 \cdot c \sqrt{N\varphi}$$

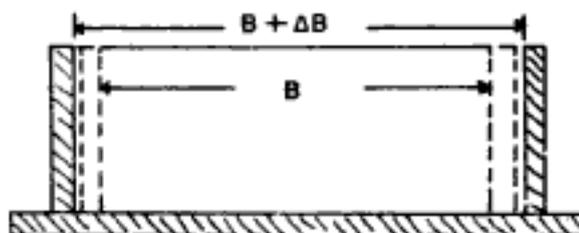


Figura 13.9

De la expresión anterior se desprende que:

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N_\varphi} - \frac{2 \cdot c \sqrt{N_\varphi}}{N_\varphi} \text{ y como:}$$

$$\sqrt{N_\varphi} = \frac{\cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}, \text{ se tiene:}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N_\varphi} - \frac{2 \cdot c \frac{\cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}}{\frac{\cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}} = \frac{\sigma_1}{N_\varphi} - \frac{2 \cdot c}{\sqrt{N_\varphi}}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N_\varphi} - \frac{2 \cdot c}{\sqrt{N_\varphi}}$$

Por lo que la presión horizontal a la profundidad Z se puede representar así:

$$P_Z = \frac{P_v}{N_\varphi} - \frac{2 \cdot c}{\sqrt{N_\varphi}} = \frac{\gamma \cdot Z}{1 + \operatorname{sen} \varphi} - \frac{2 \cdot c}{\sqrt{N_\varphi}}$$

Para el caso especial de Rankine, en que la $c = 0$:

$$P_Z = \frac{\gamma \cdot Z}{1 + \operatorname{sen} \varphi} = \gamma \cdot Z \cdot \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} = K_A \cdot \gamma \cdot Z \text{ que es la}$$

llamada presión activa de la arena. Esta presión es triangular y crece con la profundidad.

Y de ahí que el empuje activo total será:

$$E_A = \gamma \cdot Z \cdot \frac{Z}{2} \cdot \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} = \frac{\gamma \cdot Z^2}{2} \cdot \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} = K_A \frac{\gamma \cdot Z^2}{2}, \text{ y más}$$

comúnmente, reemplazando Z por h :

$$E_A = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Supóngase ahora, nuevamente, el mismo suelo sin cohesión dentro de las dos paredes y en las mismas condiciones ya conocidas (ver figura 13.10).

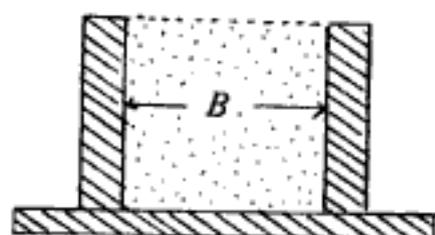


Figura 13.10

Se supone ahora, también, que el suelo se encuentra en estado de reposo, representado por el círculo de líneas punteadas (ver figura 13.11).

Si se hace que las paredes se acerquen una a la otra, a partir de su posición inicial, una distancia ΔB , la compresión horizontal aumentará y será igual a $K_0 \cdot \gamma \cdot Z + E \cdot \Delta B/B$, aumentando con ΔB hasta que la fluxión plástica se establezca en todos los puntos del suelo, según dos familias de rectas que forman un ángulo de $45 + \varphi/2$ con la vertical. El estado del suelo en ese momento es el estado pasivo de Rankine, y la compresión horizontal el empuje pasivo unitario máximo, $K_p \cdot \gamma \cdot Z$, también proporcional a la profundidad.

La expresión para valorizar el empuje pasivo se puede obtener de la misma manera que para el empuje activo, y a continuación se describe cómo: se dibujará el círculo de Mohr para el caso general de suelo con cohesión (ver figura 13.13). Del triángulo ABC :

$$\frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} = (c \cdot \cot \varphi + \frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2}) \operatorname{sen} \varphi$$

$$\sigma_3 - \sigma_1 = 2 c \cdot \cot \varphi \operatorname{sen} \varphi + \sigma_3 \operatorname{sen} \varphi + \sigma_1 \operatorname{sen} \varphi$$

$$\sigma_3 - \sigma_1 = 2 c \cdot \cos \varphi + \sigma_3 \operatorname{sen} \varphi + \sigma_1 \operatorname{sen} \varphi$$

$$\sigma_3 - \sigma_3 \operatorname{sen} \varphi = \sigma_1 + \sigma_1 \operatorname{sen} \varphi + 2 \cdot c \cdot \cos \varphi$$

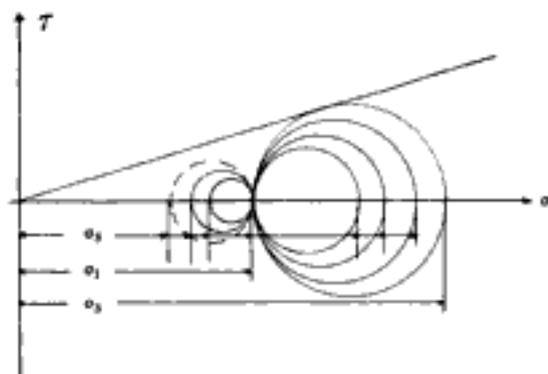


Figura 13.11

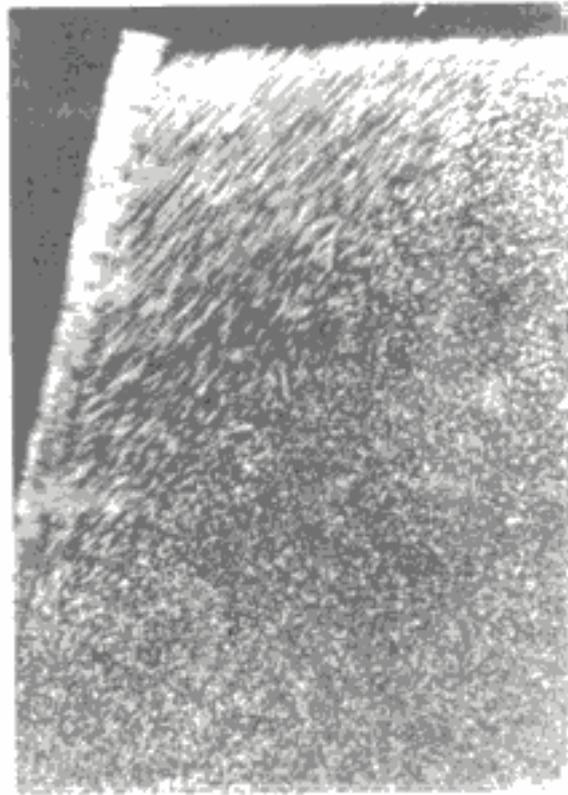


Figura 13.12

$$\sigma_3 (1 - \operatorname{sen} \varphi) = \sigma_1 (1 + \operatorname{sen} \varphi) + 2 \cdot c \cos \varphi$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1 (1 + \operatorname{sen} \varphi)}{1 - \operatorname{sen} \varphi} + \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot N_\varphi + 2 \cdot c \sqrt{N_\varphi}$$

$$p_z = \gamma \cdot Z \cdot \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} + 2 \cdot c \sqrt{N_\varphi}$$

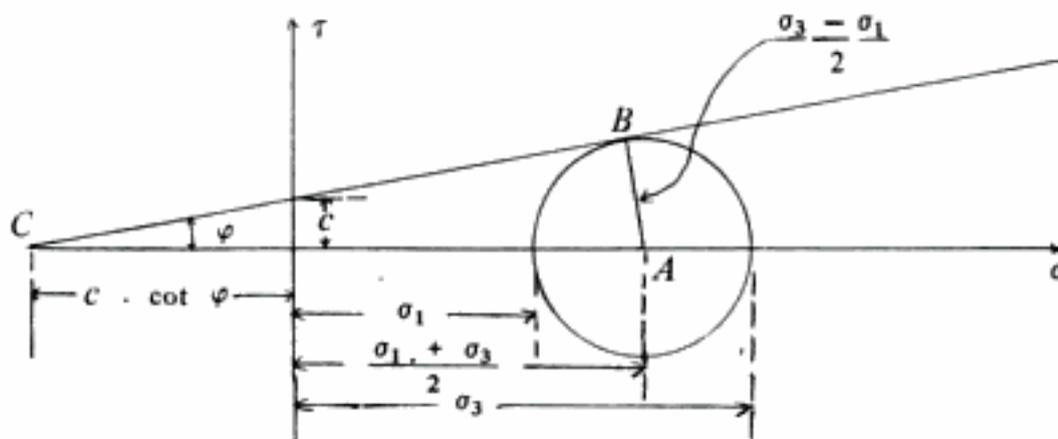


Figura 13.13

Para un suelo en el cual $c = 0$, se tiene:

$$p_z = \gamma \cdot Z \cdot \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} = K_p \cdot \gamma \cdot Z, \text{ que es la presión pasiva.}$$

El empuje total pasivo a la profundidad Z para un suelo no cohesivo será:

$$E_p = \gamma \cdot Z \cdot \frac{Z}{2} \cdot K_p = \frac{\gamma Z^2}{2} \cdot \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} = \frac{\gamma \cdot Z^2}{2} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right).$$

CÁLCULO DE LA ALTURA CRÍTICA (H_c) DE UN TALUD VERTICAL

La altura crítica de un talud vertical, o sea la profundidad del mismo hasta la cual se sostiene por sí solo sin necesidad de sostén lateral, se puede obtener de la ecuación ya conocida

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_3 \cdot N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi} \\ \therefore \sigma_3 &= \frac{\sigma_1}{N_\varphi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\varphi}} = \frac{\gamma_n \cdot H_c}{N_\varphi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\varphi}} = 0 \end{aligned}$$

de donde:

$$\frac{\gamma_n \cdot H_c}{N_\varphi} = \frac{2 \cdot c}{\sqrt{N_\varphi}}, \text{ y por lo tanto:}$$

$$H_c = \frac{2c \cdot N_\varphi}{\gamma_n \cdot \sqrt{N_\varphi}} = \frac{2c}{\gamma_n} \cdot \sqrt{N_\varphi}$$

Como $\sqrt{N_\varphi} = \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}}$, si $\varphi = 0$, suelos cohesivos, entonces,

$\sqrt{N_\varphi} = 1$, y en consecuencia:

$$H_c = \frac{2c}{\gamma_n}$$

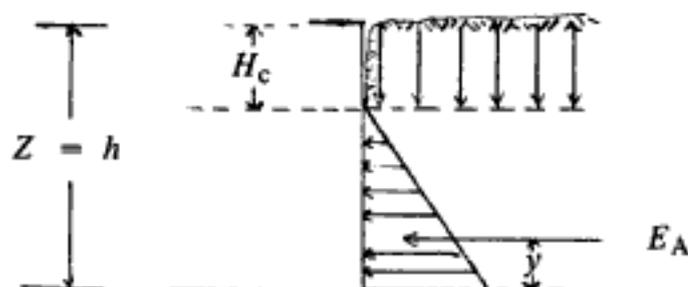


Figura 13.14

Ahora, empleando el valor de H_c en el estudio de E_A se tiene (ver figura 13.14):

$$E_A = \frac{\gamma_n (h - H_c)^2}{2} \cdot K_A = \frac{\gamma_n \left(h - \frac{2c}{\gamma_n} \right)^2}{2} \cdot K_A$$

Como $K_A = 1$, porque $\varphi = 0$, se tiene que:

$$E_A = \frac{\gamma_n}{2} \left(h - \frac{2c}{\gamma_n} \right)^2$$

y su punto de aplicación estará a una altura de:

$$y = \frac{h - H_c}{3} = \frac{h - \frac{2c}{\gamma_n}}{3} = \frac{h}{3} - \frac{2c}{3\gamma_n}$$

De la ecuación del empuje activo anterior y de la ecuación del empuje activo obtenida al tratar la teoría de Rankine de que:

$$E_A = \frac{\gamma_n \cdot Z^2}{2} \cdot \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\varphi}}$$

se deduce que el empuje activo transmitido por un relleno de arcilla sobre un muro es menor que el provocado por un relleno de arena, lo que redundaría en un muro más delgado. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que no es así; lo anterior se debe a que en muchos aspectos la resistencia de las arcillas, producto de la cohesión, se asemeja a una fricción viscosa, y el efecto del movimiento del muro, que es una de las hipótesis en que se basa la presión activa, como ya se ha visto antes, se modifica considerablemente cuando el relleno contiene arcilla.

Con un fluido ideal, aun despreciando la fricción viscosa, la presión lateral no sería afectada por el movimiento del muro. Ya se ha visto que para un muro de sostenimiento para un relleno de arena un pequeño movimiento del mismo es suficiente para desarrollar en la arena una resistencia al corte, que reduce la presión desde el valor en reposo hasta el valor activo. Consecuentemente, con un movimiento estable, la resistencia debido a la cohesión decrece y la presión lateral crece, o sea que la presión lateral sobre un muro que sostenga a un suelo arcilloso será menor únicamente si el valor de la cohesión del mismo no cambia.

Como es lógico pensar que resulta impráctico proyectar un muro permanente para que tenga un movimiento continuo, se considera conveniente reducir el

valor de la cohesión en el cálculo del esfuerzo de corte del suelo a que se pretende sostener, con lo cual la presión activa debido al relleno de arcilla se acerca bastante a la misma provocando un fluido que tenga el mismo peso que la arcilla; lo anterior significa que si se quiere construir un muro que no se mueva o flexione con la presión de un relleno de arcilla, éste debe ser diseñado para resistir la presión de un líquido pesado y, por tanto, ser mucho más resistente que aquel diseñado para sostener un terraplén no cohesivo. La distribución de presiones será hidrostática y provocada por un fluido con peso volumétrico igual al del suelo; por lo tanto, el empuje será:

$$E_A = \frac{\gamma_o \cdot h^2}{2}$$

en donde γ_o es el peso volumétrico del fluido equivalente.

En el caso de los suelos mixtos (mezcla de suelos arenosos y arcillosos) es conveniente despreciar la cohesión, utilizar sólo el menor ángulo de fricción interna característico de estos materiales y aplicar la ecuación general de Rankine.

Por otro lado, suelen presentarse algunas condiciones especiales en la práctica relativas al empuje de tierras. Una de ellas corresponde al caso de que el suelo que se va a sostener con el muro se llegue a saturar debido a que el agua gravitacional suba el nivel freático hasta la superficie del relleno, como se muestra en la figura 13.15.

En estos casos el empuje activo de los suelos viene dado por la fórmula:

$$E_A = E_1 + E_2 = \frac{\gamma' h^2}{2} \cdot \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} + \frac{\gamma_w h^2}{2}$$

Otro caso surge cuando el suelo del terraplén que se desea sostener se llega a saturar por capilaridad, debido a que el nivel freático se encuentra a tal profundidad que provoca la saturación del suelo por capilaridad (ver figura 13.16). Ya

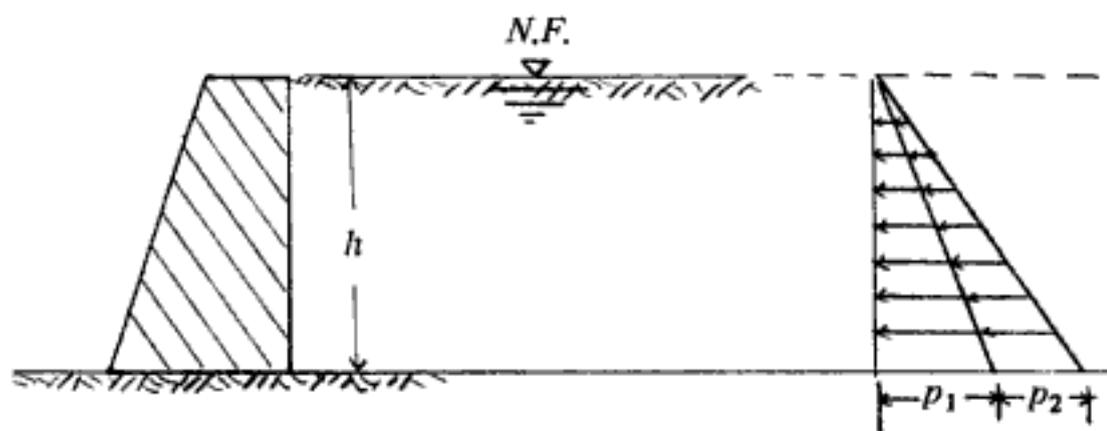


Figura 13.15

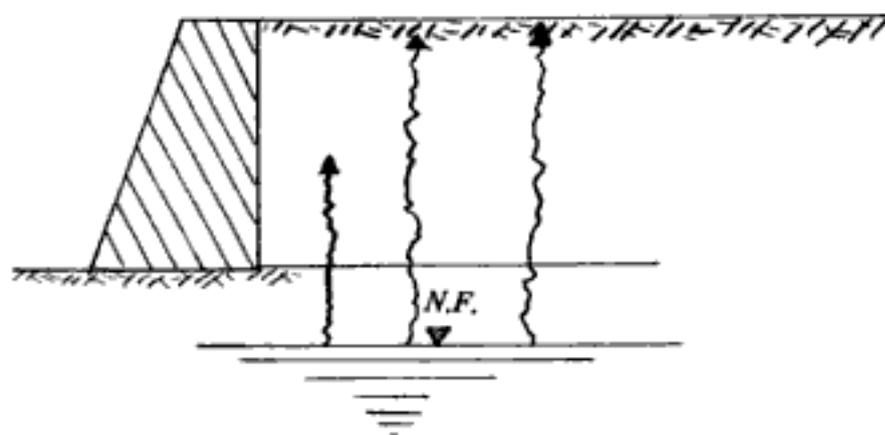


Figura 13.16

se sabe que en estos casos la presión intergranular se aumenta, tal como se trató en el capítulo correspondiente a presiones totales, neutras e intergranulares. En la práctica, el empuje lateral activo, cuando el suelo se encuentra saturado por capilaridad, se calcula por la fórmula:

$$E_A = \frac{\gamma_{sat} h^2}{2} \cdot \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi}$$

Durante la construcción de los muros de retención de tierras es necesario proveerlos de drenes, que pueden ser de diferentes tipos, como los ilustrados en las figuras 13.17a y 13.17b

Cuando tras el muro el material queda formado por arcillas expansivas, es conveniente colocarle colchones dobles formados por filtros que drenen eficientemente (ver figura 13.18).



Figura 13.17a

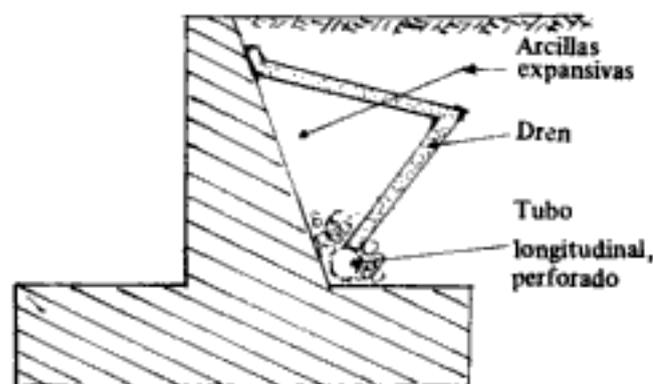


Figura 13.17b

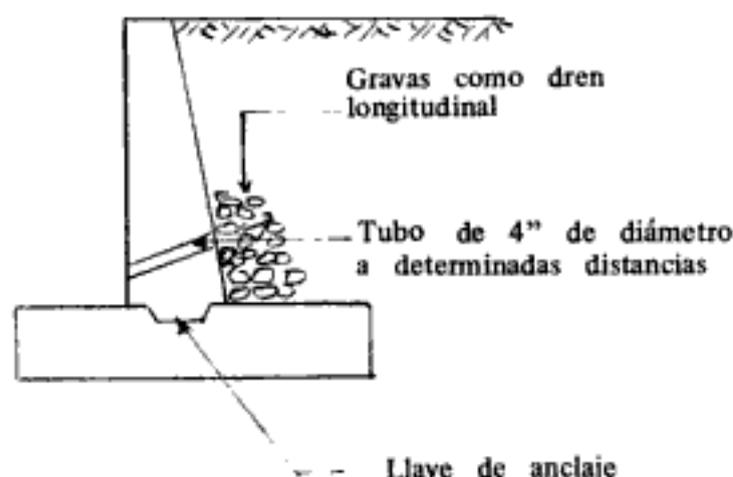


Figura 13.18

EFECTO DE LOS SISMOS SOBRE EL VALOR DE LOS EMPUJES DE TIERRA

Cuando se proyectan muros de retención de tierras en zonas sísmicas es conveniente considerar el efecto temporal que la vibración del suelo produce sobre el valor de los empujes clásicos de tierras debido al sismo. Aunque durante un sismo el muro de retención de tierras normalmente se mueve en conjunto con el suelo que detiene, la aceleración de los dos elementos —muro y tierra— puede no ser simultánea y entonces se incrementa el valor del empuje de las tierras debido a la inercia. Para alturas moderadas se acostumbra considerar, por efecto del sismo, un aumento de 10% en el valor del empuje convencional, con lo cual se supone que el muro funcionará bien, o considerar un empuje equivalente al peso de la cuña de empuje activo multiplicado por un tercio del coeficiente sísmico básico.

Condiciones comunes de empujes activos

A continuación se anotan los valores de algunas condiciones comunes del empuje de tierras:

1. Superficie horizontal del terreno:

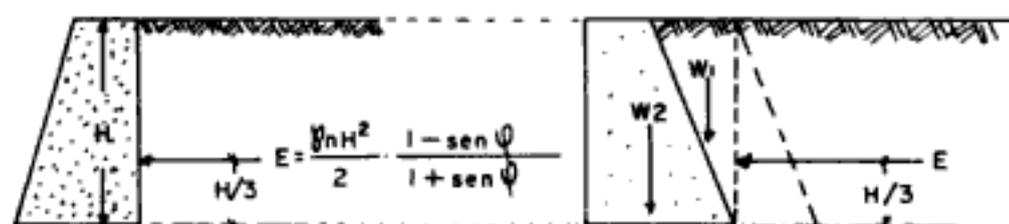


Figura 13.19

2. Superficie inclinada del terreno:

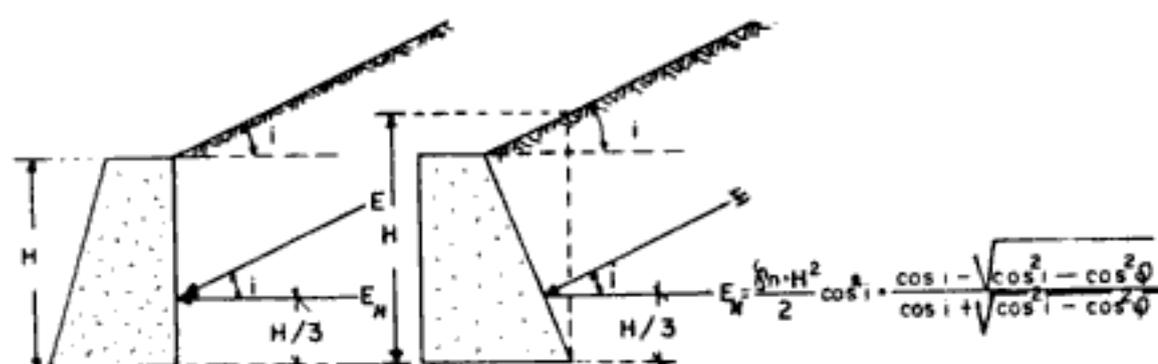


Figura 13.20

3. Terreno con sobrecarga uniforme:

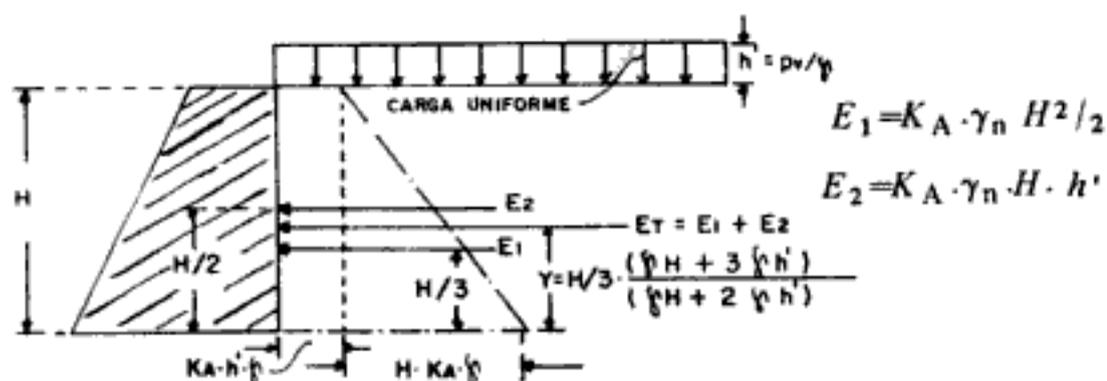


Figura 13.21

4. Terreno con carga concentrada:

Para caso Activo:

$$W = H \tan(45^\circ - \phi/2) \cdot H/2 \cdot \frac{1}{3} = \frac{1}{6} H^2/2 \tan(45^\circ - \phi/2).$$

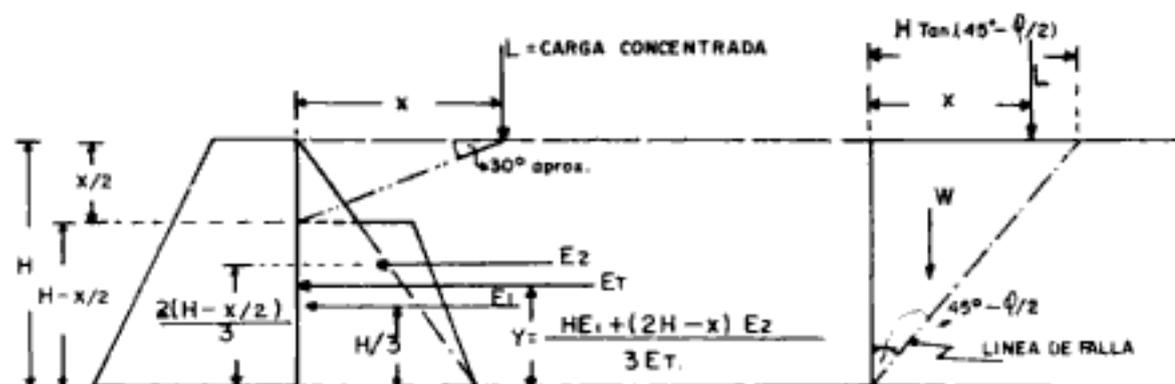


Figura 13.22

Se puede hacer la siguiente relación aproximada.

$$\frac{E_T}{E_1} = \frac{W + L}{W}; E_T = E_1 \frac{W + L}{W}$$

donde:

E_T = Resultante total debido a la presión del terreno y de la carga concentrada.

E_1 = Resultante de la presión del terreno solo.

W = Peso de la rebanada que desliza, por unidad de longitud de muro.

L = Sobrecarga concentrada.

Asumiendo que la falla se produce a un ángulo de $45^\circ - \varphi/2$, se tiene:

$$E_1 = \frac{\gamma_n \cdot H^2}{2} \cdot \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} = \frac{\gamma_n \cdot H^2}{2} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Sustituyendo en la ecuación anterior:

$$E_T = \frac{\gamma_n \cdot H^2}{2} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left(\frac{\frac{\gamma_n \cdot H^2}{2} \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + L}{\frac{\gamma_n \cdot H^2}{2} \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \right) =$$

$$\tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left[\frac{\gamma_n \cdot H^2}{2} \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + L \right] =$$

$$E_T = \frac{\gamma_n \cdot H^2}{2} \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + L \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot$$

5. Factores de seguridad:

A los factores de seguridad se les puede interpretar de la siguiente manera:

Menos de 1.0 — Inseguro.

De 1.1 a 1.2 — De dudosa seguridad.

De 1.3 a 1.4 — Satisfactorio para cortes y terraplenes, pero dudoso para presas.

De 1.5 a más — Seguro.

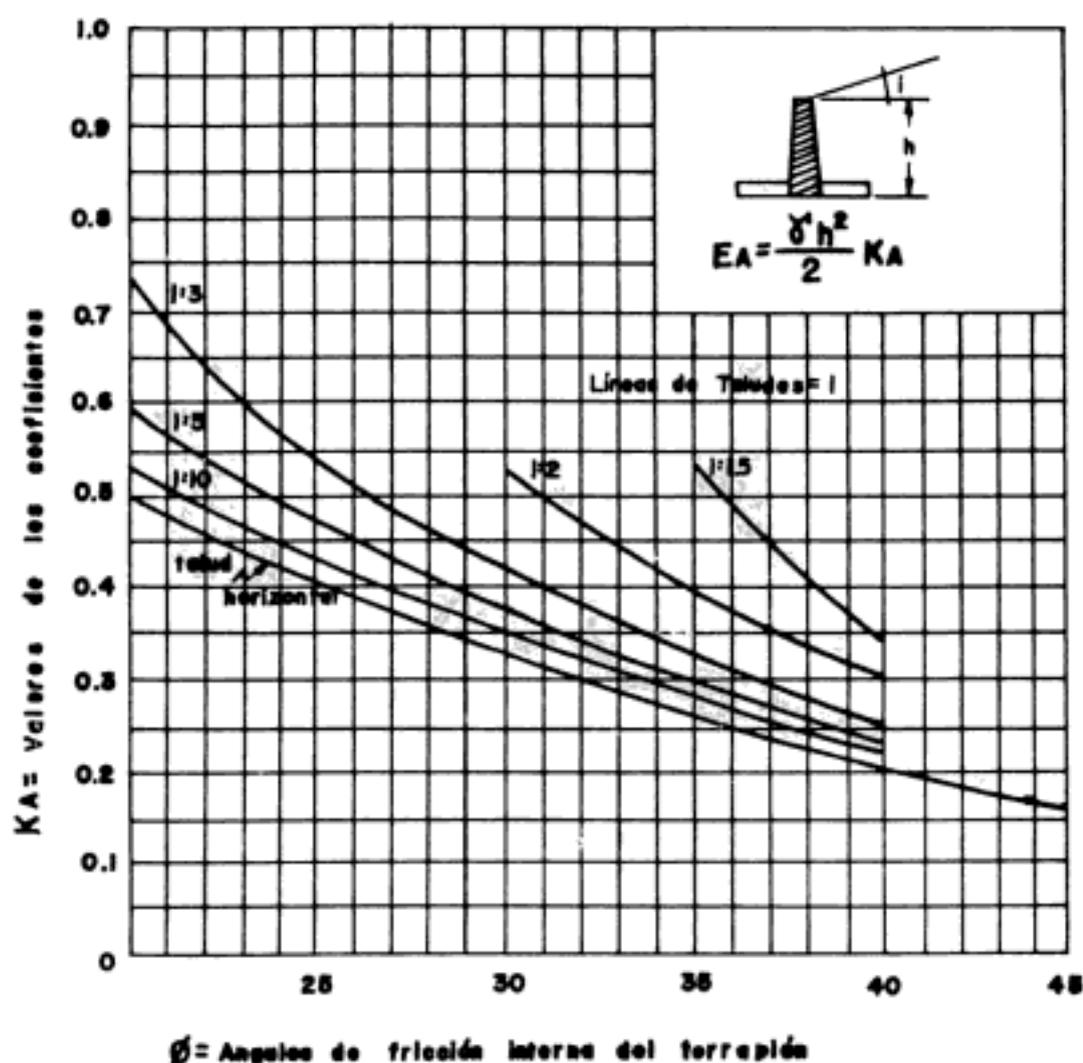


Figura 13.23

Cando los muros no tengan la suficiente libertad para permitir el desarrollo de las presiones activas, las presiones sobre los muros se verán incrementadas al actuar la presión de tierras en reposo.

Para el cálculo se considera la presión inducida por el suelo en estado en reposo con un coeficiente de $K_A = 0.6$.

CAPÍTULO 14

Teoría de la consolidación

Los suelos, al igual que los otros materiales usados en la construcción, sufren deformaciones bajo el efecto de un esfuerzo aplicado sobre ellos. Sin embargo, si se considera que la mayoría de los materiales son elásticos, la relación que existe en los suelos entre esfuerzos y deformaciones es más complicada.

La deformación que sufre un suelo bajo la acción de una carga no se presenta inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo, tal como sucede en los materiales elásticos, ya que para el reacomodamiento de las partículas, que es la parte principal de la deformación, necesita expulsar parte de los fluidos que contiene el suelo, y si el agua constituye la mayor parte de los fluidos y el suelo es poco permeable, la expulsión de dicha agua requiere mucho tiempo.

Cuando un proyectista de cimentaciones observa que el terreno sobre el cual va a desplantarse una estructura está formado por una capa de arcilla blanda, generalmente toma todas las precauciones necesarias a fin de evitar que la estructura sufra asentamiento excesivo. Sin embargo, si en la superficie existe un espeso estrato de arena y bajo dicho estrato se encuentra una capa de arcilla blanda, muchos proyectistas creen que el asentamiento de la estructura dependerá exclusivamente de la naturaleza del suelo situado inmediatamente debajo de la misma, y por ello, si la arcilla blanda se encuentra situada a más de 3 m por debajo de la cota de desplante, su existencia no tiene importancia, sin considerar que la consolidación gradual de la arcilla por el peso de la estructura puede originar asentamientos excesivos y desuniformes.

Debido a la frecuencia con que han aparecido asentamientos no previstos, originados por este tipo de fenómeno, la compresibilidad de los estratos confinados de arcilla ha recibido una creciente atención durante los últimos años. Debido a ello se han elaborado métodos que permiten estimar la magnitud y distribución de los asentamientos, de modo que si se considera que ellos resultan excesivos se pueda modificar el proyecto de la cimentación.



Figura 14.1a.



Figura 14.1b.



Figura 14.1c.

Con el fin de establecer la relación entre la presión aplicada de un suelo y su reducción de volumen, y entre esta deformación y el tiempo necesario, para que se verifique, se recurre en el laboratorio a la prueba de *consolidación unidimensional*, originalmente ideada por el Dr. Karl von Terzaghi, a quien se debe la teoría de la consolidación.

La prueba consiste en aplicar carga a un espécimen de suelo confinado lateralmente, de tal manera que se deforme en una sola dirección. Para la ejecución de la prueba existen varios modelos de aparatos; sin embargo, uno de los más comunes es el diseñado por el Dr. Arthur Casagrande y conocido como *consolidómetro de anillo libre*.

El aparato consta de un anillo rígido (A) dentro del cual se coloca el espécimen de suelo (S), que se protege en ambas caras circulares por medio de piedras porosas (F) que permiten la salida del agua del espécimen al ser comprimido éste (ver figuras 14.1a, b y c). El conjunto se coloca dentro de un cilindro (C) en el que puede ponerse agua si se desea mantener el espécimen saturado. La carga al espécimen se aplica mediante el sistema de placa, marco y colgador de pesas que puede apreciarse en la figura 14.2 del consolidómetro.

Las deformaciones que sufre el espécimen bajo una carga aplicada se registran en un micrómetro, y un cronómetro permite conocer el tiempo que transcurre para alcanzar la deformación producida por un incremento de carga. La carga se va aplicando en incrementos elegidos, de tal manera que cada uno de ellos duplique el valor de la presión anterior. En el laboratorio son muy comunes las presiones de 0.125, 0.250, 0.500, 1, 2, 4 y 8 kg/cm² aplicadas sucesivamente. Para cada uno de los incrementos de presión se lleva un registro de la forma como progresa la deformación a través del tiempo, haciendo uso del micrómetro y del cronómetro, como se muestra en la tabla 14.1, en la cual se representa una parte de los resultados de la prueba en estudio.

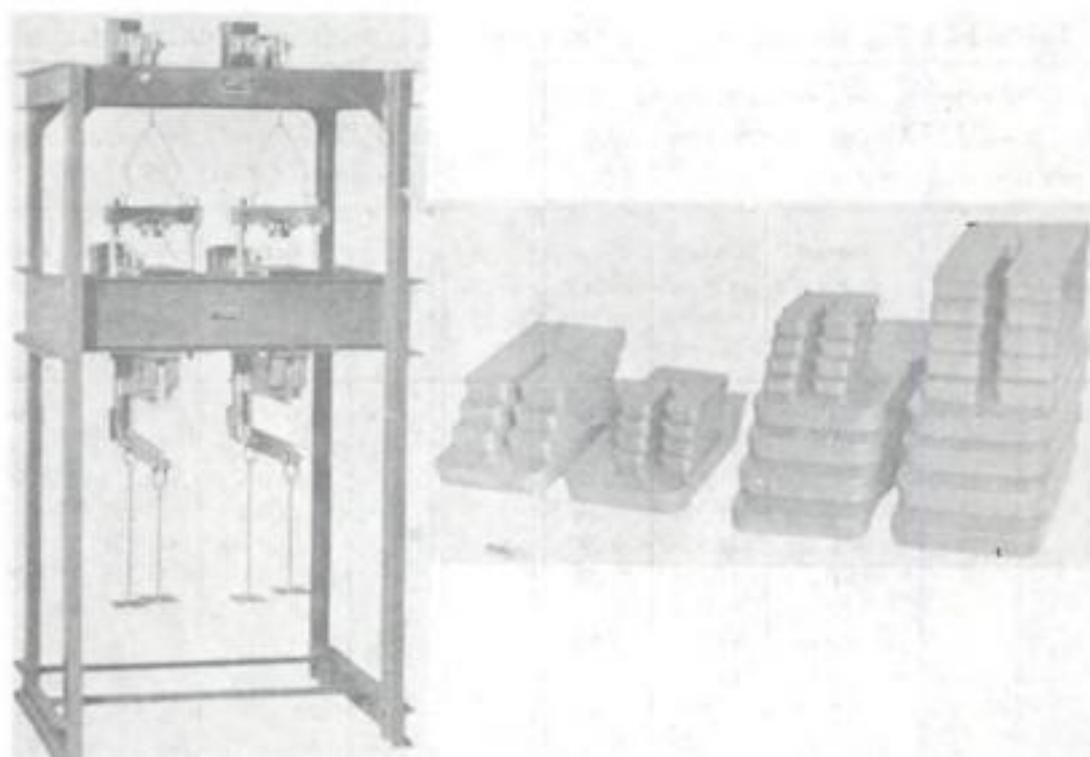


Figura 14.2.

Con los resultados obtenidos se construye una gráfica en papel semilogarítmico que permite conocer, entre otras cosas, el tiempo en el cual se ha alcanzado la consolidación completa del espécimen bajo el incremento de carga correspondiente (ver figura 14.3). Éste es un dato importante para saber cuándo se debe agregar el siguiente incremento de carga.

La gráfica así obtenida (una gráfica para cada incremento) recibe el nombre de *curva de consolidación*, y, de acuerdo con Terzaghi, la zona *AB* de dicha curva representa el proceso de deformación del suelo gobernado por la expulsión del agua de los poros y que él llamó *consolidación primaria*. La zona *BC* corresponde a un proceso de deformación cuyo origen no es del todo conocido aún, pero que se atribuye al reacomodo plástico de las partículas del suelo. Terzaghi llamó a esta parte del fenómeno *consolidación secundaria*. El punto *B* corresponde teóricamente al tiempo en el que la presión del agua de los poros (presión neutra) del espécimen se ha disipado casi completamente; en ese momento se considera que la presión total p aplicada está siendo soportada por las partículas del suelo y se verifica la ecuación:

$$p = p_i$$

siendo p la presión total originada por la carga y p_i la presión intergranular o efectiva soportada por las partículas. Se dice entonces que se ha logrado el 100% de consolidación primaria. Terminada la prueba de consolidación del espécimen bajo el último incremento de carga se tendrá una serie de valores de deformacio-

Tabla 14.1 Registro de cargas en una prueba de consolidación unidimensional

Presión sobre el espécimen: $p=0.125 \text{ kg/cm}^2$. Incremento de presión $=\Delta P=0.125 \text{ Kg/cm}^2$					Presión sobre el espécimen: $p=0.250 \text{ kg/cm}^2$. Incremento de presión $=\Delta P=0.125 \text{ kg/cm}^2$.					
Fecha	Hora	Tiempo transcu- rrido	Lectura en el mi- crómetro en mm	Defor- mación en mm	Fecha	Hora	Tiempo transcu- rrido	Lectura en el mi- crómetro en mm	Defor- mación en mm	
Jun 29	8:50	0.0 seg.	11.433	0.000	Jul. 2	8:50	0.0 seg.	11.294	0.000	
		5.0 seg.	11.342	0.091			5.0 seg.	11.231	0.063	
		10.0 seg.	11.339	0.093			10.0 seg.	11.217	0.067	
		15.0 seg.	11.337	0.096			15.0 seg.	11.222	0.072	
		20.0 seg.	11.336	0.097			20.0 seg.	11.219	0.075	
		25.0 seg.	11.334	0.099			25.0 seg.	11.218	0.076	
		30.0 seg.	11.333	0.100						
		45.0 seg.	11.331	0.102						
		1.0 min.	11.329	0.104						
		1.5 min.	11.328	0.105						
		2.0 min.	11.326	0.109						
		3.0 min.	11.322	0.111						
		4.0 min.	11.320	0.113						
		6.0 min.	11.317	0.116				6.0 min.	11.200	0.094
		9.0 min.	11.316	0.117						
		12.0 min.	11.315	0.118						
		16.0 min.	11.314	0.119						
		20.0 min.	11.313	0.120				20.0 min.	11.118	0.175
		25.0 min.	11.312	0.121						
		30.0 min.	11.311	0.122						
50.0 min.	11.309	0.124								
100.0 min.	11.294	0.139		100.0 min.	11.128	0.166				
120.0 min.	11.294	0.139		120.0 min.	11.130	0.154				
1430.0 min.	11.294	0.139		1430.0 min.	11.132	0.162				
Jul 1	8:50	2840.0 min.	11.294	0.139	Jul 3	10:20	1530.0 min.	11.132	0.162	

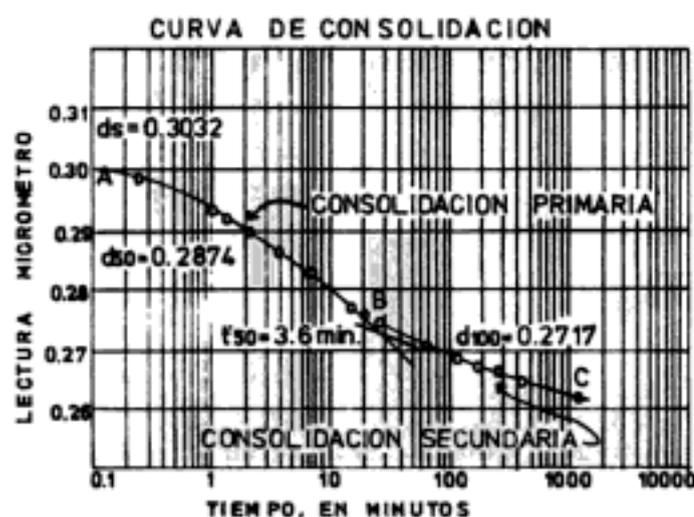


Figura 14.3.

nes finales de cada prueba, es decir, medidas al finalizar la consolidación bajo cada incremento de carga. Conocidos el peso húmedo, la humedad, el volúmen y la densidad de los sólidos se puede calcular su relación de vacíos inicial haciendo los siguientes cálculos:

1. $H_s = \frac{P_s}{AD_s}$;
2. $H_v = H - H_s$;
3. $e_o = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v A}{H_s A} = \frac{H_v}{H_s}$

Donde: V_v = Vol. de vacíos inicial o del espécimen; V_s = Vol. de los sólidos del espécimen; P_s = Peso seco de los sólidos del espécimen; D_s = Densidad absoluta de los sólidos del espécimen.

4. Para el primer incremento en la presión "p" que causa una deformación " ΔH ", el cambio en Δe_1 vale: $\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s}$. El ΔH_1 se obtiene de las lecturas inicial y final del micrómetro.
5. Se calcula la nueva relación de vacíos "e", después de la consolidación debido al incremento de presión de " p_1 ".

$$e_1 = e_o - \Delta e_1$$

Para la próxima presión " p_2 " (igual a la carga acumulativa por unidad de área) que causa deformación adicional ΔH_2 , la " e_2 " al final de la consolidación será:

$$e_2 = e_1 - \left(\frac{\Delta H_2}{H_s} \right), \text{ y así sucesivamente}$$

Conociendo la relación de vacíos para cada incremento de presión, se forma una nueva gráfica, a escala aritmética o a escala semilogarítmica, según se desee. Modelo de estas dos curvas se muestran en la hoja siguiente. Como en dichas gráficas, para un incremento de presión más o menos grande la curva puede considerarse prácticamente como una recta, Terzaghi designó como *Coefficiente de Compresibilidad* a la relación:

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta p} = - \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1}, \text{ en cm}^2 / \text{kg.}$$

que presenta la relación de deformación-esfuerzo del suelo sin tomar en cuenta el tiempo, y que, geoméricamente, es igual a la pendiente de la curva relaciones de vacíos-presiones.

En la expresión anterior a_v es el coeficiente de compresibilidad; e_1, p_1 son la relación de vacíos y la presión en la etapa (1) y e_2, p_2 , en una etapa (2).

En cada gráfica, que representa la curva de consolidación para cada incremento de carga (ver página 212), se escoge un punto de la curva, próximo al eje de las deformaciones, se observa el tiempo que como abscisa le corresponde y se busca sobre la curva el punto cuya abscisa sea cuatro veces la del punto originalmente elegido. La diferencia de ordenada entre ambos puntos se duplica y este valor se lleva, a partir del segundo punto mencionado, sobre una paralela

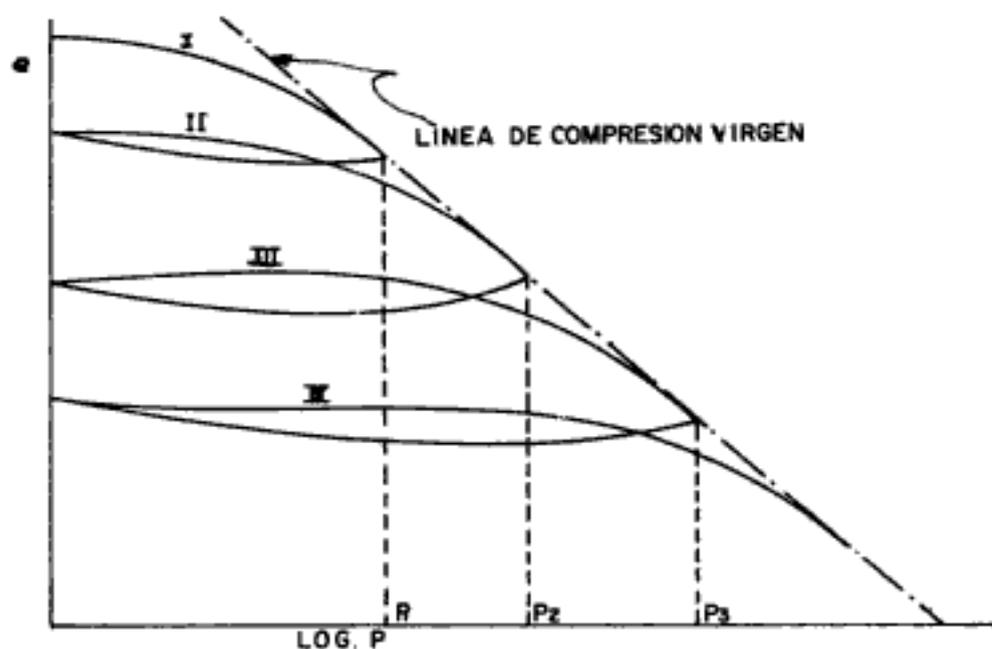


Figura 14.4a.

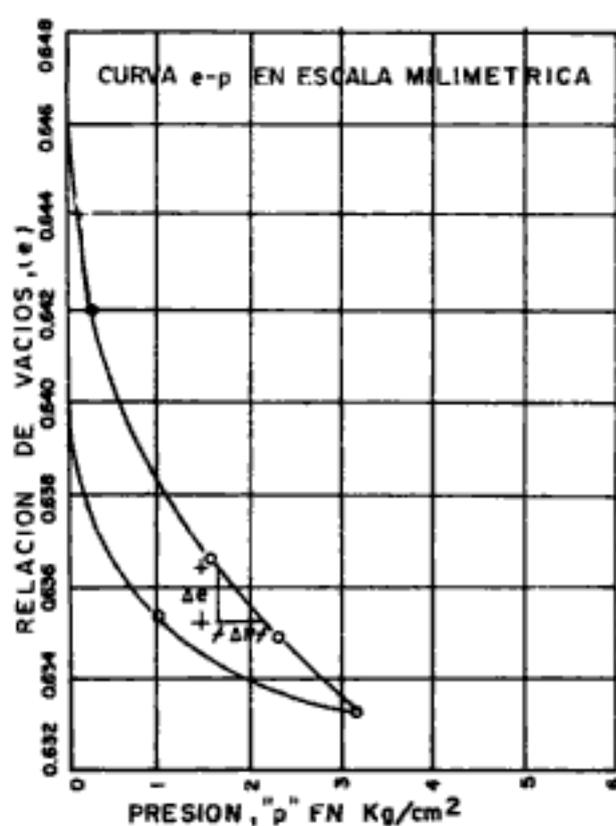


Figura 14.4b.

al eje de las ordenadas, obteniéndose de este modo un tercer punto por el cual se hará pasar una paralela al eje de los tiempos, que es la que define el 0% teórico de consolidación.

El 100% teórico de consolidación queda definido por la intersección de la tangente al tramo central de la curva con la asíntota del tramo final de la misma.

Tabla 14.2

TEMPERATURA	PRESIÓN Kg./cm. ²	DEFORMACIÓN mm.	DEFORMACIÓN UNITARIA	ESPOSOR COMPRIMIDO 2H mm.	2H - 2Hs mm.	$e = \frac{2H - 2Hs}{2Hs}$	Hm cm.	Hm ² cm. ²	t50 seg.	av cm. ² /kg.	Cv 10 ⁻⁴ cm. ² /seg.	K cm./seg.	cm	mm Kg./cm. ²
17.9°	0	0	0	15.000	6.982	0.871	$\frac{15 + 1.4861}{4}$ = 0.746	0.557	-	0.036	-	-	0.862	0.25
..	0.5	0.139	0.93	14.861	6.843	0.853	0.739	0.547	50	0.034	21.6	0.000398	0.844	0.75
..	1.0	.139 + .14 = 0.279	1.86	14.721	6.703	0.836								

PESO DE LOS SÓLIDOS = Ws = Ps = 108.97 gr. Dr = 2.72 Ac = 49.89 cm² 2H = 15 mm

ESPOSOR DE LOS SÓLIDOS = 2Hs = $\frac{Ws \times 10}{Dr \times AC \times Dw} = \frac{108.97 \times 10}{2.72 \times 49.89 \times 1.0} = 8.018$ mm

COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN = Cv = $\frac{0.197 Hm^2}{t50} = \frac{0.197 \times 0.547^2}{50} = 0.00216$ cm.²/seg

COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD = av = $-\frac{\Delta e}{\Delta p} = -\frac{0.853 + 0.871}{0.500 - 0.0} = \frac{0.018}{0.5} = 0.036$ cm.²/Kg

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD = Km = $\frac{Cv \cdot av \cdot \gamma_w}{(1 + e) 1000}$ cm/seg.

Definidos el 0% y el 100% teóricos de consolidación, el punto medio del segmento entre ambos corresponderá al 50% teórico de consolidación. El tiempo correspondiente a este porcentaje de consolidación (t_{50}) queda determinado por la abscisa del punto de intersección entre la curva y la paralela al eje de los tiempos, trazada por el punto medio del segmento aludido (ver figura 14.5).

De la prueba de consolidación se pueden obtener, además de a_v , el coeficiente de consolidación C_v y el coeficiente o constante de permeabilidad o de conductividad hidráulica K_m . Para esto se elabora una tabla (como la tabla 14.2).

En la tabla anterior se puede observar que el coeficiente de consolidación C_v viene expresado así:

$$C_v = \frac{0.197 H_m^2}{t_{50}}$$

El valor 0.197 corresponde, precisamente, al llamado factor de tiempo T para el 50% de consolidación. Como se puede observar, T depende del espesor de la capa de arcilla que se comprime (H_m), del coeficiente de consolidación (C_v), del tiempo (t) que se requiere para que se presente un determinado porcentaje (U) de consolidación (50%, 60%, etc.) y de la forma de drenaje que presente la capa de arcilla compresible. La tabla 14.3 presenta los valores de T dados por Terzaghi, según los porcentajes de consolidación requeridos.

Los factores teóricos T para diferentes grados de consolidación U en porcentaje se muestran en la tabla 14.3.

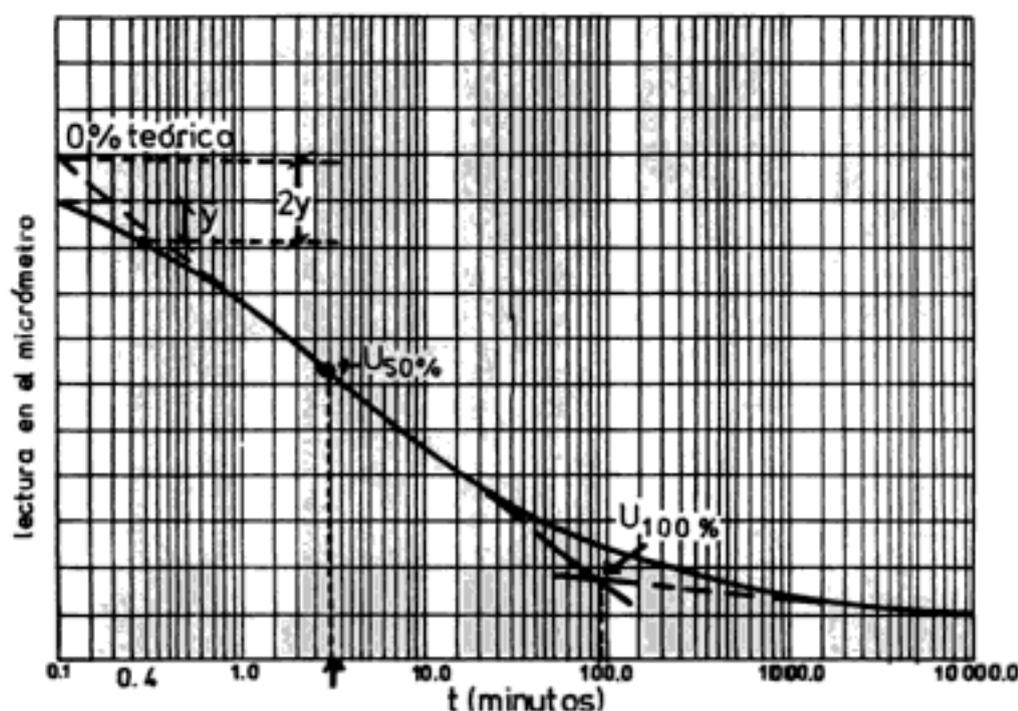


Figura 14.5.

Tabla 14.3

U (%)	T	U (%)	T
0	0	55	0.238
10	0.008	60	0.287
15	0.017	65	0.342
20	0.031	70	0.405
25	0.049	75	0.477
30	0.071	80	0.565
35	0.096	85	0.684
40	0.126	90	0.848
45	0.159	95	1.127
50	0.197	100	infinito

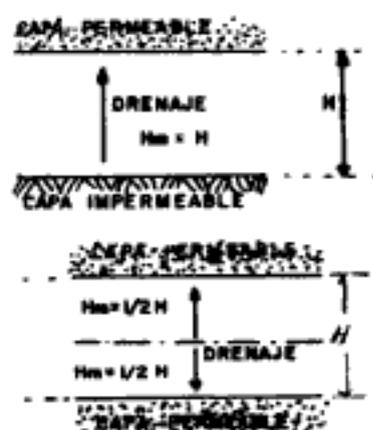
El valor de "T" puede obtenerse, según Hough, así: $T = \frac{\pi}{4} (U)^2$ entrando "U" en decimal.

La H_m depende de la forma de drenaje de la capa de arcilla, y así se tiene que para una vía de drenaje:

$$T = \frac{C_v \cdot t}{(H_m)^2}, \text{ donde } H_m \text{ es igual a } H$$

Para dos vías de drenaje:

$$T = \frac{C_v \cdot t}{(H_m)^2}, \text{ pero en ésta } H_m \text{ es igual a } H/2.$$



Arthur Casagrande, sometiendo repetidas veces una arcilla remoldeada a ciclos de compresión y descarga, obtuvo una serie de curvas $e-\log p$ como las que se muestran en la figura de la página 210.

En el primer ciclo el material remoldeado fue compactado bajo una presión máxima p_1 (curva I) y después fue descargado. Al volver a cargarlo en el segundo ciclo, hasta una presión p_2 mayor que p_1 se obtuvo la curva II, y así sucesivamente las curvas III y IV.

En cada una de las curvas I, II, III y IV se observan (al volver a cargar) dos tramos prácticamente rectos con una pendiente marcadamente distinta; los de máxima pendiente quedan casi sobre una misma recta que une a los puntos p_1 , p_2 y p_3 , a la que Casagrande llamó *línea de compresión virgen*.

Los puntos p_1 , p_2 y p_3 corresponden a los valores de las presiones a que el material había sido consolidado previamente a la descarga y les llamó *presiones de preconsolidación* (P_c).

En los especímenes inalterados, extraídos de capas profundas del suelo, resultan curvas e - $\log p$ de la forma de las citadas en el párrafo anterior, y es posible obtener, con buena aproximación, el valor de la carga de preconsolidación de cada espécimen con el procedimiento sugerido por el mismo Casagrande, mismo que puede observarse en la figura 14.6.

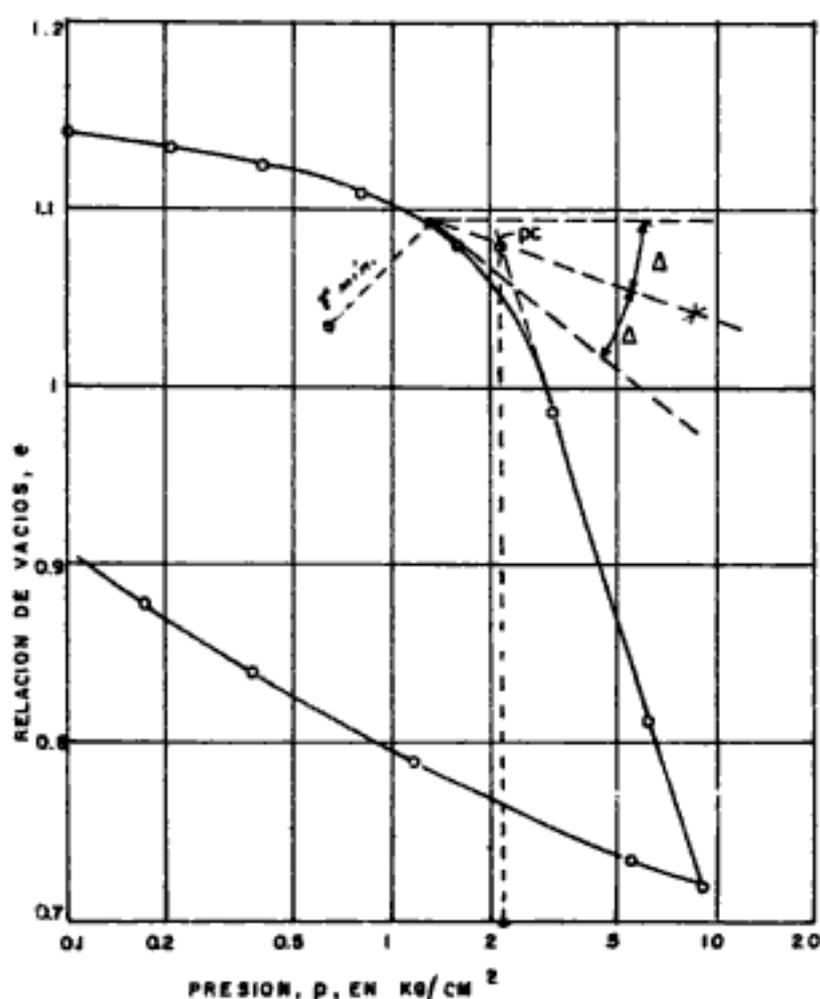


Figura 14.6.

$0.1 \text{ pie}^2/\text{año} = 3 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{seg.}$

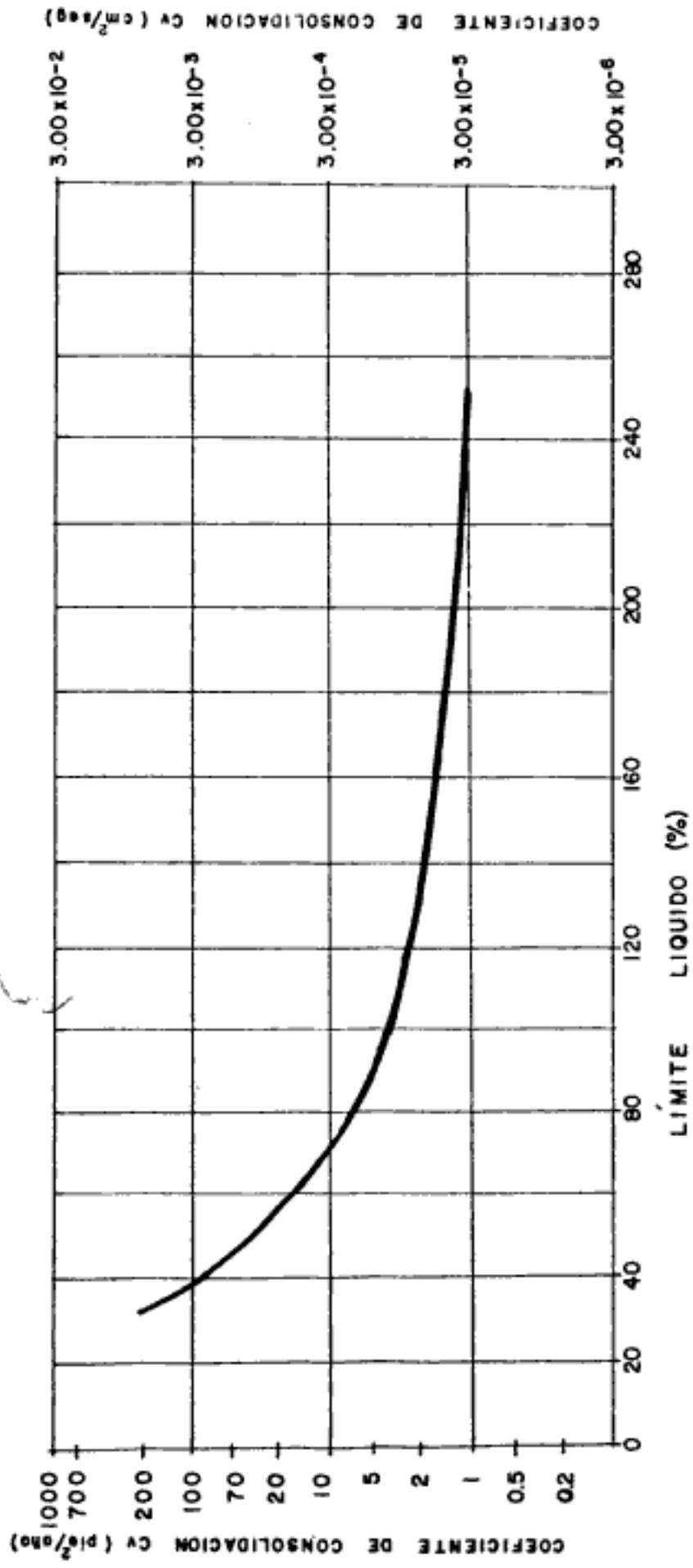


Figura 14.7 Gráfica para obtener el coeficiente de consolidación C_v , en suelos normalmente consolidados (relación esperada).

Tabla 14.4 Valores intermedios encontrados en $\text{pie}^2/\text{año}$ y sus correspondientes en cm^2/seg .

0.1 $Cv(\text{pie}^2/\text{año})$	1.0 $Cv(\text{cm}^2/\text{seg})$	1.0 $Cv(\text{pie}^2/\text{año})$	10 $Cv(\text{cm}^2/\text{seg})$	10 $Cv(\text{pie}^2/\text{año})$	100 $Cv(\text{cm}^2/\text{seg})$	100 $Cv(\text{pie}^2/\text{año})$	1000 $Cv(\text{cm}^2/\text{seg})$
00.1	3.00×10^{-6}	1.00	3.00×10^{-5}	10.00	3.00×10^{-4}	100.00	3.00×10^{-3}
00.2	5.89×10^{-6}	2.00	5.89×10^{-5}	20.00	5.89×10^{-4}	200.00	5.89×10^{-3}
00.3	8.83×10^{-6}	3.00	8.83×10^{-5}	30.00	8.83×10^{-4}	300.00	8.83×10^{-3}
00.4	1.17×10^{-5}	4.00	1.17×10^{-4}	40.00	1.17×10^{-3}	400.00	1.17×10^{-2}
00.5	1.47×10^{-5}	5.00	1.47×10^{-4}	50.00	1.47×10^{-3}	500.00	1.47×10^{-2}
00.6	1.76×10^{-5}	6.00	1.76×10^{-4}	60.00	1.76×10^{-3}	600.00	1.76×10^{-2}
00.7	2.06×10^{-5}	7.00	2.06×10^{-4}	70.00	2.06×10^{-3}	700.00	2.06×10^{-2}
00.8	2.35×10^{-5}	8.00	2.35×10^{-4}	80.00	2.35×10^{-3}	800.00	2.35×10^{-2}
00.9	2.65×10^{-5}	9.00	2.65×10^{-4}	90.00	2.65×10^{-3}	900.00	2.65×10^{-2}
1.0	3.00×10^{-5}	10.00	3.00×10^{-4}	100.00	3.00×10^{-3}	1000.00	3.00×10^{-2}

CAPÍTULO 15

Estabilidad de taludes

ESTABILIDAD DE CORTES Y TERRAPLENES

Uno de los problemas que muy a menudo necesita resolver el ingeniero de caminos es el correspondiente a los fenómenos de inestabilidad de taludes en cortes y terraplenes.

Un talud de tierra no puede considerarse estable indefinidamente, porque tarde o temprano la estabilidad que pueda presentar se pierde debido a los agentes naturales tales como las presiones hidrostáticas, el intemperismo y la erosión. Un aumento temporal de cargas, la reducción de la resistencia del suelo o una redistribución desfavorable de esfuerzos son causas que contribuyen de una u otra manera a que el talud busque su posición más estable.

La estabilidad de los paramentos de un corte se confía a la resistencia propia del material que los forma y al valor soportante del suelo subyacente al pie del talud.

Cuando el material que forma los paramentos de un corte tiene un límite elástico bien definido, la falla de talud consiste en el deslizamiento de una parte de dicho paramento a lo largo de una superficie conchoidal bien definida que puede aflorar al pie del talud o puede extenderse por abajo del corte y aflorar a una cierta distancia enfrente del talud. A ese tipo de falla se le denomina *deslizamiento* y se observa tanto en materiales cohesivos como en los de poca cohesión (ver figuras). Cuando el suelo además de ser cohesivo se encuentra en un estado plástico, o bien cuando se trata de materiales granulares sueltos y saturados, es muy frecuente que la falla tenga las características de un escurrimiento lodoso o *flujo plástico*.

A menudo una falla por deslizamiento, una vez que ha dado comienzo el movimiento, degenera en flujo plástico por haber perdido su estructura y elasti-

cidad el material que participó en el deslizamiento. Cuando el material que forma los taludes se encuentra muy fracturado, o está formado por bloques mal cementados con suelos limosos erosionables, entonces se producen desprendimientos de los estratos superficiales. A este tipo de fallas se les denomina *desrumbes* o *desplomes*, es decir, se han clasificado las fallas de los taludes por las características del material que forma el suelo, pero también pueden clasificarse de acuerdo con el tiempo en que se presentan. Cuando la falla ocurre durante la construcción del corte, ella se deberá, casi exclusivamente, a que la altura del talud es mayor que la necesaria para que el peso propio del suelo pueda ser equilibrado por la resistencia interna del mismo. Cuando la falla del corte se produce algún tiempo después de efectuado aquél, es muy probable que en la inestabilidad del mismo hayan intervenido causas variadas, tales como presiones hidrostáticas, intemperismo y erosión.

Es frecuente observar que al fallar una parte del talud a lo largo de una superficie conchoidal se define una nueva superficie de deslizamiento más grande alrededor de la primera falla, siendo posible que se produzcan hasta cuatro fallas, una dentro de la otra (ver figuras 15.1a, b, c y d).

Es necesario hacer notar que no siempre aumenta la estabilidad de un talud a medida que se reduce su pendiente. Las presiones hidrostáticas alcanzan sus valores más altos en taludes con 55° a 60° de inclinación y, como consecuencia, es común encontrar que un talud de 1/2:1 es más inestable que uno de 1/4:1, o aun que el perfectamente vertical.

En cambio, el talud de 1/4:1 puede tener la misma estabilidad que el de 1:1, y a la vez puede ser mucho más económico que este último.

A continuación se presenta un método de cálculo de estabilidad de taludes, el cual está basado en las siguientes suposiciones:



Figura 15.1a

Figura 15.1b



Figura 15.1c

Figura 15.1d

1. El suelo tiene un límite elástico bien definido.
2. La resistencia al esfuerzo cortante del suelo puede determinarse mediante la conocida ecuación de Coulomb:

$$\tau = c + P_i \tan \varphi$$

3. La estabilidad del talud depende de la estabilidad de una sección transversal de dicho talud bajo las fuerzas W , F y C .
4. La superficie de deslizamiento puede representarse con un arco de círculo cuyo centro O es también el centro de rotación del elemento.

MÉTODO SUECO

Basándose en las observaciones de la Comisión Geotécnica Sueca acerca de las fallas aparecidas en los ferrocarriles de esa nación, K.E. Petterson propuso un método de cálculo de taludes que fue perfeccionado posteriormente por Fellenius. El método, conocido por el nombre de *Método Sueco*, supone que la superficie de deslizamiento de la cuña es cilíndrica y que la rotación se produce alrededor del centro del cilindro.

La figura 15.2 muestra una superficie de deslizamiento cilíndrica con su centro de rotación, en el centro del arco abc .

Para determinar si el talud es o no estable se siguen los siguientes pasos:

1. Se escoge un centro de rotación aproximado haciendo uso de los datos de la tabla 15.1, que representan el resultado de las investigaciones de Fellenius para cuando φ sea igual a cero.

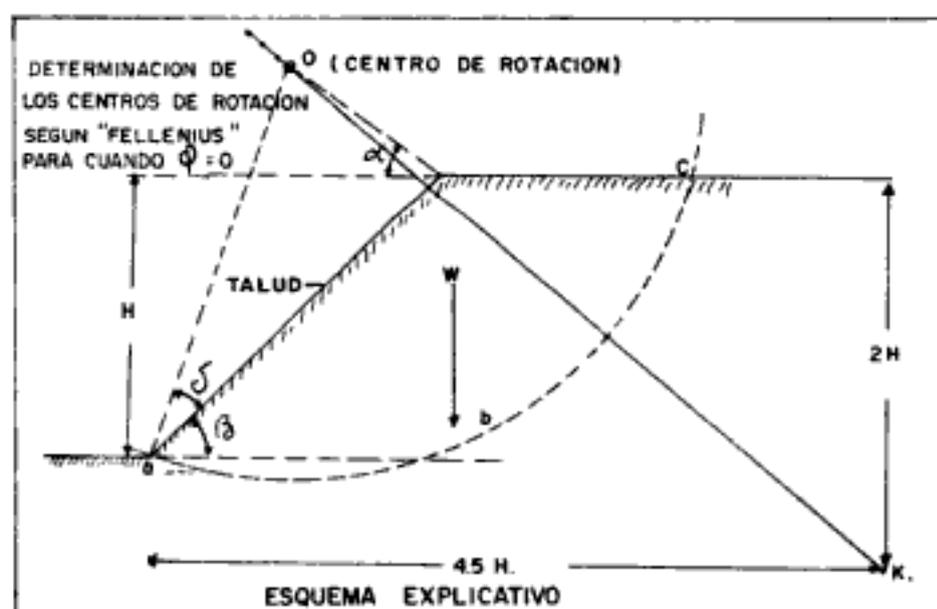


Figura 15.2

Tabla 15.1

Talud	Ángulo β	Ángulo α	Ángulo δ
0.58:1	60°	40°	29°
1:1	45°	37°	28°
1.5:1	33°47'	35°	26°
2:1	26°34'	35°	25°
3:1	18°26'	35°	25°
5:1	11°19'	37°	25°

2. La cuña de deslizamiento abc se divide en un número conveniente de elementos verticales, como se muestra en la figura 15.3.
3. Se determina el peso de cada segmento de suelo que actúa en el centro de gravedad de cada elemento, suponiendo para ello que la sección que se está estudiando representa una rebanada del corte con un grueso igual a la unidad. Se supondrá que cada uno de estos pesos actúa sobre la base de su segmento correspondiente, en donde se le descompone vectorialmente en una componente normal (F_n) y otra tangencial (F_t) con relación a la superficie de deslizamiento.
4. Si el suelo de todo el talud es de propiedades homogéneas, se calcula el valor total de la resistencia por cohesión multiplicando la cohesión unitaria por la longitud de la superficie de deslizamiento abc . Si existen varios

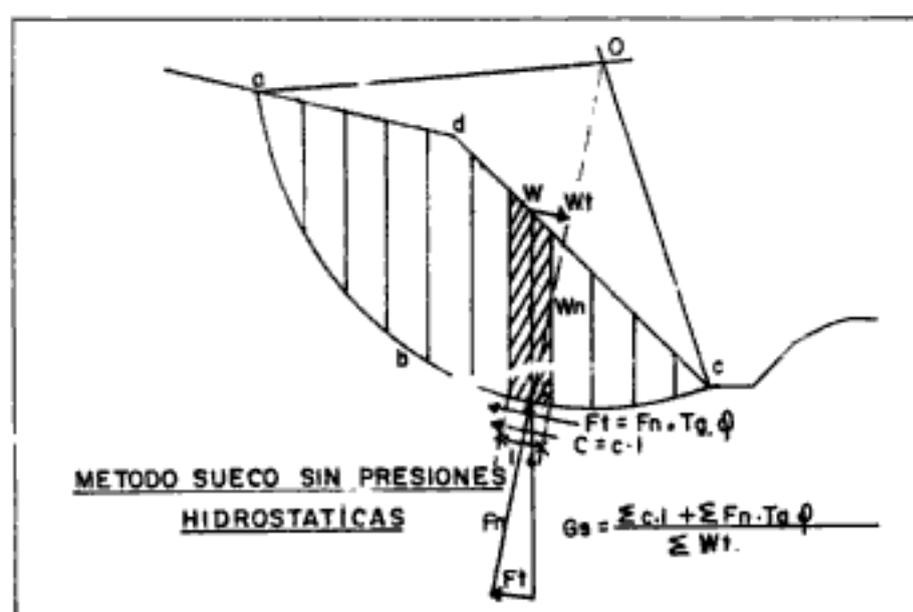


Figura 15.3

estratos distintos, entonces se calcula para cada elemento la resistencia por cohesión multiplicando la cohesión unitaria al nivel de la base del elemento por el área de dicha base.

La componente tangencial (W_t) es la que tiende a producir el deslizamiento. La componente normal (F_n) se opone a este deslizamiento, por aumentar la resistencia debida a la fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento, siendo esta última una de las fuerzas que contrarresta la tendencia al deslizamiento.

De acuerdo con el concepto de la fricción, la resistencia a lo largo de la superficie de deslizamiento debida a ella tiene como valor límite $F_n \cdot \tan \varphi$. También la cohesión se opone al deslizamiento y actúa a lo largo del arco abc . La relación que existe entre la suma de las fuerzas resistentes y la suma de las fuerzas que estimulan el deslizamiento se define como *factor de seguridad*.

$$\text{Factor de seguridad} = F.S. = \frac{\Sigma c \cdot l + \Sigma F_n \cdot \tan \varphi}{\Sigma W_t}$$

en donde l representa la longitud de la base de cada segmento a lo largo del arco abc . Cuando el material tenga un $\varphi > 0$, para encontrar el círculo crítico de deslizamiento es necesario seleccionar varios centros de rotación y repetir el cálculo anterior para cada una de las superficies de falla correspondientes, haciéndolas pasar por el pie del talud. Cuando el factor de seguridad de la cuña sea igual o mayor que uno, entonces existe equilibrio entre las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento y las fuerzas que se oponen a él; por lo tanto, el corte será estable. Cuando dicho factor sea menor que la unidad, el talud será inestable y estará en condiciones de que se produzca el deslizamiento.

Con este método se analizan varias superficies de falla probable, a uno y otro lado de la primera superficie considerada, haciendo centros sobre la línea OK que se dibuja según se indica en la figura de la página 219, trazándose, en una gráfica que se coloca arriba del diagrama de análisis, los valores de los factores de seguridad y escogiendo en éstos el valor más bajo con el cual se localiza la superficie de falla más probable y el factor de seguridad propio de todo el talud. Esto se ilustra en la figura 15.4

El método anterior no representa el análisis teórico preciso de los esfuerzos que actúan en el interior de los taludes, ya que hace caso omiso de las fuerzas normales y tangenciales que actúan en las paredes verticales de los segmentos. Sin embargo, en calidad de procedimiento semiempírico ha dado resultados aceptables y tiene la ventaja de que es posible estudiar con él superficies que no sean forzosamente circulares, y, además, se pueden introducir en él los efectos de las presiones hidrostáticas (ver figura 15.4), como más adelante se verá. Estas pre-

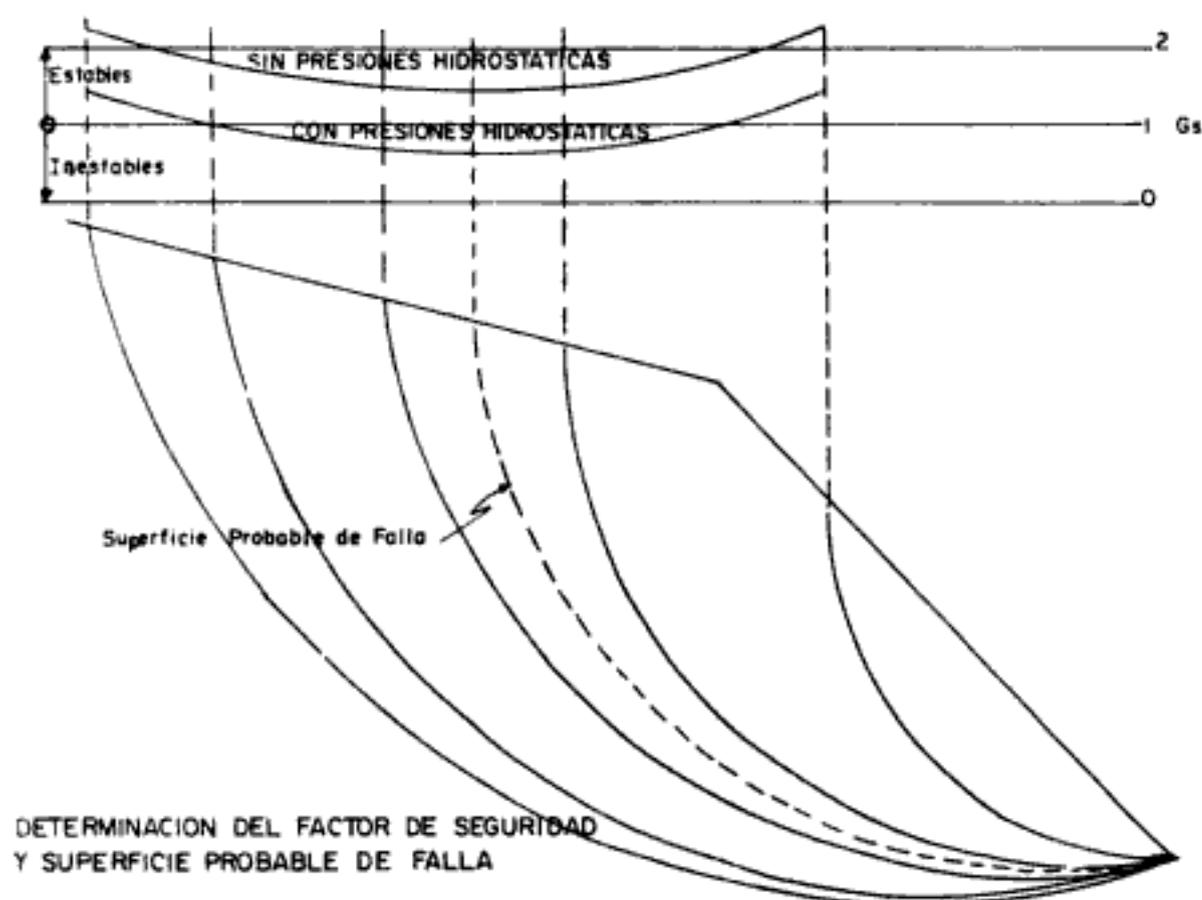


Figura 15.4

siones existen en el agua que ocupa los poros del suelo y, por tanto, tienden a separar las partículas, disminuyendo así la presión intergranular y la fricción.

Para hacer intervenir la presión hidrostática es necesario que se estudien antes las redes de filtración.

REDES DE FILTRACIÓN

Las presiones hidrostáticas que actúan en el interior de un talud se calculan por medio de la *red de flujo*. Ésta es una solución gráfica de la ecuación general de escurrimiento de los líquidos a través de medios porosos. Sin entrar en detalles respecto a la base teórica para la construcción de las redes de flujo, ni de las diversas analogías que pueden emplearse para resolver mecánicamente este problema, se especificarán a continuación las condiciones que debe llenar una red de flujo para que sea efectivamente la solución a la ecuación de escurrimiento.

La red de flujo consiste de dos series de líneas que cruzan normalmente: las primeras, que se dibujan con línea continua, representan la trayectoria del agua y se denominan *líneas de flujo*; la segunda serie de líneas, normales a las líneas de flujo, se dibujan con líneas punteadas, unen puntos en que el potencial hidrostático es igual y se llaman *líneas equipotenciales* (ver figura 15.5).

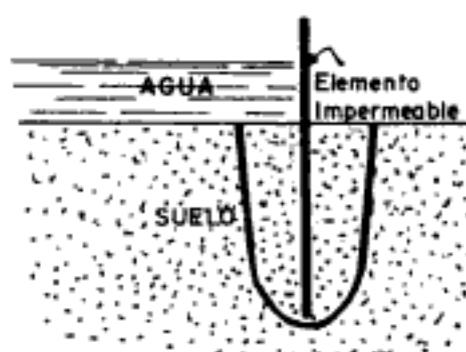


Figura 15.5

Si se coloca una serie de tubos piezométricos en el interior de un suelo, de tal manera que el extremo inferior de dichos tubos quede localizado a lo largo de la misma equipotencial, entonces el nivel al cual ascenderá el agua en el interior de los tubos piezométricos será el mismo.

Las condiciones que debe llenar una red de flujo en un suelo isótropo (que representa iguales propiedades en todas direcciones) son las siguientes:

1. La red de flujo debe satisfacer las condiciones hidráulicas de frontera.
2. Las líneas de flujo deben intersectar normalmente (con ángulos de 90°) las líneas equipotenciales.
3. Los rectángulos formados por dos líneas de flujo adyacentes y dos equipotenciales adyacentes deben ser semejantes entre sí en toda la red de flujo. Por conveniencia se escoge que estas figuras sean aproximadamente cuadradas.

Las *condiciones hidráulicas de frontera* indicadas en el punto 1 son aquellas que existen en los límites de la zona de suelo saturado y agua.

Si una masa de suelo está en contacto con un estrato completamente impermeable o con cualquier otro cuerpo que no permita el paso del agua, esto constituye una frontera. El límite entre el suelo saturado y el suelo no saturado, tal como se presenta en el nivel freático o nivel de saturación, es otra frontera. Finalmente, el límite entre el suelo saturado y el aire, por ejemplo en la cara de un talud, viene a ser otra frontera.

Las siguientes reglas fundamentales ayudan a establecer las condiciones hidráulicas de frontera para cualquier problema de escurrimiento de agua en el interior de los suelos:

- a) El límite entre suelo saturado y un cuerpo impermeable es una línea de flujo.
- b) El límite entre suelo saturado y agua libre en reposo es una línea equipotencial.
- c) El límite entre suelo saturado y aire es una línea que está cruzada a diversos ángulos tanto por las equipotenciales como por las líneas de flujo,

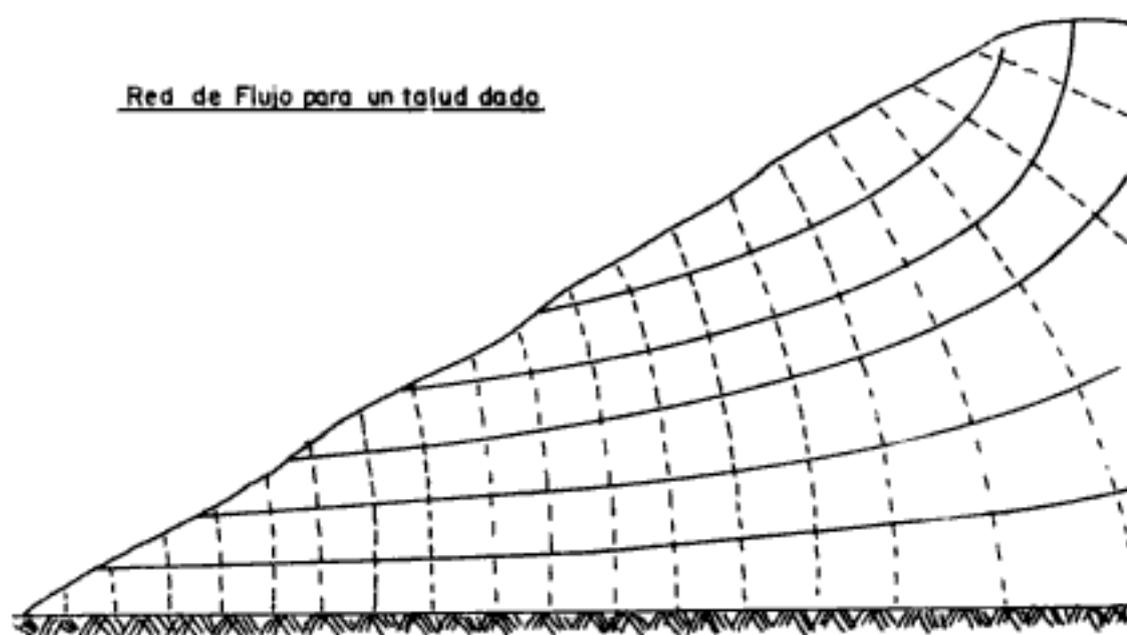


Figura 15.6

pero tiene la particularidad de que las líneas equipotenciales la cortan con intervalos verticales iguales, es decir, con una equidistancia fija vertical.

- d) El límite entre suelo saturado con agua en movimiento y el suelo no saturado es una línea de flujo, y a la vez es cortada por las equipotenciales a una equidistancia fija vertical.

En la figura 15.6 se ilustra una red de flujo que deberá estudiarse cuidadosamente para adquirir un cierto sentido de la geometría de dichas redes.

Para el análisis de estabilidad de taludes el tipo de escurrimiento que produce condiciones más peligrosas de inestabilidad es el que corresponde a la saturación completa del suelo por efecto de la alimentación constante del agua que le proporciona una lluvia prolongada que cae sobre la superficie del terreno y sobre la propia cara del talud. La red de flujo, en este caso, es relativamente sencilla para dibujarse, ya que basta establecer si existe o no un estrato impermeable que limite la zona de filtración. En caso de que dicho estrato aparezca en el perfil del suelo, se sabe de antemano que hidráulicamente representa la primera línea de flujo.

Por otra parte, la cara del talud y la superficie del terreno arriba de dicho talud es una frontera que se ve cortada por las líneas equipotenciales a iguales incrementos de altura. En caso de que la superficie de la parte superior del talud sea horizontal, entonces se considerará una línea equipotencial. La cama del corte, que generalmente también es horizontal, es otra línea equipotencial.

Definiendo así las condiciones hidráulicas de frontera, la forma más fácil de iniciar el trazado de la red de flujo es dibujar una línea vertical sobre el pie del talud y dividirla en distancias iguales, que pueden ser de 1 m para los taludes

chicos y de 2 m para los taludes grandes. A continuación se proyectarán estas alturas horizontalmente hasta cortar la cara del talud o la superficie del terreno, y partiendo de estas intersecciones se esbozarán suavemente con lápiz las líneas equipotenciales, recordando que deben cortar a las líneas de flujo con ángulos de 90° , incluyendo a la primera línea del flujo que coincide con la cara superior del estrato impermeable.

Siempre es conveniente empezar a trazar las equipotenciales en el pie del talud en posición casi vertical, acostándolas cada vez más hasta llegar a las equipotenciales horizontales de la cresta del talud.

Una vez dibujadas estas equipotenciales se trazarán las líneas de flujo a partir del estrato impermeable, buscando que vayan quedando figuras aproximadamente cuadradas y octagonales entre ellas y las equipotenciales. Mediante la corrección sucesiva del dibujo se logra llegar a construir una red de flujo que concuerde en forma precisa con las especificaciones que se han mencionado y, por lo tanto, que represente la solución correcta de la ecuación de escurrimiento.

Cuando no existe un estrato impermeable, entonces la red de flujo se construye con las condiciones de frontera que imponen la superficie del terreno, las caras de los taludes y la cama del corte.

Arthur Casagrande aporta algunas ideas para facilitar la construcción gráfica de las redes de flujo:

1. Aprovéchese cualquier oportunidad para estudiar el aspecto de redes de flujo bien construidas. Cuando la figura haya quedado bien grabada en la mente, inténtese dibujar la misma red sin mirar la solución. Repítase esto hasta hacerlo correctamente.
2. En los primeros tanteos es suficiente dibujar pocas líneas, ya que manejar muchas líneas puede distraer la atención de las formas generales.
3. Vigílese siempre el aspecto general de la red. No hay que preocuparse por ajustar los detalles antes de que el conjunto de la red no esté aproximadamente correcto.
4. Con frecuencia hay zonas de la red de flujo en las cuales las líneas de escurrimiento son, aproximadamente, rectas paralelas. En estas zonas los canales de filtración son de hecho de la misma anchura, y los cuadrados o campos más o menos del mismo tamaño. Se facilita el dibujo comenzando la construcción de la red de flujo por tales zonas, suponiendo que las líneas de flujo son rectas.
5. La red de flujo en áreas confinadas entre límites paralelos es frecuentemente simétrica y consiste en curvas de forma elíptica.
6. El principiante comete con frecuencia el error de dibujar transiciones demasiado bruscas entre las secciones rectas y curvas de las líneas de flujo o de las equipotenciales. No debe olvidarse que todas las transiciones son suaves de aspecto elíptico o parabólico. El tamaño de los cuadros debe variar en cada canal de filtración.

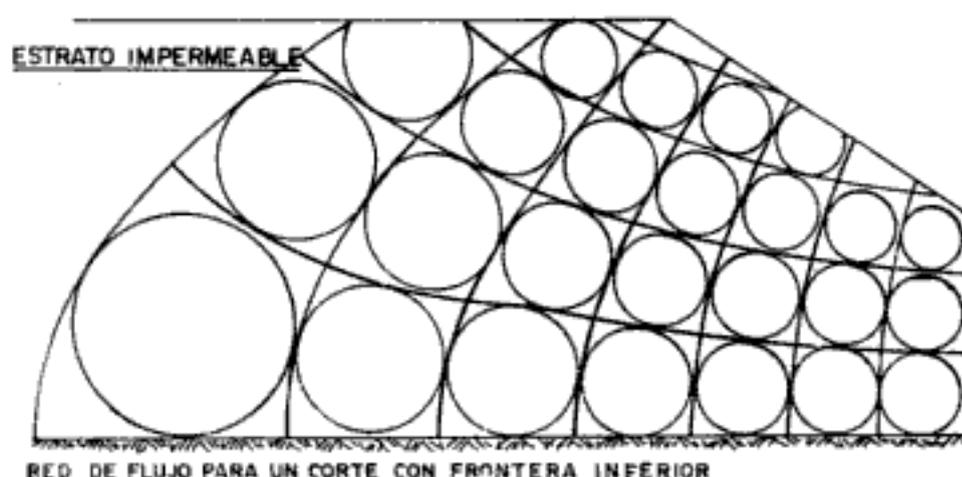


Figura 15.7a

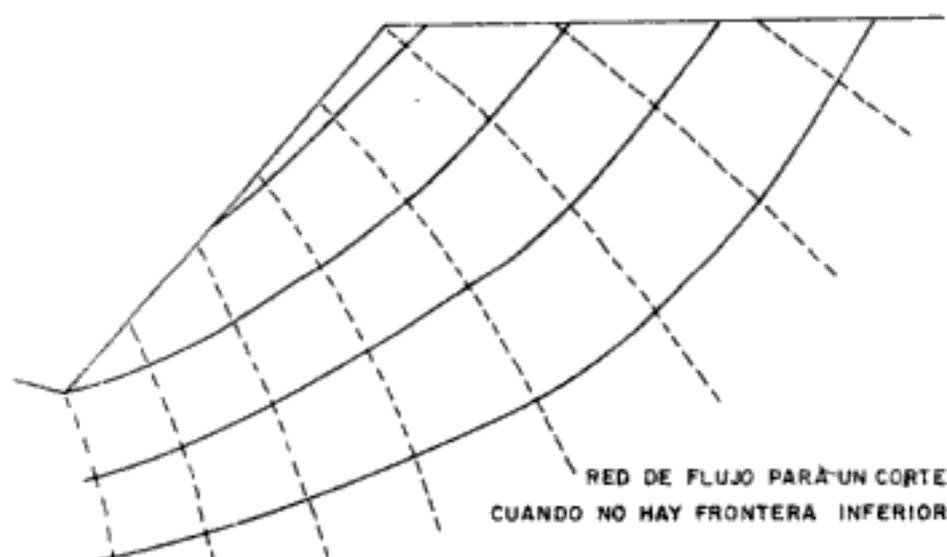


Figura 15.7b

En las figuras 15.7a y b se muestran dos redes de flujo para un corte; en la primera existe un estrato impermeable y en la segunda no existe. De la red de flujo se obtienen datos de mucho interés, y entre ellos el que interesa para el estudio de estabilidad de taludes, que es la magnitud de las presiones hidrostáticas que actúan sobre la cuña de deslizamiento. Para que este dato se pueda calcular con mayor facilidad es conveniente deducir de la red de flujo otro diagrama, que se conoce con el nombre de *red equipresional* y que consiste en un grupo de curvas en las cuales se lee directamente la magnitud de la presión hidrostática en cualquier punto del interior del suelo (pág. 227).

Ya se mencionó que las líneas equipotenciales unen todos los puntos en que el nivel piezométrico es igual. Evidentemente, esta altura será nula en las intersecciones de las equipotenciales con la superficie del terreno o las caras de los taludes. Lo anterior significa que dichas intersecciones marcan la altura piezométrica de todos los demás puntos que se encuentran a lo largo de la misma equi-

potencial, es decir, que cualquier tubo piezométrico colocado sobre esa equipotencial permitirá que ascienda el agua en su interior hasta la misma altura a que se encuentra la intersección de la equipotencial con la superficie del suelo.

Lo anterior permite que se construyan las líneas equipresionales con mucha facilidad.

Lo que se desea conocer es la presión neutra sobre la superficie de falla de un talud determinado. Partiendo de las líneas equipotenciales, la presión neutra puede determinarse en cualquier punto de la sección. Por ejemplo, un punto N en la figura 15.8 tiene una carga de presión igual a MN . El punto S se fija marcando la distancia NS igual a MN . Se obtendrán varios en la misma forma que S y uniéndolos se tiene una curva que representa el diagrama de cargas sobre la superficie de falla que se estudia. La altura de agua multiplicada por el peso volumétrico de la misma dará la presión neutra en el punto donde se midió la altura.

Habiendo estudiado ya lo referente a las redes de escurrimiento, se puede describir la secuela cuando se analice un talud en el cual existan presiones hidrostáticas.

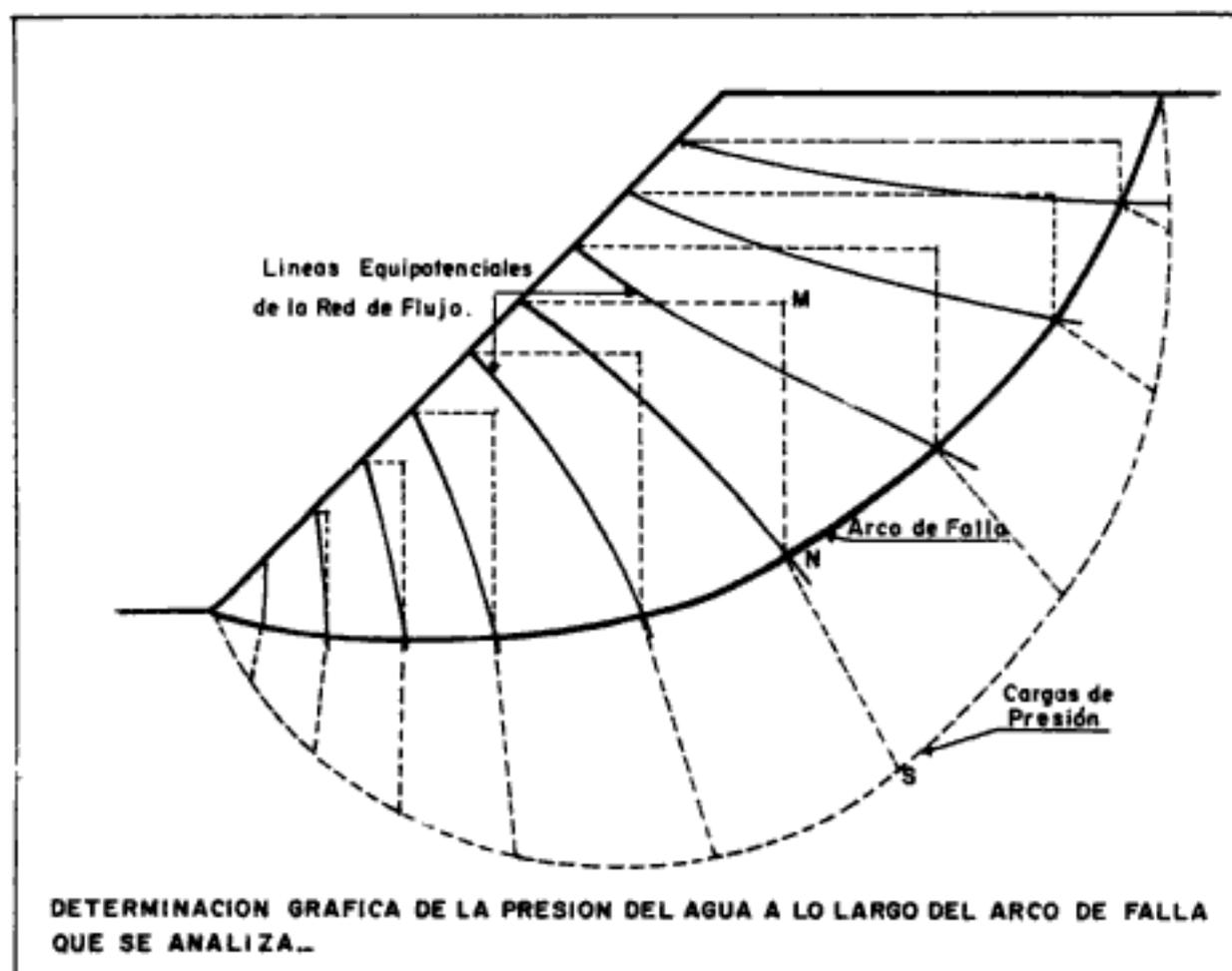


Figura 15.8

1. Se traza la superficie curva de deslizamiento abc , suponiendo que se inicia en c a una distancia horizontal del pie del talud igual a una y media veces la altura del mismo y, además, que aflora en el pie del talud. Esta es la primera superficie que habrá de analizarse.
2. La cuña de deslizamiento abc se divide en un número conveniente de elementos verticales, como se muestra en la figura de la página 220.
3. Se determina el peso (W) de cada elemento y se supone que obra sobre la base del mismo, en donde se le descompone en una fuerza normal (W_n) y otra tangencial (W_t) con respecto a la superficie de deslizamiento.
4. De la red de flujo se obtiene el valor de la presión hidrostática que actúa en el centro de la base de cada segmento. Esta presión se multiplica por el área de dicha base, obteniéndose así el valor de U que es la presión total hidrostática que se ejerce normalmente sobre la base de cada uno de los segmentos. Dado que esta presión disminuye la presión intergranular F_n , se tendrán en la base del segmento, sobre la base sólida, una neta igual a $(F_n - U)$.
5. Se determina la longitud de la superficie de deslizamiento en el cual el valor de $(F_n - U)$ sea positivo, multiplicándose esta longitud por la cohesión unitaria, de los cuales se obtiene la cohesión total. Si existen varios estratos, entonces se multiplica la longitud de la base de cada segmento por su valor correspondiente de cohesión, omitiendo los que tengan valores negativos de $(F_n - U)$.
6. Se calcula el factor de seguridad con la siguiente ecuación:

$$G_s = \frac{\Sigma c \cdot l + \Sigma(F_n - U) \tan \varphi}{\Sigma W_t}$$

Frecuentemente ocurre que en la parte superior de la superficie de deslizamiento, y en algunos casos también en el pie del talud, el valor de $F_n - U$ es negativo, lo cual significa que las presiones hidrostáticas son suficientes para separar las partículas de suelo y producir así una grieta con un estado de esfuerzo favorable para el establecimiento de las condiciones que se conocen con el nombre de *suelo movedizo*. Por lo tanto, se considera que en estos tramos la resistencia debida a la cohesión es nula, al igual que la correspondiente a la fricción. En el resto de la superficie de deslizamiento se supone la participación íntegra de la cohesión y la fricción (ver figura 15.9).

Con este método se analizan varias superficies de falla probable, a uno y otro lado de la primera superficie considerada, trazándose en una gráfica que se coloca arriba del diagrama de análisis los valores de los factores de seguridad y escogiendo en éstos el valor más bajo con el cual se localiza la superficie de falla más probable y el factor de seguridad propio de todo el talud (ver figura 15.9).

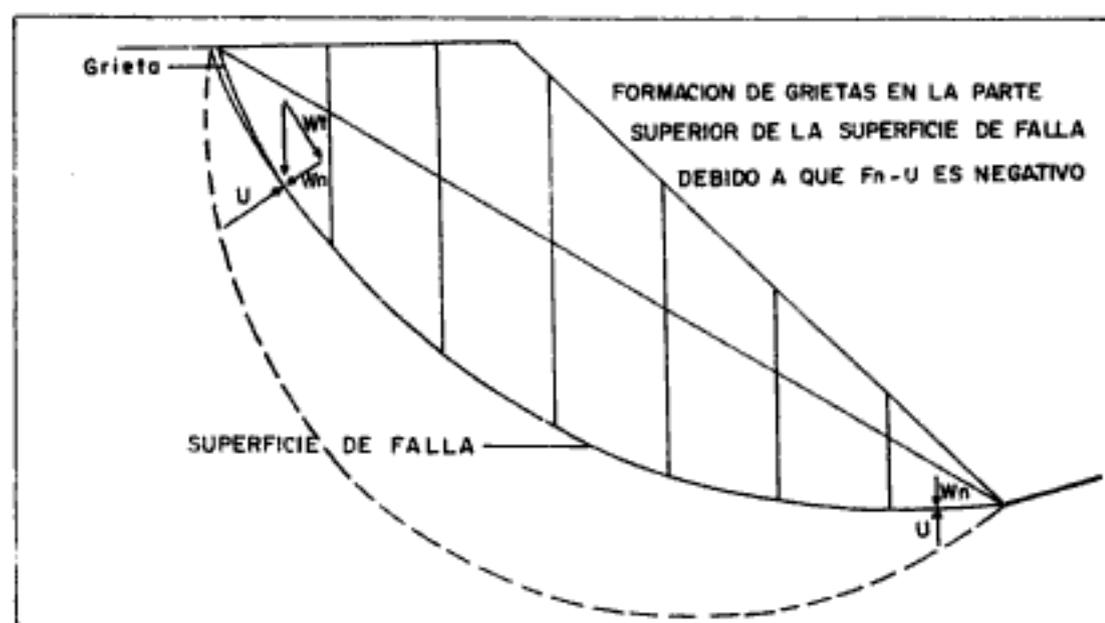


Figura 15.9

TIPOS DE FALLAS Y ALGUNOS PROCEDIMIENTOS PARA SU ESTABILIZACIÓN

Los procedimientos de análisis que se han descrito en los capítulos anteriores son aplicables únicamente para las fallas ocasionadas por el deslizamiento de una porción del suelo con respecto a otra, es decir, para aquellos casos en que el suelo falla por haberse excedido su resistencia al esfuerzo cortante. En realidad existen muchas formas en que el talud puede fallar, pero la falla por deslizamiento es la única susceptible de un análisis matemático aproximado.

Aparte de las fallas por deslizamiento ocurren en los taludes otras fallas debidas a una o varias de las siguientes causas (ver figuras 15.10a, b, c, d, e y f):

- Por deslizamiento a lo largo de los planos de estratificación, como resultado del efecto lubricante del agua que escurre por dichos planos.
- Por disgregación ocasionada por el agrietamiento que se produce al secarse las arcillas suaves, especialmente las arcillas bentónicas.
- Por disgregación debida a la intemperización, especialmente en calizas y lutitas margosas.
- Por la acción del empuje que se produce al sufrir expansión los estratos margosos y arcillas que se saturan de agua.
- Por desplazamiento de los suelos que se encuentran debajo del pie de los taludes.
- Por la presencia de corrientes ascendentes de agua, que originan la condición conocida como *suelo movedizo*.
- Por derrumbe de masas fragmentadas, ya sea a través del efecto solamente de la gravedad, o bien estimulado por la fuerza expansiva de las arcillas y margas, o por presiones por erosión y por flujo plástico o lodoso.

**Figura 15.10a****Figura 15.10b****Figura 15.10c****Figura 15.10d****Figura 15.10e****Figura 15.10f**

Antes de que puedan proyectarse con tino las obras necesarias para lograr la estabilización de un corte fallado o susceptible a la falla es conveniente aclarar con todo detalle a cuál de todos los tipos de falla está expuesto y cuáles son las causas que pueden controlarse o eliminarse para conseguir una estabilidad adecuada.

Una de las ideas más difundidas entre los ingenieros es la de que un talud es más estable mientras menor sea su inclinación. Las teorías clásicas que no toman en cuenta las presiones hidrostáticas proporcionan algún fundamento a esta suposición.

Sin embargo, no solamente con el análisis teórico sino también con la observación de abundantes casos reales se ha venido a comprender que en determinadas circunstancias al abatir los taludes las condiciones de estabilidad empeoran en lugar de mejorar.

Es sólo para taludes con inclinación menor de 50° que se observa un beneficio importante al disminuir la pendiente del talud.

Si se comparan los factores de seguridad de un talud con presiones hidrostáticas y sin ellas, se observará que el aumento que se tiene en la estabilidad es sumamente importante cuando se logran eliminar dichas presiones. En consecuencia, la atención debe dirigirse principalmente hacia obras de drenaje internas y externas que eviten la penetración del agua de las lluvias, su acumulación en depresiones mal drenadas, su absorción en estratos permeables o en zonas de mucha vegetación que la alimentan en forma gradual al suelo y mantienen un grado alto de saturación, y finalmente debe considerarse la posibilidad de interceptar las corrientes de agua que provengan de puntos muy alejados o aun de niveles más profundos.

Son las condiciones topográficas y geológicas, así como las observaciones directas que se hagan en los sondeos, las que proporcionarán la orientación debida para que se comprenda el origen y naturaleza de las filtraciones en un corte o terraplén.

Si el análisis teórico ha demostrado que el tipo de falla más probable es un deslizamiento, entonces pueden tomarse en consideración las siguientes posibilidades para mejorar la estabilidad.

1. Se puede disminuir el peso de la cuña de deslizamiento, ya sea que se le tienda hasta alcanzar un talud más estable o que se construya una banqueta o berma a medio talud.
2. Se puede tratar de eliminar las presiones hidrostáticas, ya sea evitando la entrada del agua al interior de los taludes, interceptándola o cambiando la dirección del escurrimiento.
3. Se puede proporcionar una resistencia pasiva al pie del talud por medio de un muro de sostenimiento, por la acumulación de material granular o con un revestimiento pesado de roca.

En los estudios que se han hecho para aplicar la primera solución, o sea reducir el peso de la cuña, se ha encontrado que la construcción de una banqueta

o berma produce mejores resultados con mayor volumen de excavación. Sin embargo, las condiciones de drenaje se complican un poco y no deben descuidarse en forma alguna.

La segunda solución, que se relaciona con la eliminación de las presiones hidrostáticas, admite muchas variantes, de acuerdo con el perfil del suelo, la topografía y el origen de las filtraciones.

Como se ve por las redes de flujo que se han descrito antes, el mayor volumen de filtraciones se debe a la penetración del agua en la zona cercana a la cresta del talud; en consecuencia, la impermeabilización de esta zona mejorará enormemente las condiciones de saturación del suelo en la zona que está expuesta a un deslizamiento. En ocasiones se encuentra un estrato relativamente delgado de material arenoso en la parte superior del talud que hace las veces de un alimentador de humedad, ya que permite la absorción rápida del agua de lluvia, su retención dentro de la capa permeable y su alimentación constante hacia las capas arcillosas subyacentes. Si esta capa superficial es suficientemente delgada, una de las soluciones más prácticas consiste en despalmarla totalmente y conformar la superficie para permitir un rápido escurrimiento exterior que disminuya la penetración del agua.

Cualquier circunstancia que permita que se conserve un grado elevado de saturación en el suelo de los taludes predispone hacia una falla por deslizamiento en cualquier momento en que se presente una lluvia de suficiente duración que termine por saturarla y establezca la red de flujo. En muchos de los estudios realizados se han encontrado condiciones idénticas en ambos taludes de un corte en lo que se refiere a altura, inclinación, naturaleza de los suelos, etc.; sin embargo, si en uno de estos taludes existe la posibilidad de que se encharque el agua y se produzca así un humedecimiento más prolongado del suelo, la falla ocurre en dicho talud y no en el otro.

Con frecuencia estas malas condiciones del drenaje superficial se deben a las obras mismas que se ejecutan para la construcción del corte, como lo son los caminos de acceso, sitios para campamentos, contracunetas mal drenadas, etc. las especificaciones de construcción deben prever que estas obras no interfieran con el buen drenaje superficial arriba de los cortes.

La presencia de vegetación también es sumamente importante en la estabilidad de un talud. Cualquier tipo de vegetación, sobre todo los arbustos y el césped, tienden a retener el agua de las lluvias y alimentan al suelo, disminuyendo la velocidad del drenaje superficial.

En todos los casos en que sea posible se eliminará esta vegetación y se procurará estabilizar el suelo e impermeabilizarlo, dándole al mismo tiempo una cohesión suficiente para evitar que sea erosionado por las corrientes. Esto puede hacerse mediante una aplicación de aceite combustible caliente, que penetre por lo menos 3 cm dentro del suelo, lo cual puede lograrse con 5 ó 6 litros por metro cuadrado. La impermeabilización de una superficie arenosa o agrietada se puede hacer también con una capa de suelo arcilloso conformado y compactado.

Cuando las contracunetas hayan de alojarse en material permeable (sea por naturaleza arenosa o porque se encuentren sumamente agrietadas), se les deberá recubrir con un zampeado de piedra juntada con mortero de cemento. Para que puedan trabajar estas contracunetas será necesario que la superficie del terreno arenoso haya sido impermeabilizado.

En las caras de los taludes, sobre todo en la mitad inferior, no existe tendencia a que penetre el agua sino más bien a que salga. Por lo tanto, puede protegerse con césped para evitar su erosión y mantener condiciones relativamente constantes de humedad que protejan al suelo de la disgregación constante debida a la intemperización.

Generalmente el suelo que aparece en las caras de los taludes no es muy fértil y su pendiente es desfavorable para el crecimiento rápido de la vegetación. En estos casos, para sembrar el césped es necesario trasplantarlo con todo y su tierra vegetal en cuadros o *tepes* que se sujetarán por medio de estacas si es necesario. Otra solución práctica para estimular el crecimiento de la vegetación con-

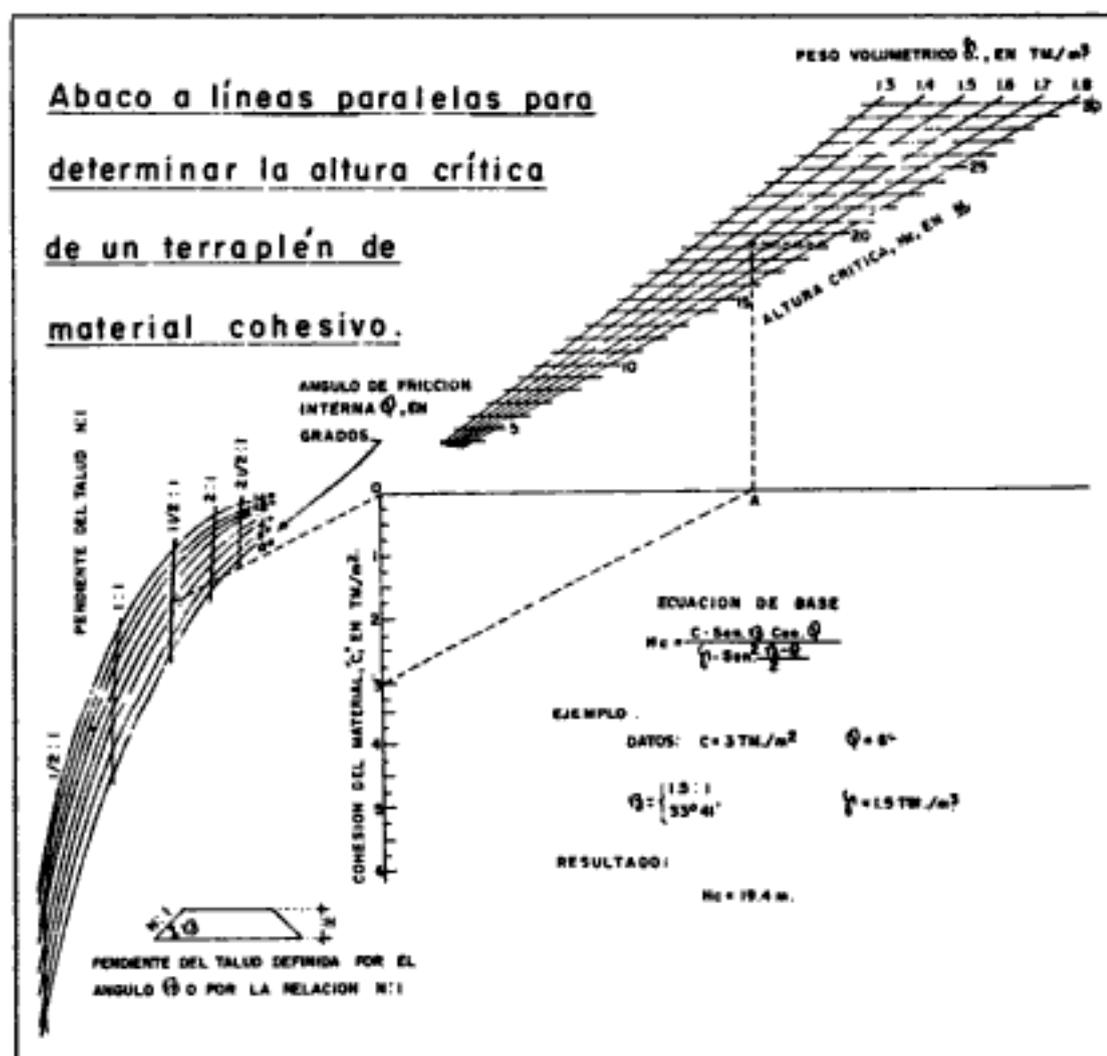


Figura 15.11

siste en hacer adobes de tierra vegetal en cuadros de 50×50 cm y grueso de 10 cm, con los cuales se tapizará la cara del talud. El césped crece espontáneamente en la mayoría de los casos y en otros será necesario acelerar este crecimiento sembrando semilla al voleo.

Cuando existe una condición de alta presión hidrostática que pueda originar *fallas de pie de talud* en los pies de los taludes, se puede remediar la situación por medio de un zampeado de piedra acomodado en tal forma que permita dejar lloraderos abundantes (ver figura 15.11).

SUBPRESIÓN

El siguiente estudio de las subpresiones es sólo aproximado, ya que un estudio preciso requeriría el estudio geológico perfecto del terreno.

La primera hipótesis es que el terreno es poroso uniformemente, o que la distribución de los poros es uniforme. Si se toma una cantidad de poros igual a la que existe en los puntos más porosos del terreno y se supone que en todos los puntos se tiene la misma porosidad, se habrá tomado un número de poros mayor del que realmente existe y, por lo tanto, se estará dentro de la seguridad.

Para hacer el estudio de la subpresión es necesario recordar algunas definiciones.

Considérese un área A en la base de una cortina, tal como se muestra en la figura 15.12. En el área A mencionada existe un conjunto de poros del terreno cuya superficie total se denominará A_p .

Se llama coeficiente de porosidad a la relación que hay entre la superficie de los poros a la superficie completa del terreno, como ya es conocido. Por lo tanto:

$$n = \frac{A_p}{A} = \frac{A_v}{A}$$

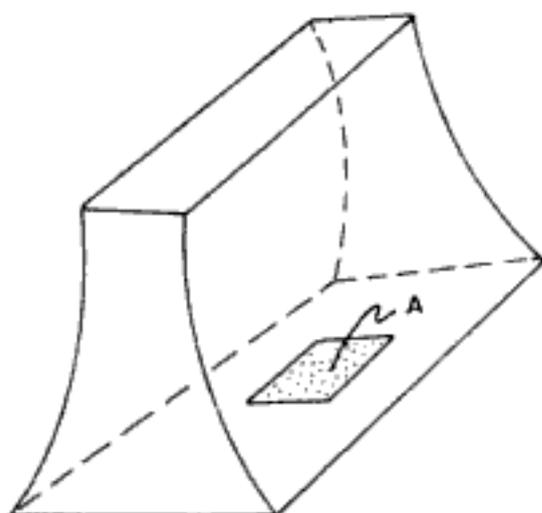


Figura 15.12

El coeficiente de porosidad es un número abstracto. En caso de que el terreno no tuviera poros el coeficiente de porosidad valdría cero, y en caso de que toda el área estuviera ocupada por poros el coeficiente valdría uno. En la práctica ninguno de estos dos casos se presenta, ya que aun en los terrenos graníticos más compactos el coeficiente de porosidad es mayor que cero.

Generalmente su valor más pequeño es de 0.2, que corresponde a las rocas ígneas muy compactas. Para las calizas se toma $n = 0.5$.

A continuación se hará con cierto detalle el estudio de las subpresiones para calcular aproximadamente la fuerza total que se ejerce en la cara inferior de una cortina, así como el punto de aplicación de dicha fuerza.

Ya se sabe que el agua al penetrar en un terreno sigue una serie de trayectos llamados líneas de flujo o líneas de escurrimiento, las cuales son diferentes para cada molécula de agua que entre. El movimiento de dichas moléculas es irrotacional, es decir, que las moléculas no se desorientan con relación al eje de la línea de corriente.

La única línea de escurrimiento que hace presión sobre la base de la cortina es la primera, o sea la inmediata inferior a la base de ésta, y las demás presionan la primera.

Se ha demostrado que la forma de las líneas de corriente son elipses cuyos focos son los extremos D y B de la figura 15.13, que representa la base de la cortina. El eje de todas las elipses queda a la mitad de la cortina. Para simplificar los cálculos se supone que el primer tubo de corriente es recto en su parte inferior en lugar de ser elíptico, de manera que dicho tubo es de sección prácticamente constante. Con la suposición anterior los errores que se tienen son insignificantes.

En seguida se estudiará el escurrimiento del agua en el primer tubo de corriente aplicando el principio de Bernoulli, que menciona que en cualquier punto

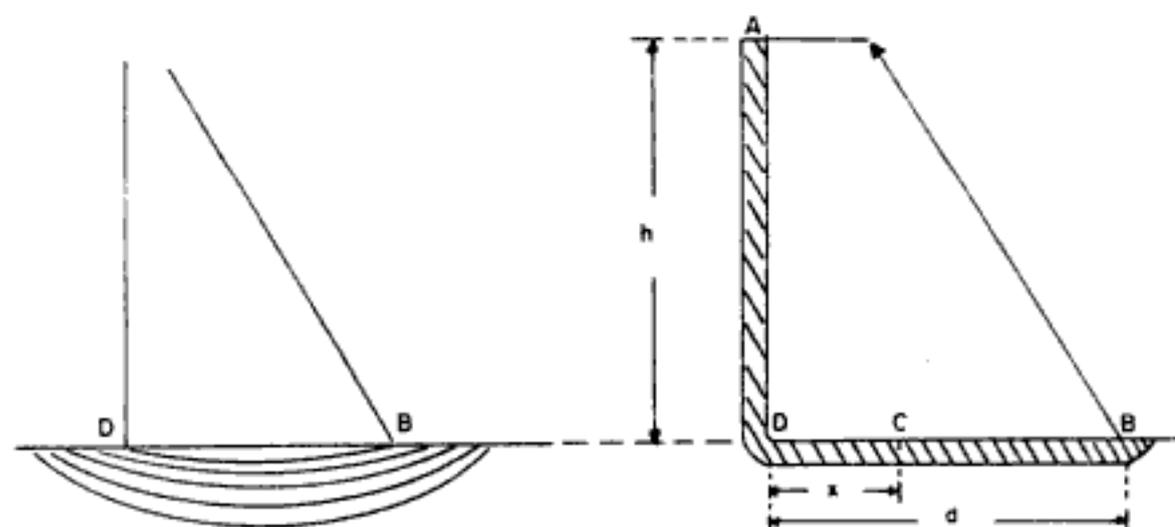


Figura 15.13

de un escurrimiento de régimen permanente la suma de las cargas de posición, de presión y de velocidad permanece constante.

Aplíquese el principio a los puntos *A* y *C* que dista *x* del punto *D* en la figura 15.13, y sea D_w la densidad absoluta del agua.

$$Z_A + \frac{P_a}{D_w} + \frac{V_a^2}{2g} = Z_c + \frac{P_c}{D_w} + \frac{V_c^2}{2g} = H_f$$

Ya se sabe que H_f representa la pérdida de carga por fricción. En el punto *A* la presión es la atmosférica; además, si se elige como plano de comparación la base de la cortina, la carga de altura en *C* es nula y en *A* es igual a la altura de la cortina, por lo que:

$$h + \frac{P_a}{D_w} + \frac{V_a^2}{2g} = 0 + \frac{P_c}{D_w} + \frac{V_c^2}{2g} + H_f$$

Como la velocidad en *A* es muy pequeña, ya que la cantidad de agua que se puede filtrar es también pequeña en relación con el volumen almacenado, entonces puede suponerse prácticamente nula.

En cuanto a la pérdida de carga por fricción del punto *A* al *D*, es prácticamente nula también, puesto que la velocidad es pequeña en extremo. De *D* a *C* el agua ya escurre con cierta velocidad y sí hay pérdida de carga por fricción. De cualquier manera, la velocidad de *D* a *C* es sumamente pequeña (a veces hasta de un metro por año).

Cuando las velocidades son muy pequeñas, las pérdidas por fricción, según la ley de Darcy, son:

$$H_f = \frac{V \cdot x}{K}$$

en la que:

K = Constante que depende de la clase de material.

x = Camino recorrido.

V = Velocidad de escurrimiento.

Para un material homogéneo, la pérdida de carga por fricción es proporcional al camino recorrido y a la velocidad. Esta ley fue establecida por Darcy y posteriormente demostrada de manera teórica por Boussinesq.

Cuando la velocidad es muy grande (0.5 a 1.0 m/seg.) la pérdida de carga por fricción ya no sigue la ley de Darcy, sino que es proporcional al cuadrado de la velocidad (Chezy).

Ya se afirmó que la velocidad V_c es muy pequeña y su cuadrado lo será más aún, de modo que la cantidad $V^2/2g$ es insignificante en relación con h , que puede ser de 20 a 40 m y aun más. Con las mencionadas simplificaciones la ecuación de Bernoulli queda:

$$h + \frac{P_a}{D_w} = \frac{P_c}{D_w} + \frac{V \cdot x}{K}$$

La ecuación anterior resuelve aparentemente el problema; sin embargo, aparecen en ella la constante K y la velocidad V , que no se conocen. Para la determinación de la velocidad se puede recurrir al siguiente artificio: aplicar el principio de Bernoulli a los puntos A y B . Entonces x vale d , la presión vuelve a ser la atmosférica y:

$$h + \frac{P_a}{D_w} = \frac{P_a}{D_w} + \frac{V \cdot d}{K}$$

La velocidad en B es prácticamente igual a la de C , ya que se ha supuesto constante la sección del tubo. Si ésta fuera variable, la velocidad en cada punto sería diferente.

La ecuación anterior queda así:

$$\frac{V}{K} = \frac{h}{d}$$

que sustituyéndola en la ecuación de Bernoulli simplificada se representa:

$$h + \frac{P_a}{D_w} = \frac{P_c}{D_w} + \frac{h}{d} \cdot x$$

De la ecuación anterior se puede deducir la variación de presiones, su resultante y su punto de aplicación (ver figura 15.14).

En el punto C no sólo está obrando la presión P_c , sino que también, y en sentido contrario, está actuando la presión atmosférica que se transmite a través de la cortina. La diferencia $(P_c - P_a)$ es la que interesa, ya que la presión atmosférica es la misma en cualquier punto que se considere. De la ecuación anterior se tiene:

$$\frac{P_c - P_a}{D_w} = h - \frac{x}{d} \cdot h; P_c - P_a = D_w \left(h - x \frac{h}{d} \right) = D_w h \left(1 - \frac{x}{d} \right) = P'_c$$

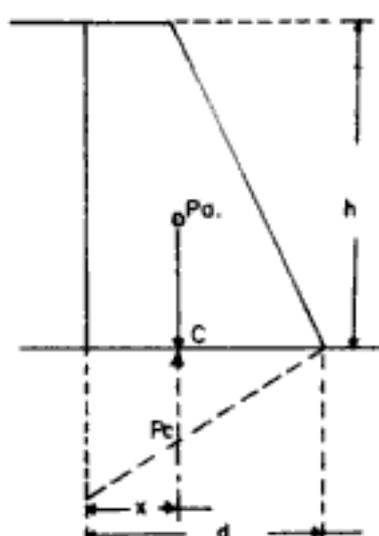


Figura 15.14

Considérese un elemento de área que contenga el punto C . La presión P'_c se ejerce únicamente en la parte de los poros cuya superficie es A_p . Luego la fuerza ejercida sobre esta área vale:

$$F'_c = P'_c \cdot A_p$$

Habiendo definido el coeficiente de porosidad como la relación

$$n = \frac{A_p}{A}$$

de donde $A_p = n \cdot A$, sustituyendo la ecuación anterior se tiene:

$$F'_c = P'_c \cdot A \cdot n$$

La presión promedio que se ejerce en el elemento de área recibe el nombre de subpresión y vale:

$$S_c = \frac{F'_c}{A} = P'_c \cdot n$$

La subpresión es igual a la presión multiplicada por el coeficiente de porosidad. Sustituyendo P'_c por su valor se tiene:

$$S_c = n \cdot D_w \cdot h \left(1 - \frac{x}{d} \right)$$

Para $x = 0$, $S_c = n \cdot D_w \cdot h$; para $x = d$, $S_c = 0$. La ley es variación lineal; la gráfica es una línea recta. La fuerza total ejercida sobre la base de la cortina vale:

$$S = \int_0^d S_c \cdot dA = \int_0^d b \cdot dx \cdot S_c$$

$$S = \int_0^d n \cdot D_w \cdot h \left(1 - \frac{x}{d}\right) b \cdot dx$$

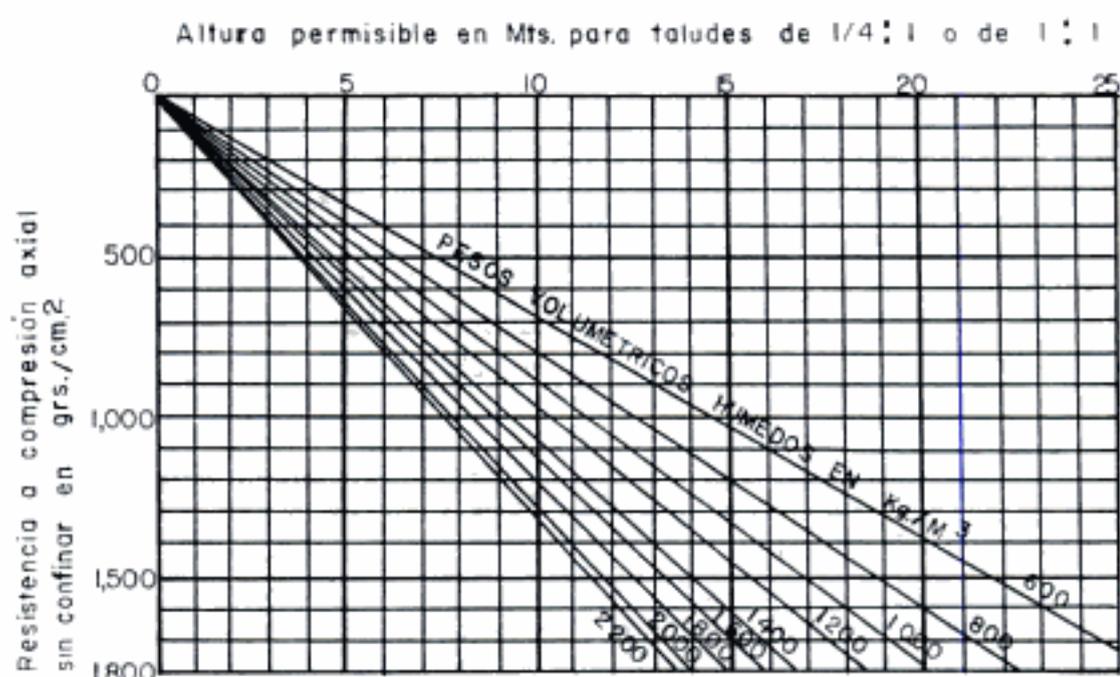


Figura 15.15a

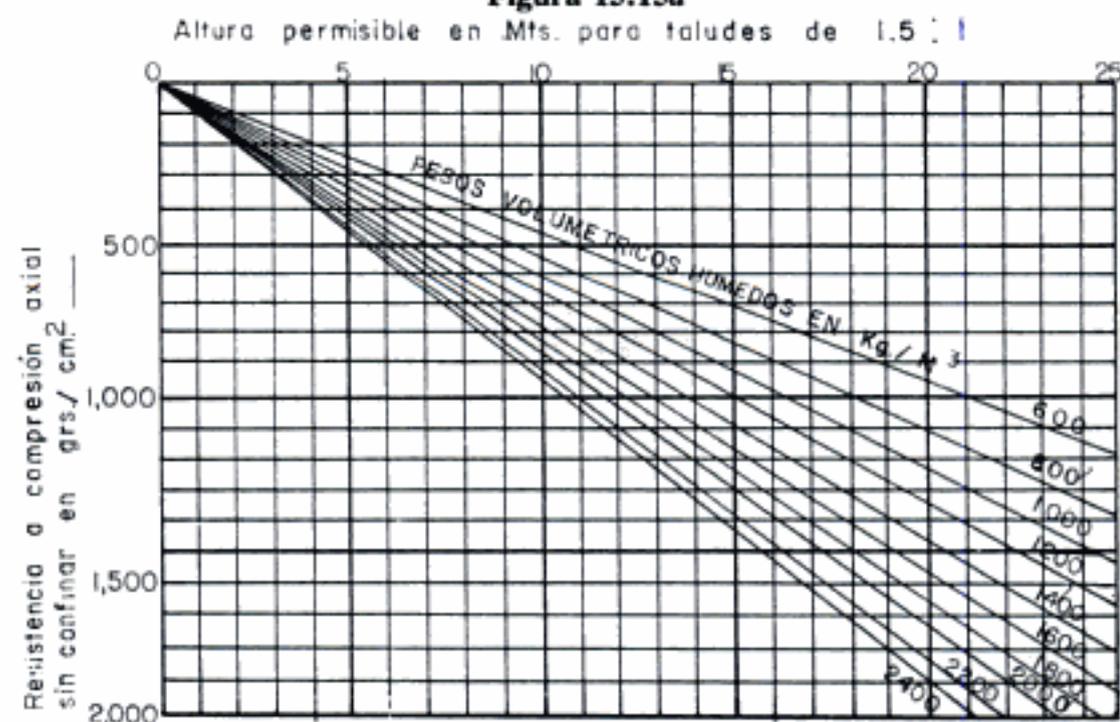


Figura 15.15b

Sacando fuera del signo de integral las cantidades constantes:

$$S = n \cdot D_w \cdot h \cdot b \int_0^d \left(1 - \frac{x}{d}\right) dx = n \cdot D_w \cdot h \cdot b \left(d - \frac{d}{2}\right)$$

$$S = \frac{1}{2} n D_w \cdot b \cdot h \cdot d$$

en cuanto al punto de aplicación, tomando momento con respecto a D

$$S \cdot \bar{x} = \int S_c \cdot dA \cdot x$$

$$\bar{x} = \frac{\int_0^d S_c \cdot dA \cdot x}{S} = \frac{\int_0^d n \cdot D_w \cdot h \left(1 - \frac{x}{d}\right) b \cdot x \cdot dx}{\frac{n \cdot D_w \cdot h \cdot b \cdot d}{2}} =$$

$$\bar{x} = \frac{2}{d} \left[\frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{3d} \right] = \frac{2}{d} \left[\frac{d^2}{2} - \frac{d^2}{3} \right] = \frac{d}{3}$$

La resultante queda aplicada a la tercera parte del ancho, medida desde el punto D .

Las figuras 15.5a y b sirven para estimar en forma aproximada si un talud será estable o no, conociendo solamente el peso volumétrico húmedo, en estado natural, del suelo y su resistencia a compresión axial sin confinar ($F. S. = 1.5$).

CAPÍTULO 16

Cortinas de tierra

SELECCIÓN DEL TIPO DE CORTINA

Los levantamientos topográficos y los estudios hidrológicos de las avenidas, los escurrimientos en estiaje y los almacenamientos en los valles, seguido por reconocimientos detallados de los sitios, incluyendo las investigaciones geológicas, deben preceder a la elección del tipo de cortina más adecuado para las condiciones dadas. Una gran altura, una buena roca de cimentación, la falta de materiales adecuados para una cortina de tierra, mala topografía para los vertederos y factores semejantes favorecen el uso de una cortina de mampostería. Una cimentación de poca resistencia, roca a grandes profundidades, una gran longitud de la cortina, materiales adecuados cerca del sitio de la presa y una buena topografía para los vertederos favorecen el uso de una cortina de tierra. Cuando el material es transportado al sitio y distribuido por medio de agua, la cortina es conocida como de relleno hidráulico.

Si el suelo disponible en los alrededores tiene una composición granulométrica tal que contenga arena, limo y partículas de arcilla en la proporción debida para formar tanto el núcleo como la parte exterior de la cortina, y si se dispone de una cantidad suficiente de agua para el arrastre del suelo, este tipo será más económico que la cortina de tierra rodillada. En los lugares donde solamente se dispone de materiales permeables ($k = 0.001$ cm/min o más) o donde haya materiales permeables e impermeables ($k = 0.0001$ cm/min o menos), en depósitos separados, son preferibles las cortinas de tierra rodilladas. Los desarrollos recientes en el equipo y los métodos de construcción usados en estas cortinas han aumentado la popularidad de este tipo.

REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

Para que una cortina de tierra cumpla su objetivo deberá ser estable y hasta cierto grado impermeable.

Las presas que almacenen agua para el riego o para el desarrollo de energía deberán ser tan impermeables como sea posible, mientras que las presas para el control de avenidas no necesitan ser impermeables si el escurrimiento del agua a través de la cortina o bajo ella no pone en peligro su estabilidad. El Cuerpo de Ingenieros de E.U.A. ha establecido que una cortina de tierra deberá ser proyectada de modo que:

1. La capacidad del vertedor de demasías y de la obra de toma sea tan grande que no haya peligro de derrame.
2. El bordo libre sea tal que no haya peligro de derrame por la acción de las olas.
3. Los taludes de aguas arriba y aguas abajo deberán ser tales que, con los materiales usados en la construcción, sean estables en todas condiciones.
4. La línea de saturación se encuentre bien dentro del extremo de aguas abajo.
5. El agua que pase a través de la cortina y bajo ella debe tener al salir a la superficie una velocidad tan pequeña que sea incapaz de remover el material de que esté compuesta la cortina o su cimentación.
6. No debe haber oportunidad para dejar paso libre al agua de la cara de aguas arriba a la de aguas abajo.
7. No se use material soluble en el agua en ninguna parte de la cortina.
8. La cimentación sea lo suficientemente estable para resistir los esfuerzos inducidos causados por la sobrecarga del terraplén.

El proyecto de secciones vertedoras normales y de emergencia y la decisión respecto a la altura debida de la cortina son problemas principalmente hidráulicos, y por tanto no serán discutidos aquí.

El bordo libre, que es la altura entre la parte superior de la cortina y el vertedor, depende de la profundidad máxima a que penetre la congelación, de la altura máxima de las aguas de avenidas sobre el vertedor y de la altura máxima de las olas en el talud de aguas arriba.

SELECCIÓN Y USO DE LOS MATERIALES

La sección ideal de un terraplén consistiría de un núcleo impermeable para formar una cortina impermeable y de una cubierta exterior permeable para soportar el núcleo y permitir el libre drenaje aguas arriba y aguas abajo (ver figuras 16.1 *a*, *b* y *c*). Las cubiertas exteriores deberán actuar como filtros con material grueso en la superficie y graduado hasta material muy fino en la parte adyacente al núcleo (ver tabla 16.1).

En un caso dado se deberá usar material disponible para hacer el más económico y mejor terraplén que sea posible. La arcilla y la margas tienen un ángulo de fricción interna muy bajo y muy poca cohesión (ver tabla 16.2) cuando se encuentran húmedas. Si estos materiales se usan en el núcleo se deberá usar arena u otros materiales más gruesos para formar la cubierta y dar estabilidad.

TIPOS BÁSICOS DE SECCIONES DE PRESAS DE TIERRA

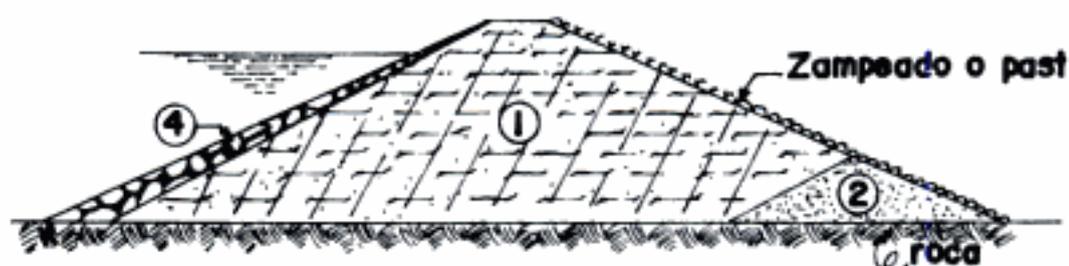


Figura 16.1a Sección homogénea.

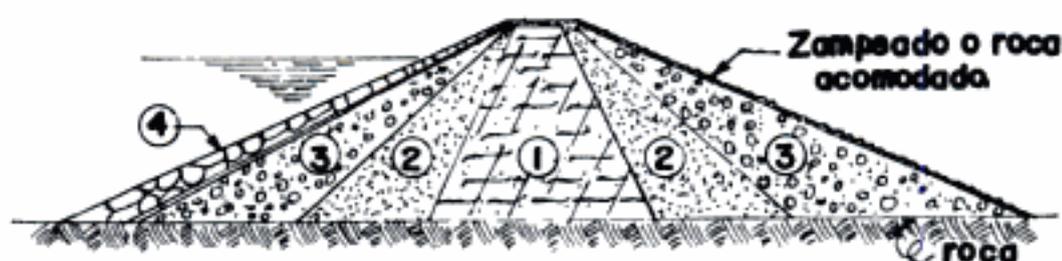


Figura 16.1b Sección graduada.

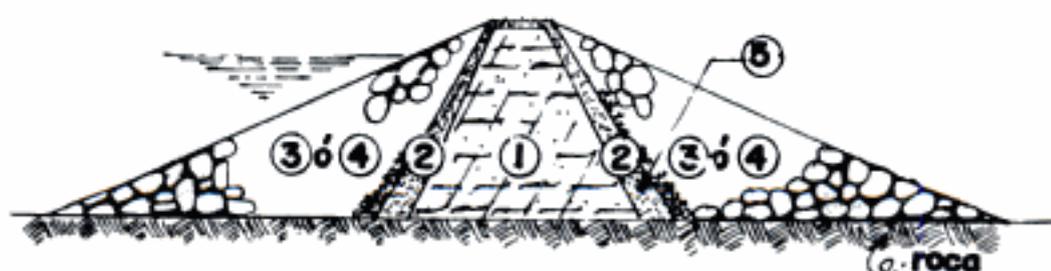


Figura 16.1c Sección mixta.

- ① Material impermeable
- ② Material impermeable fino de buena graduación
- ③ Grava y boleto con arena
- ④ Enrocamiento
- ⑤ Roca fina (rezagada)

Tabla 16.1 Suelos de grano grueso.

Tipo de suelo	Descripción	Variaciones de volumen	Permeabilidad	Aptitud relativa para cortinas de tierra			
				Perfil homogéneo	Perfil heterogéneo		
					Núcleo	Zona intermedia	Zona exterior
Gravas y suelos con gravas	Mezcla bien proporcionada de grava y arena con ligante arcilloso excelente.	muy pequeñas	impermeable	1	1	—	—
	Gravas bien graduadas o mezcladas bien proporcionadas de grava y arena. Poco o nada de materiales finos. (GW)	casi nulas	permeable	—	—	1	1
	Gravas o mezclas de grava y arena de mala granulometría. Poco o nada de materiales finos. (GP)	casi nulas	muy permeable	—	—	—	2
	Grava con mucho limo, mezcla de grava, arena y limo mal proporcionadas. (GM)	casi nulas	de semipermeable a impermeable	2	2	2	—
	Grava arcillosa, mezclas de grava, arena y arcilla, mal proporcionadas. (GC)	muy pequeñas	impermeable	3	3	—	—
Arenas y suelos arenosos	Arena bien graduada con un ligante arcilloso excelente.	muy pequeñas	impermeable	4	4	—	—
	Arenas bien graduadas, con o sin gravas. Poco o nada de finos. (SW)	casi nulas	permeable o semipermeable	—	—	3	3
	Arenas mal graduadas, con o sin gravas, poco o nada de finos. (SP)	casi nulas	permeable	—	—	4	4
	Arenas limosas, mal graduadas. Mezclas de arena y limo. (SM)	casi nulas	semipermeable o impermeable	6	7	5	—
	Arenas arcillosas, mal graduadas. Mezclas de arena y arcilla. (SC)	regulares	impermeable	5	5	—	—

Tabla 16.2 Suelos de granos finos

Tipo de suelo	Descripción	Variaciones de volumen	Permeabilidad	Aptitud relativa para cortinas de tierra			
				Perfil homogéneo	Perfil heterogéneo		
					Núcleo	Zona intermedia	Zona exterior
Suelos de grano fino, de compresibilidad media o pequeña	Limos inorgánicos y arenas muy finas; arenas limosas o arcillosas con ligera plasticidad. (ML)	Ligeras a regulares	Semipermeable o impermeable	8	8	6	—
	Arcillas inorgánicas de plasticidad media o pequeña; arcillas arenosas; arcillas limosas. (CL)	Regulares	Impermeable	7	6	—	—
	Limos orgánicos y mezclas de arcilla y limo con cierto contenido en materia orgánica. Plasticidad baja. (OL)	De regulares a grandes	Semipermeable o impermeable	9	9	—	—
Suelos de grano fino de alta compresibilidad	Suelos limosos o de arena fina, con mica o diatomeas. Limos elásticos. (MH)	Grandes	Semipermeable o impermeable	11	11	—	—
	Arcillas inorgánicas de gran plasticidad. (CH)	Grandes	Impermeable	10	10	—	—
	Arcillas de plasticidad media o elevada con materia orgánica. (OH)	Grandes	Impermeable	12	12	—	—
	Turba y otros suelos constituidos predominantemente por materia orgánica. (P)	Muy grandes	—	Inaceptables			

FLUJO EN PROBLEMAS DE FILTRACIÓN

El procedimiento gráfico de Forcheimer es muy útil para determinar el flujo en cualquier problema de filtración. Si en la figura 16.2, que es una red de flujo, el número de canales de flujo N_f se escoge de modo que el gasto Δq a través de cada canal sea igual, entonces;

$$\Delta q = \frac{q}{N_f}$$

La pérdida de carga entre cualquier par de líneas equipotenciales es la caída del potencial Δh . Si se escoge un número de caídas potenciales N_e de modo que sean iguales, entonces

$$\Delta h' = \frac{\Delta h}{N_e}$$

El gradiente hidráulico i está dado por la relación:

$$i = \frac{\Delta h'}{b} = \frac{\Delta h/N_e}{b}$$

por lo que:

$$\Delta q = k \left(\frac{\Delta h/N_e}{b} \right) a$$

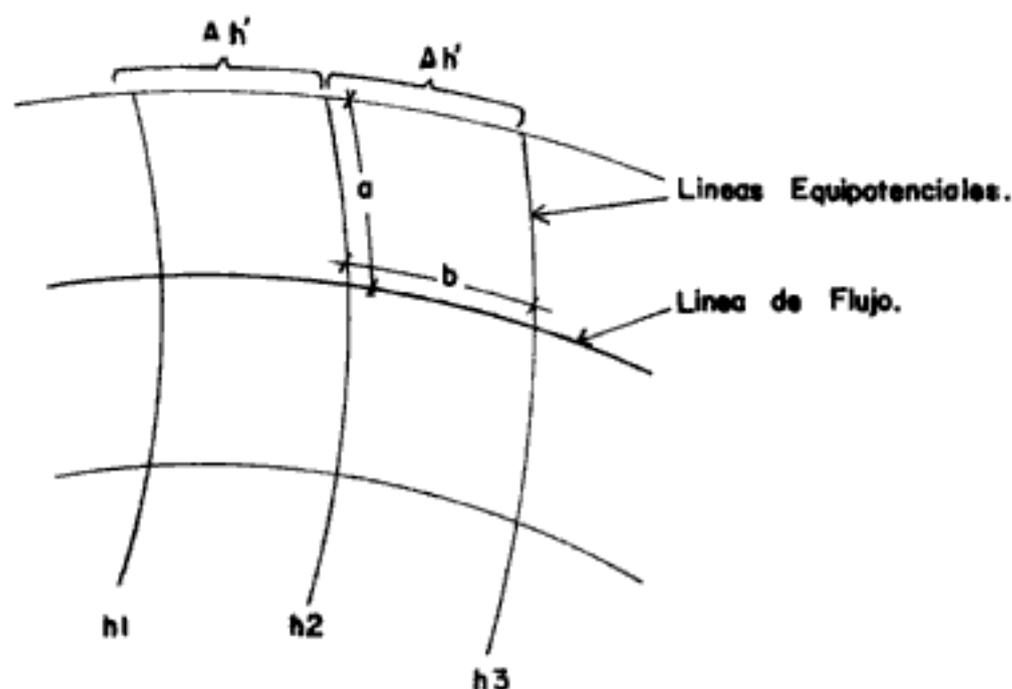


Figura 16.2 En esta figura la dimensión perpendicular a el papel es uno y las otras dimensiones son a y b .

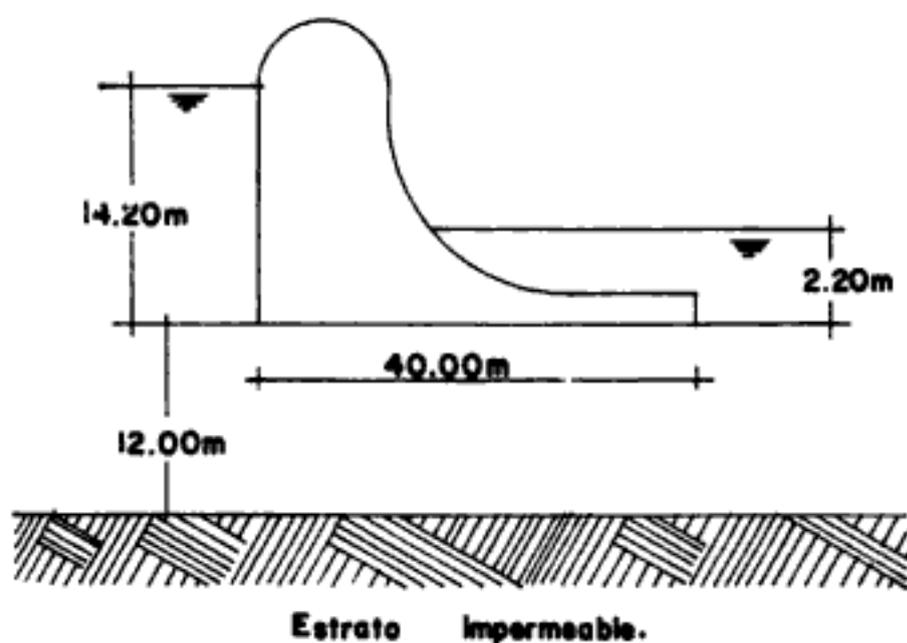


Figura 16.3

y el gasto total será:

$$q = (\Delta q) (N_f) = K \cdot \Delta h \left(\frac{b}{a} \right) \frac{N_f}{N_e}$$

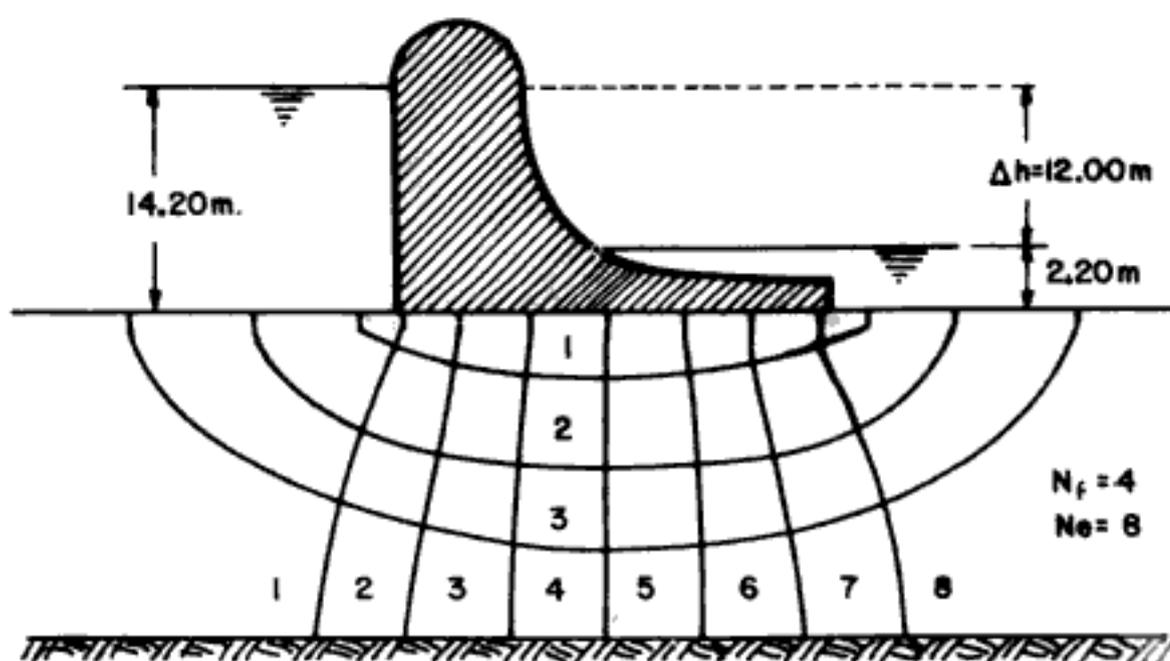


Figura 16.4

Si se escoge N_f y N_e de tal manera que $a = b$; el gasto será:

$$q = K \cdot \Delta h \cdot \frac{N_f}{N_e}$$

Como ejemplo tómesese el flujo bajo una cortina en una presa cuyos niveles de agua se muestran en la figura 16.3.

Considérese que la longitud de la cortina sea de 180 m. El coeficiente de permeabilidad K del suelo es de 0.00012 cm/seg.

Se desea calcular el gasto de filtración bajo la cortina estando la presa funcionando.

Lo primero que hay que hacer es dibujar a escala la figura de arriba, luego dibujar la red de flujo y con ella calcular el gasto, obteniendo de ella N_f y N_e (ver figura 16.4).

Por lo que el gasto será:

$$q = K \cdot \Delta h \cdot \frac{N_f}{N_e} = (0.0000012) (12) \left(\frac{4}{8} \right) (180) = 0.0013 \text{ m}^3/\text{seg}$$

CAPÍTULO 17

Problemas

. . . DE LOS CAPÍTULOS 1, 2 y 3

1. Indique la importancia que tiene la Mecánica de Suelos en la solución práctica de los problemas de ingeniería.
2. Compare la definición de *suelo* dada con cualquier otra dada por otro autor. Coméntelas.
3. Cuáles son los grupos en los que se dividen los suelos según su origen.
4. ¿A qué se atribuye el que las arcillas tengan fuertes cambios de volumen con los cambios de humedad?
5. ¿Cómo se forman y cómo se caracterizan los suelos llamados turbas?
6. ¿Cuáles son los tres grupos básicos que se pueden distinguir entre las arcillas?
7. ¿Cuándo se dice que una muestra es inalterada y cuándo alterada?
8. Explique los diferentes procedimientos de muestreo, tanto para obtener muestras alteradas como para obtener muestras inalteradas.
9. Normalmente, ¿hasta qué profundidad debe llevarse a cabo la investigación de los suelos en un caso dado?
10. ¿Por qué es importante el cuarteo de los suelos al trabajar con muestras alteradas?
11. ¿A qué se refiere el análisis granulométrico de un suelo?
12. ¿Cuáles procedimientos conoce usted para determinar la granulometría de un suelo según el tamaño de sus partículas?
13. ¿Qué indica el hecho de que una curva granulométrica quede representada por una curva casi vertical? ¿Y si la curva es bastante tendida?
14. ¿Cómo se conoce si un material está bien o mal graduado?

15. Si en el análisis granulométrico de un material se obtienen los siguientes pesos retenidos parciales, se puede determinar el diámetro efectivo, el coeficiente de uniformidad y el de curvatura del mismo. ¿Por qué?

Malla No.	Peso retenido en gramos
10	15.4
20	22.5
40	28.6
60	17.5
100	5.9
200	31.2
Pasa 200	378.9

16. ¿Qué es densidad absoluta, densidad aparente y densidad relativa?
 17. A un material que pasa el 100% la malla No. 40, ¿qué densidad se le determina normalmente?
 18. ¿Qué se entiende por estructura de un suelo?
 19. ¿Qué tipos de estructuras conoce usted?
 20. ¿A qué se le llama *sensibilidad* de las arcillas?

. . . DEL CAPÍTULO 4

- Haga un esquema de las tres fases en que se representa un suelo y obtenga relaciones volumétricas siguientes: e , n y G .
- Una muestra de arcilla saturada pesa 1526 g en estado natural y 1053 g secada al horno a una temperatura de 100°C. Si su densidad absoluta relativa es de 2.7, determine:
 - Su humedad (w) en estado natural.
 - Su relación de vacíos (e).
 - Su porosidad (n).
 - Su peso volumétrico seco (γ_s) en el lugar, en kg/m^3 .
 - Su peso volumétrico saturado (γ_{sat}) en kg/m^3 .

Solución

- a) Humedad en estado natural:

$$w = \frac{1526 - 1053}{1053} \times 100 = \frac{47300}{1053} = 45\%$$

b) Relación de vacíos:

Como la arcilla se encuentra saturada se tiene que:

$$e = w \cdot D_r = 0.45 \times 2.7 = 1.215$$

c) Porosidad:

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{1.215}{1 + 1.215} = \frac{1.215}{2.215} = 0.55 = 55\%$$

d) Peso volumétrico seco en el lugar:

$$\gamma_s = \frac{D_a}{1 + e} = \frac{D_r \times D_w}{1 + e} = \frac{2.7 \times 1}{1 + 1.215} = \frac{2.7}{2.215} = 1.215 \text{ kg/m}^3$$

e) Peso volumétrico saturado:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{D_a + e}{1 + e} = \frac{2.7 + 1.215}{1 + 1.215} = \frac{3.915}{2.215} = 1.767 \text{ kg/m}^3$$

3. Una muestra inalterada de suelo pesa húmeda 177 g y seca pesa 123 g. Si el volumen de la muestra húmeda era de 110 cm^3 y la densidad absoluta relativa es de 2.6, determine la relación de vacíos, la porosidad, el grado de saturación, el peso volumétrico húmedo y el peso volumétrico seco.

a) Determinación de la humedad:

$$\text{Peso del agua en la muestra} = P_w = 177 - 123 = 54 \text{ g}$$

$$\% \text{ de humedad} = w = \frac{54}{123} \times 100 = 44\%$$

b) Volumen de sólidos:

$$V_s = \frac{P_s}{D_a} = \frac{123}{2.6} = 47.3 \text{ cm}^3$$

c) Volumen del agua:

$$V_w = P_w = 54 \text{ cm}^3$$

d) Volumen de aire:

$$\begin{aligned} V_a &= V_T - V_s - V_w = 110 - 47.3 - 54 = 110 - 101.3 \\ &= 8.7 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Haciendo uso de los valores anteriores se tiene:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_a + V_w}{V_s} =$$

$$\frac{8.7 + 54.0}{47.3} = \frac{62.7}{47.3} = 1.32$$

$$n = \frac{V_v}{V_T} \times 100 = \frac{62.7}{110} \times 100 = 56.9\%$$

$$G = \frac{V_w}{V_v} \times 100 = \frac{54}{62.7} \times 100 = 86.6\%$$

$$\gamma_h = \frac{P_h}{V_T} = \frac{177}{110} = 1.61 \text{ g/cm}^3 = 1610 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_s = \frac{D_a}{1 + e} = \frac{2.6}{1 + 1.32} = \frac{2.6}{2.32} = 1.12 \text{ g/cm}^3 =$$

$$1120 \text{ kg/m}^3$$

4. Una arena presenta en estado natural un peso volumétrico de 1800 kg/m^3 con una humedad de $w = 8.6\%$. Las relaciones de vacíos máxima y mínima de dicha arena son, respectivamente, de 0.642 y 0.462. Si la densidad absoluta relativa de la arena es de 2.6, calcule la compacidad relativa de la arena y diga si se encuentra en estado suelto, medio o denso de consolidación.

Solución

La compacidad relativa viene dada por:

$$C_r = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}}$$

Las relaciones de vacíos máxima y mínima son datos, por lo que sólo falta calcular la relación de vacíos en estado natural y reemplazar los valores en la fórmula anterior.

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + w/100} = \frac{1800}{1 + 0.086} = \frac{1800}{1.086} = 1,657 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_s = \frac{D_a}{1 + e_n}; \therefore (\gamma_s)(1 + e_n) = D_a = \gamma_s + \gamma_s \cdot e_n$$

$$\therefore e_n = \frac{D_a - \gamma_s}{\gamma_s} = \frac{D_a}{\gamma_s} - 1 = \frac{2.6}{1.657} - 1 = 0.5691$$

$$C_r = \frac{0.642 - 0.5691}{0.642 - 0.462} = \frac{0.0729}{0.18} = 0.405$$

La arena se encuentra en estado medio de compacidad.

5. Una muestra de arcilla limosa tiene un volumen total de 14.88 cm^3 . Estando la muestra húmeda pesó 28.81 g y secada al horno pesó 24.83 g. Si la densidad absoluta relativa del suelo es de 2.7, calcule la relación de vacíos en el suelo y su grado de saturación en porcentaje.

... DE LOS CAPÍTULOS 5 Y 6

1. ¿Qué se entiende por plasticidad en los suelos?
2. ¿De qué se hace uso para conocer la plasticidad de los suelos?
3. ¿Cómo se definen los límites líquido, plástico y de contracción?
4. ¿Cómo se puede saber, mediante el índice plástico, si un suelo es no plástico, de baja plasticidad, medianamente plástico o altamente plástico?

5. ¿Cómo se puede explicar la naturaleza de la prueba del límite líquido y el significado físico de la curva de fluidez?
6. Grafique la curva de fluidez con los datos de la página 74, y determine el valor del límite líquido.
7. ¿Cómo se puede medir la actividad de una arcilla?
8. ¿Cómo se define la contracción lineal de un suelo?
9. Dibuje y anote el nombre de cada zona correspondiente a la clasificación de suelos dada por la Comisión del Río Mississippi.
10. Describa las propiedades más importantes de un suelo que presenta las siguientes características:

% que pasa de la malla No. 200	63
Límite líquido	36
Límite plástico	20

11. Explique las diferentes pruebas de campo que pueden hacerse para identificar fácilmente a un suelo.

. . . DE LOS CAPÍTULOS 7 y 8

1. ¿Qué efectos produce la compactación en los suelos?
2. ¿Cuál es el objeto de la prueba de Proctor?
3. ¿A qué materiales está limitada la prueba de Proctor?
4. ¿Cuál es la energía específica total de compactación que se le da a un suelo en la prueba de Proctor?
5. ¿Cómo se construye y qué representa la curva de saturación teórica cuando se hace la prueba de Proctor?
6. ¿A qué materiales está limitada la prueba de Porter?
7. ¿Qué es el valor relativo de soporte de un suelo?
8. ¿Cómo se mide el valor relativo de soporte de un suelo?
9. ¿Qué diferencia existe, en cuanto a ejecución de prueba se refiere, entre el valor relativo de soporte normal o estándar y el valor relativo de soporte modificado?
10. ¿Para qué se usa en nuestro medio el V.R.S. normal y para qué el V.R.S. modificado?
11. ¿Cuál es el valor relativo de soporte modificado de un suelo que para el primer décimo de pulgada de penetración se necesitó una carga de 150 kg?
12. Calcule la cantidad de material húmedo (con la humedad de prueba) que es necesario colocar en el cilindro Porter de 15 cm de diámetro interior por 20 cm de alto (sin incluir el collarín) si se especifica la variante número dos? El suelo tiene un peso volumétrico seco y suelto de 1900 kg/m³, un peso volumétrico seco máximo de 2100 kg/m³, una hume-

dad óptima de 7% y se exigirá un porcentaje de compactación del 95% con respecto a las normas Porter normales.

13. ¿De qué depende el valor cementante de un suelo?
14. ¿A qué materiales es recomendable hacerles la prueba del valor cementante?
15. ¿Qué espesor debe tener un pavimento flexible para una carretera que va a tener una intensidad de tránsito de 1500 vehículos por día en una sola dirección (vehículos iguales o superiores a 3.0 ton de peso) si su terracería presenta las siguientes características?:

% de compactación	V.R.S. modificado
90	8%
95	15%
100	18%

16. Determine el grado de compactación de la última capa de un terraplén si del campo y del laboratorio se obtuvieron los datos siguientes:

Peso del material húmedo extraído del sondeo hecho en el campo	1,380 g
Peso de la arena que llenó el sondeo anterior	970 g
Peso volumétrico seco máximo Proctor	1,900 kg/m ³
Humedad óptima	17%
Peso volumétrico seco y suelto de la arena empleada	1,360 kg/m ³
Humedad del suelo en el campo	9%

17. ¿Sería aprovechable, en su estado natural, un material para emplearse en base de pavimento flexible si presenta las siguientes características? Se supone al material bien graduado.

Tamaño máximo de las partículas	2 1/2"
Granulometría	1a. zona
Límite líquido	25%
Límite plástico	20%
Contracción lineal	2%
Valor relativo de soporte normal	80%

18. En caso de que el material del problema anterior aparezca inadecuado para emplearse en base de pavimento flexible, ¿qué puede hacerse para mejorarlo?
19. Calcule el porcentaje de reducción de un material del corte en que se encuentra al terraplén que va a formar compactado al 95% del peso volumétrico seco máximo Proctor de 1800 kg/m³.

Datos:

Un metro cúbico en el corte ocupa 1.5 m^3 sueltos.	
1.5 m^3 suelto pesa húmedo	1800 kg
Humedad	20%

. . . DEL CAPÍTULO 9

1. ¿Cómo se define la constante de conductividad hidráulica o constante de permeabilidad?
2. ¿En qué materiales se emplea normalmente el permeámetro de carga constante?
3. Si una arena presenta un diámetro efectivo de 0.002 mm , ¿cuál es su constante de conductividad hidráulica, aproximadamente?
4. Deduzca la fórmula para determinar la constante de permeabilidad equivalente para la filtración del agua en sentido paralelo a los planos de estratificación.
5. Explique las diferentes formas en que el agua retenida se encuentra en el suelo.
6. Calcule la altura de ascensión capilar, en metros, a que subirá el agua en un suelo que presenta una porosidad de 50% y un diámetro efectivo de 0.05 mm .

. . . DE LOS CAPÍTULOS 10, 11 y 12

1. ¿Cómo se denominan las presiones que actúan en las masas de suelos saturados?
2. ¿Cuándo se dice que un suelo está sumergido?
3. Encuentre el valor de la presión intergranular o efectiva vertical a la profundidad de 10 m del nivel superior del terreno. El nivel freático se encuentra a 5 m del nivel superior del terreno y éste tiene, arriba del nivel freático, una $w = 8\%$, un $\gamma_s = 1,550 \text{ kg/m}^3$ y una D_r de 2.65 . Bajo el nivel freático el material tiene una porosidad de 45% .

Solución

$$p = p_i + u$$

$$p_i = p - u$$

$$\gamma_h = \gamma_s (1 + w/100) = 1550 \times 1.08 = 1,674 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sum}} = \frac{D_a - 1}{1 + e}; e = \frac{n}{1 - n} = \frac{0.45}{0.55} = 0.81818$$

$$\gamma_{\text{sum}} = \frac{2.65 - 1}{1 + 0.82} = \frac{1.65}{1.82} = 0.9056 \text{ g/cm}^3 = 9,056 \text{ kg/m}^3$$

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{sat}} &= \frac{D_a + e}{1 + e} = \frac{2.65 + 0.82}{1 + 0.82} = \frac{3.47}{1.82} = 1,906 \text{ kg/m}^3 = \\ &= 1,906 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

$$p = \gamma_h \cdot h_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot h_2 = 1,674 \times 5 + 1,906 \times 5 = 17,900 \text{ kg/m}^2$$

$$u = \gamma_w \cdot h_2 = 1,000 \times 5 = 5,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_i = p - u = 17,900 - 5,000 = 12,900 \text{ kg/m}^2$$

4. ¿De qué diferentes maneras se puede determinar el esfuerzo de corte en los suelos?
5. Si la compacidad relativa (C_r) de un suelo arenoso con 8% de arena fina es de 0.35, ¿cuál es aproximadamente su ángulo de fricción interna?
6. Una muestra de arena arcillosa tiene un ángulo de fricción interna de 37° y una cohesión de 0.1 kg/cm^2 . En el momento de la falla $\sigma_3 = 2 \text{ kg/cm}^2$. ¿Cuál será σ_1 en ese momento?
7. Se efectúa una prueba triaxial lenta sobre un espécimen inalterado de arcilla. Los esfuerzos en el instante de la falla fueron $\sigma_3 = 2 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma_1 = 6.0 \text{ kg/cm}^2$. Dibuje el círculo de Mohr de la prueba y calcule el ángulo de fricción interna del suelo.
8. Calcule la resistencia al corte contra el deslizamiento a lo largo de un plano horizontal a 6.0 m de profundidad en un depósito de arena sumergida cuyo nivel freático coincide con el nivel superior del terreno. El peso volumétrico saturado de la arena es de $2,000 \text{ kg/m}^3$. El ángulo de fricción interna de la arena es de 32° .
9. Deduzca la fórmula que relaciona los esfuerzos verticales con los horizontales en un suelo en que $\sigma_1 > \sigma_3$.

. . . DE LOS CAPÍTULOS 13, 14, 15 Y 16

1. ¿Cuáles son las hipótesis en que se basa la teoría del empuje de las tierras?
2. Explique la diferencia entre empujes en reposo, activo y pasivo de un suelo.

3. Calcule el empuje total que una arena sin drenar ejerce sobre un muro de 3.0 m de altura. La arena se encuentra totalmente sumergida presentando una relación de vacíos de 0.7, una densidad absoluta relativa de 2.65 y un ángulo de fricción interna de 35° .
4. ¿Cuál es la altura crítica de un suelo con talud vertical que presenta una humedad del 10%, una relación de vacíos de 0.6 y una densidad absoluta relativa de 2.7? La cohesión del suelo es de 0.8 kg/cm^2 .
5. Explique a qué se refiere la consolidación primaria en la prueba de consolidación unidimensional.
6. Haga un esquema explicando cómo se obtienen el 0%, el 50% y el 100% de consolidación primaria.
7. ¿Cómo se obtiene el coeficiente de compresibilidad de un suelo?
8. ¿Cómo se determina el tiempo para un determinado porcentaje de consolidación tanto para el caso de una como de dos vías de drenaje? Haga un esquema.
9. ¿Cómo se puede obtener, con buena aproximación, el valor de la carga de preconsolidación por el procedimiento de Casagrande?
10. ¿Cuándo se dice que hay una falla por deslizamiento de un corte?
11. ¿Cuáles son las suposiciones en las que se basa el método sueco para el análisis de la estabilidad de un talud?
12. Determine la estabilidad o inestabilidad de un talud de 10 m de alto en un suelo cuyo γ_n es de 1700 kg/m^3 . El ángulo del talud es de 45° . El suelo tiene una cohesión de 0.850 kg/cm^2 y un ángulo de fricción interna de 0° .
13. Haga una red de flujo para el talud anterior.
14. Aplique ahora al problema No. 12 las presiones hidrostáticas y calcule la estabilidad o inestabilidad del talud.

CAPÍTULO 18

Cimentaciones

OBJETO

El objeto de una cimentación es proporcionar el medio para que las cargas de la estructura, concentradas en columnas o en muros, se transmitan al terreno produciendo en éste un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos, o con asentamientos tolerables, ya sean éstos uniformes o diferenciales.

PARTES DE UNA ESTRUCTURA

En toda estructura es necesario distinguir dos partes principales: la superestructura y la subestructura.

La superestructura, en el caso de edificios, es aquella parte de la estructura que está formada por losas, trabes, muros, columnas, etc. La subestructura es la parte de la estructura que sirve para transmitir las cargas de ésta al suelo de cimentación (ver figura 18.1).

TIPOS DE CIMENTACIÓN

En forma general las cimentaciones pueden ser clasificadas en dos grupos: cimentaciones directas y cimentaciones indirectas. Una cimentación directa es aquella en la cual los elementos verticales de la superestructura se prolongan hasta el terreno de cimentación, descansando directamente sobre él mediante el ensanchamiento de su sección transversal con el fin de reducir el esfuerzo unitario que se transmite al suelo. De este tipo son las zapatas aisladas, las zapatas conecta-

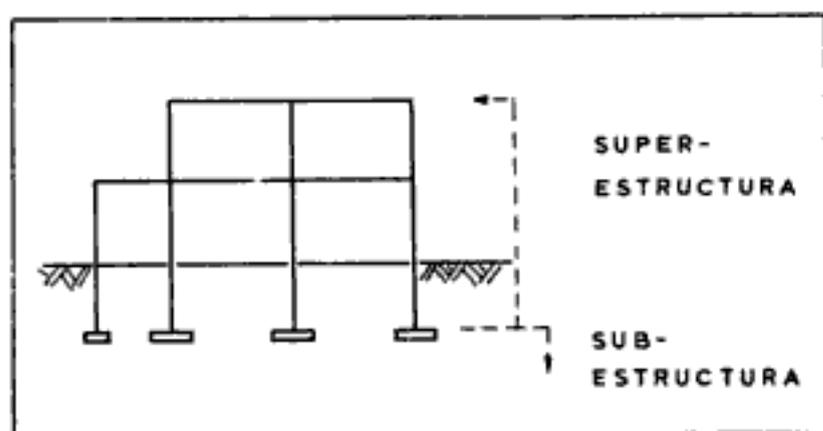


Figura 18.1

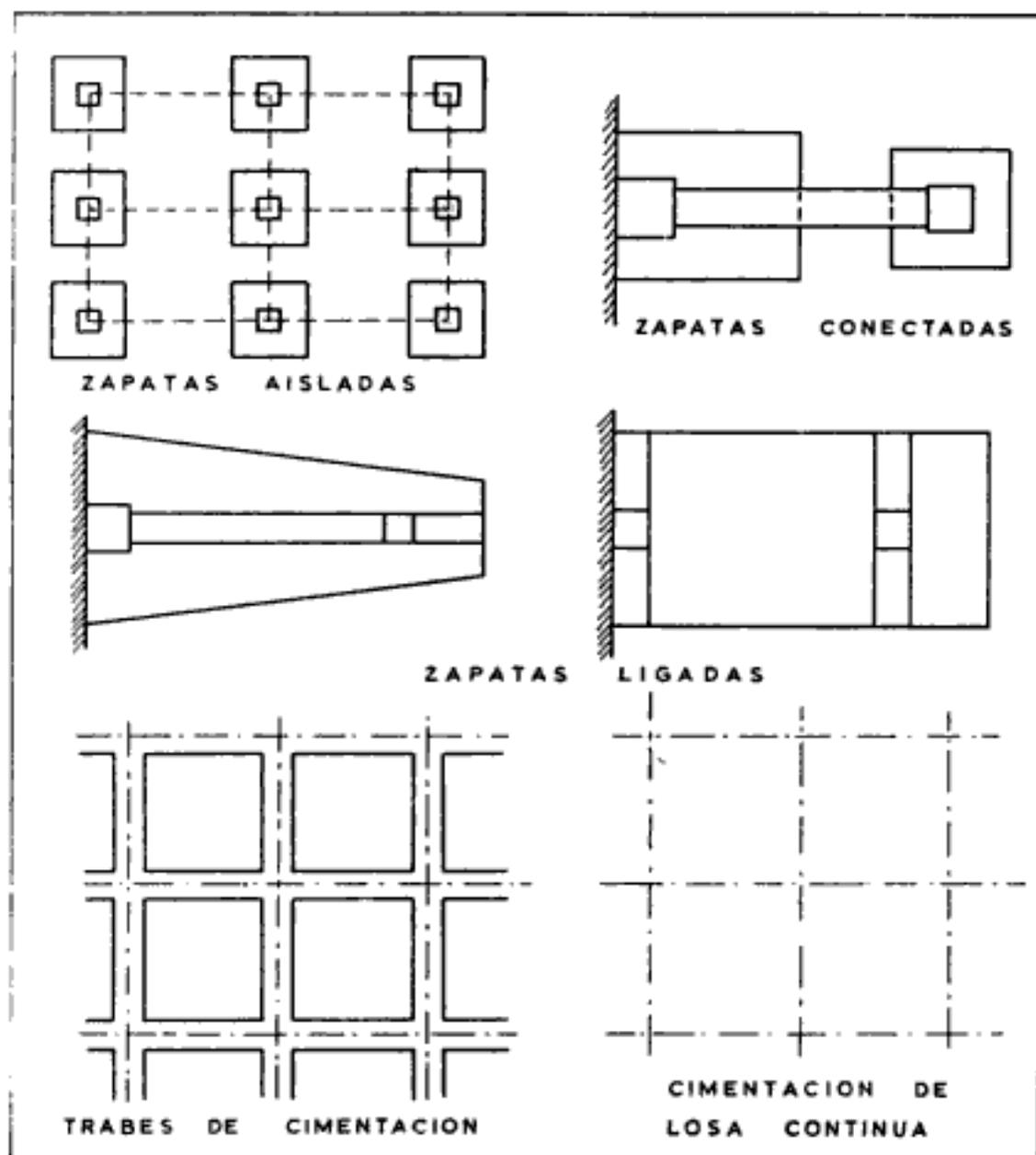


Figura 18.2

das, las zapatas ligadas, las cimentaciones por traveses y las losas de cimentación (ver figura 18.2). Una cimentación indirecta es aquella que se lleva a cabo por elementos intermedios como los pilotes, cilindros y cajones de cimentación (ver figuras 18.3a y b), ya que el suelo resistente se encuentra relativamente a gran profundidad.

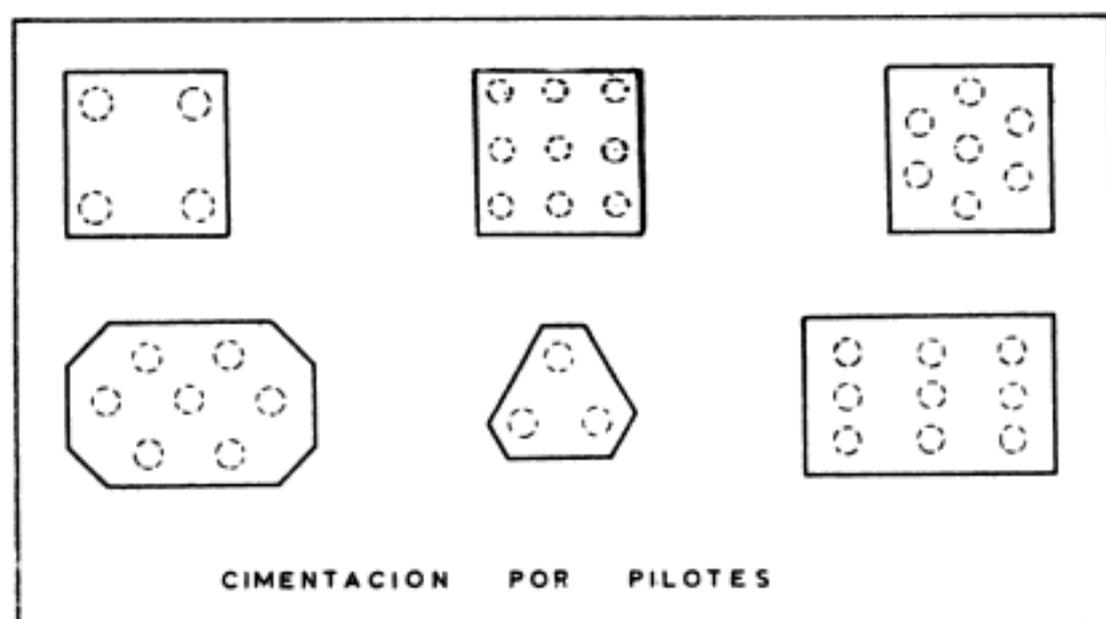


Figura 18.3a

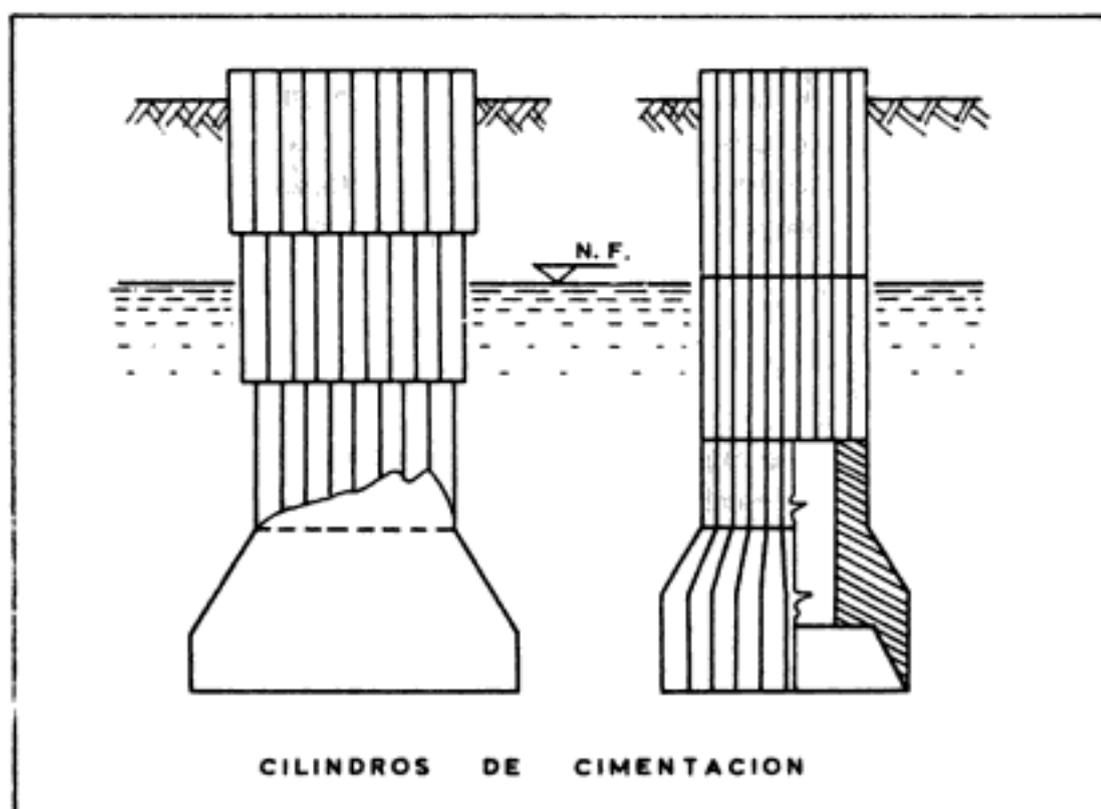


Figura 18.3b

Para poder elegir acertadamente un determinado tipo de cimentación es necesario seguir la secuela que a continuación se indica: *a)* Estudio de cargas y de la compatibilidad entre el tipo de cargas y las características del subsuelo (según tipo de estructura), llevando a cabo análisis cuidadosos y los más apegados posible a la realidad. *b)* Determinación de la capacidad de carga del suelo de cimentación y de los asentamientos probables. *c)* Preparación de varios anteproyectos de los diferentes tipos posibles de cimentación. *d)* Selección del tipo de cimentación más adecuado atendiendo a:

- Tipo de subsuelo.
- Rapidez en la construcción.
- Adaptabilidad.
- Economía.

A continuación se hará un somero estudio de cada uno de los factores antes indicados.

ESTUDIO DE LAS CARGAS

Para llevar a cabo el estudio de las cargas en una determinada estructura es necesario apegarse al Reglamento de Obras Públicas de la localidad, porque de lo contrario el proyectista se puede crear problemas innecesarios.

Las cargas que gravitan sobre una estructura se dividen en cargas muertas, cargas vivas permanentes y cargas vivas accidentales.

Las cargas muertas son aquellas que forman parte integrante de la estructura. Las cargas vivas son aquellas que gravitan sobre la estructura sin ser parte integrante de la misma. Las cargas vivas permanentes son las que actúan de modo continuo o casi continuo, como muebles y personas, y las cargas vivas accidentales son aquellas que actúan en forma irregular, como la acción del viento y los sismos.

Cargas muertas

La determinación del peso muerto de cada elemento de la superestructura, tales como losas, trabes, vigas, escaleras y columnas, no presenta ninguna dificultad, ya que sólo involucra el conocimiento del volumen de cada elemento y su multiplicación por el peso volumétrico del material con el cual está hecho. Sin embargo, cuando se trata de calcular el peso muerto de los muros, además del peso de la mampostería de tabique debe considerarse el de los aplanados que se suponen, generalmente, de un centímetro y medio de espesor de cada lado. Algunos proyectistas no toman en cuenta el peso de los aplanados, pero tampoco consideran los huecos por puertas y ventanas. En cambio, otros sí toman en cuenta lo relativo a aplanados, pero restan del peso total lo correspondiente a huecos en los mu-

ros por puertas y ventanas. El último procedimiento es el más correcto, aunque en el primer procedimiento las compensaciones dan buena aproximación.

En la tabla 18.1 se dan algunos valores que se pueden tomar como datos promedio de pesos de ladrillos y mosaicos:

Tabla 18.1

Ladrillo rojo macizo prensado	1800 kg/m ³
Ladrillo rojo hueco prensado	900 kg/m ³
Ladrillo rojo macizo hecho a mano	1500 kg/m ³
Ladrillo rojo hueco hecho a mano	1200 kg/m ³
Ladrillo ligero de cemento, macizo	900 kg/m ³
Ladrillo ligero de cemento, hueco	800 kg/m ³
Azulejo o loseta	1800 kg/m ³
Mosaico	2000 kg/m ³
Cuando se emplea concreto generalmente se toman los siguientes valores:	
Concreto simple	2300 kg/m ³
Concreto reforzado	2500 kg/m ³
Otros pesos volumétricos usuales son los siguientes:	
<i>Madera</i>	
Pino (ocote)	600 kg/m ³
Oyamel	600 kg/m ³
Encino	950 kg/m ³
<i>Hierro y acero</i>	
Hierro laminado y acero	7600 kg/m ³
Hierro fundido (vaciados)	7200 kg/m ³
<i>Vidrio estructural</i>	
Tabiques de vidrio para muros	1800 kg/m ³
Prismáticos para tragaluces	2000 kg/m ³
<i>Tierras, arenas y gravas</i>	
Tierra seca y suelta	1200 kg/m ³
Tierra húmeda y suelta	1300 kg/m ³
Tierra seca apretada	1400 kg/m ³
Tierra húmeda apretada	1600 kg/m ³
Arena y grava mojada	1700 kg/m ³

El peso volumétrico del aplanado de yeso se puede tomar de 1500 kg/m³, que para 1.5 cm de espesor de cada lado presentará un peso de:

$$W = 1500 \times 0.015 \times 2 = 45 \text{ kg/m}^2$$

Buena práctica ingenieril es obtener de cada lugar los pesos volumétricos de los materiales más en uso, que con toda seguridad deben tener las Oficinas de Obras Públicas Municipales respectivas.

Cargas vivas permanentes

En cuanto a las cargas vivas permanentes, los valores anotados en los Reglamentos de las Oficinas de Obras Públicas Municipales generalmente están en función del tipo de edificación.

Algunas cargas vivas que se pueden tomar como base para los cálculos se muestran en la tabla 18.2.

Tabla 18.2

<i>Azoteas</i>	<i>kg/m²</i>
Cargas vivas usuales en azoteas (con pendientes de 0 a 5%)	100
<i>Pisos en lugares de habitación</i>	
Residencias, departamentos, cuartos de hoteles y similares	150
Dormitorios de internados de escuelas, cuarteles, cárceles, hospitales, correccionales y similares	200
<i>Pisos en lugares de reunión</i>	
Templos, salones de espectáculos, teatros, cines, etc.	350
Gimnasios, arenas, plazas de toros, estadios, salones de baile, pistas de patinaje y similares	450
Bibliotecas, museos, aulas, baños públicos, restaurantes, salas de espera, fumadores, salas de juego, de tertulia en clubes y casinos	300
<i>Lugares de comunicación de uso público</i>	
Pasillos, escaleras, rampas, banquetas, pasajes y lugares en que puede haber aglomeración de personas	550
Garajes y lugares de estacionamiento de vehículos	350
<i>Pisos en lugares de trabajo</i>	
Despachos	200
Oficinas	250
Laboratorios	300
<i>Pisos para comercio al menudeo</i>	
a) Ligero	300
b) Semipesado	400

Tabla 18.2 (Continuación)

c) Pesado	500
<i>Pisos para comercio al mayoreo</i>	
a) Ligero	350
b) Semipesado	450
c) Pesado	550
Nota: Las mercancías se clasifican como:	
a) <i>Ligeras.</i> Ropa hecha, calzado, sombreros, juguetes, joyas, adornos, cajas mortuorias, muebles, alfarería, envases, candiles, cuadros, artículos de corcho, flores, plantas, artículos de óptica, drogas, bebidas.	
b) <i>Semipesadas.</i> Vidrios, loza, cales y cementos, piedras naturales y artificiales, vehículos, maquinaria ligera, carbón y similares.	
c) <i>Pesadas.</i> Ferretería, herrería, maquinaria pesada, fundición y laminación, artículos de plomo, libros, papel, etc.	
<i>Pisos en fábricas o talleres</i>	
a) Ligero	400
b) Semipesado	500
c) Pesado	600
<i>Pisos en bodegas</i>	
a) Ligero	450
b) Semipesado	550
c) Pesado	650

Cargas vivas accidentales

Viento

La presión del viento se supone que actúa horizontalmente (P_H) con la intensidad que fije el Reglamento del lugar. Usualmente se toman entre 70 y 100 kg/m². Para determinar la presión normal (P_N) en kg/m² sobre techos inclinados se aplica la fórmula de Duchemín:

$$P_N = P_H \cdot \frac{2 \operatorname{sen} \alpha}{1 + \operatorname{sen}^2 \alpha}$$

α = ángulo que la superficie de cubierta forma con la horizontal.

$P_H = 0.0062 V^2$, donde V = velocidad del viento en km/hr y P_H es la presión horizontal en kg/m².

El valor mínimo que se admitirá para P_N será de 40 kg/m². Si α es menor de 5°, la fuerza del viento se toma como si ella fuera horizontal. En ningún caso el momento de volteo ocasionado por el viento excederá del 70% del momento de estabilidad de una estructura tomando en cuenta únicamente las cargas muertas.

Sismos

Para prevenir en lo que sea posible los daños que causan los sismos se seguirán las siguientes reglas:

- a) Las uniones entre los diferentes elementos de una estructura deben calcularse de manera que resistan tanto como los elementos que ligan.
- b) Cada estructura deberá construirse de tal manera que durante un temblor oscile como una sola unidad.

Al solicitar el permiso para la construcción de una estructura, ésta se clasificará, para los efectos del sismo, en los tipos siguientes:

- *Tipo I.* Lo constituyen las construcciones que son indispensables que permanezcan intactas cuando todas las otras hubieran sido destruidas por el temblor. Ejemplo: aquéllas de las que depende la seguridad de las poblaciones, como son las plantas de bombeo, depósitos de agua potable, plantas de energía, plantas de tratamiento de aguas negras, estaciones de bomberos: etc.
- *Tipo II.* Pertenecen a este tipo las construcciones para lugares de reunión, o de cualquier otra clase, que al fallar pongan en peligro la vida de gran número de personas. Ejemplo: escuelas, teatros, cines y similares.
- *Tipo III.* Se agrupan en este tipo las construcciones de edificios destinados al público pero en los cuales se congrega un gran número de personas, así como otras construcciones, que al fallar pueden poner en peligro a las primeras. Ejemplo: hoteles, casas de departamentos, edificios para despachos, casas de vivienda, etc.
- *Tipo IV.* Lo forman las construcciones para guardar materiales o equipos costosos o necesarios. Ejemplo: almacenes, elevadores, etc.
- *Tipo V.* Pertenecen a este grupo las construcciones que son de valor y cuya falla sólo puede poner en peligro la vida de pocas personas. Ejemplo: residencias, privadas de lujo.
- *Tipo VI.* Cualquier construcción usada como habitación para pocas personas.
- *Tipo VII.* Cualquier otra construcción que se use ocasionalmente por pocas personas, pero no para habitación o lugar de reunión.
- *Tipo VIII.* Cualquier otra construcción aislada, cuya falla por un temblor no pueda ocasionar normalmente daños a otras estructuras ni a seres humanos.

Ahora bien, de acuerdo con la segunda ley de Newton se tiene que:

$$F = m \cdot a = \frac{W}{g} \cdot a = \frac{a}{g} \cdot W = KW$$

$$F = KW$$

en la que F = Fuerza sísmica.

K = Coeficiente sísmico.

El coeficiente sísmico K , como se puede observar en la tabla 18.3, es la relación de la aceleración del temblor supuesto a la aceleración de la gravedad y vale:

Tabla 18.3

Para las construcciones del tipo I	0.10
Para las construcciones del tipo II	0.05
Para las construcciones del tipo III-VI	0.03
Para las construcciones del tipo VII	0.01
Para las construcciones del tipo VIII	0.00

Así pues, la fuerza sísmica es el producto del coeficiente sísmico por el peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas arriba del plano horizontal que se considere.

Toda cimentación debe ser proyectada y construida de tal manera que con la estructura totalmente cargada, incluyendo cargas muertas y vivas permanentes y accidentales (pero no las de viento), los momentos que provoquen en las mismas las condiciones más desfavorables satisfagan los siguientes requisitos:

- La estructura no deberá deslizar sobre el suelo.
- La estructura no deberá volcarse.
- La unión entre vigas de cimentación y los pilotes no deberán romperse.
- Ningún pilote soportará una carga mayor que la de trabajo especificada aumentada en 33%.
- El esfuerzo unitario sobre el suelo de cimentación en ningún punto excederá al esfuerzo admisible de trabajo más 33%.
- Los elementos de la cimentación, las uniones entre dichos elementos, la superestructura y la cimentación no deberán soportar esfuerzos más allá de los especificados en el Reglamento, aumentados en 33%.

Reducción de las cargas vivas

Como en una estructura dada no concurren todas las cargas máximas (vivas o muertas) de manera simultánea, sino que unas veces actúan unas y otras veces

las otras, se permite que se hagan reducciones en las mismas. En todas las estructuras de varios pisos (excepto las destinadas a bodegas) podrá hacerse una reducción de la carga *viva en cada nivel* para fines de cálculo de *columnas y sus cimientos* en la tabla 18.4.

Tabla 18.4

En estructuras de:	
Un piso	0%
Dos pisos	10%
Tres pisos	20%
Cuatro pisos	30%
Cinco pisos	40%
Seis pisos	45%
Siete pisos o más	50%

DISTRIBUCIÓN DE CARGAS

Para calcular la manera como las losas transmiten las cargas a las vigas se puede seguir el siguiente criterio (ver figura 18.4):

Si L/A es mayor que 1.5, la losa se considera como apoyada a lo largo de la mayor dimensión (*viga I*); si $L/A \leq 1.5$ se considera como perimetralmente apoyada (*viga II*) y (*viga III*).

Conocida la carga sobre las vigas se calculan las reacciones sobre los apoyos, ya sea por el método de Cross o por medio de coeficientes.

Sumando las reacciones de las columnas, nivel por nivel, se llega a la reacción de la columna inferior. Esta reacción es la que se toma para que, dividida entre el esfuerzo admisible del terreno, proporcione el área de la zapata necesaria. Co-

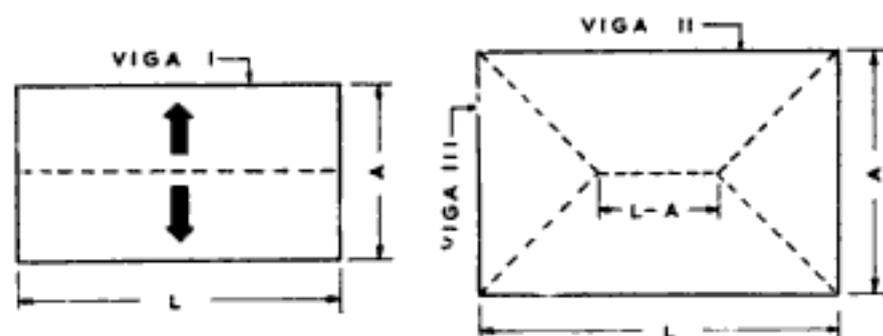


Figura 18.4

nocida la intensidad de las cargas y el área de las zapatas que emplearán, es necesario estudiar cómo se distribuyen, en la masa del suelo, las presiones que dichas cargas provocan. Esto se verá en el capítulo siguiente.

Las losas se calculan como tales según su forma de apoyo. Si son libremente apoyadas a lo largo de la mayor dimensión, se calculan como vigas de 1 m de ancho con la carga que le corresponda por metro. Si son perimetralmente apoyadas se calculan como vigas de 1 m de ancho, pero con cargas diferentes en las dos direcciones.

Cuando las losas se consideren trabajando perimetralmente apoyadas (ver figura 18.5), la tabla 18.5 proporciona las fracciones de la carga total W que le corresponde a cada uno de los dos sistemas, para relaciones de claros desde

LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS

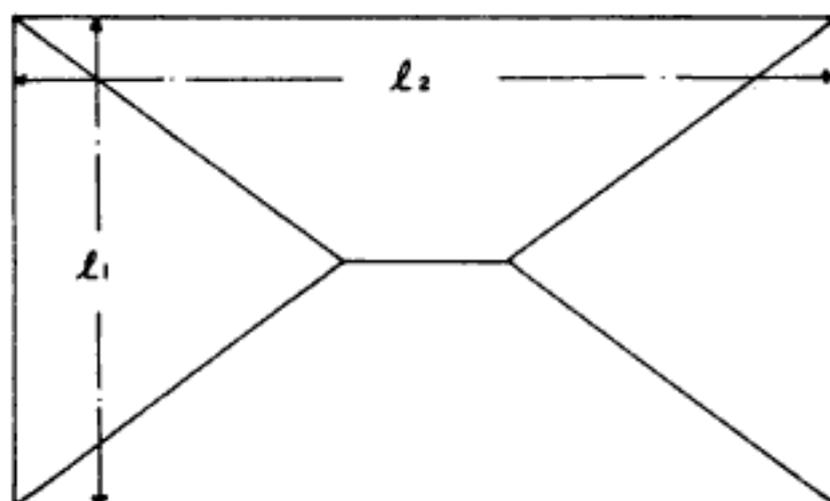


Figura 18.5

Tabla 18.5

l_2/l_1	q_1	q_2
1.00	0.500 W	0.500 W
1.05	0.549 W	0.451 W
1.10	0.595 W	0.405 W
1.15	0.636 W	0.364 W
1.20	0.675 W	0.325 W
1.25	0.709 W	0.291 W
1.30	0.740 W	0.260 W
1.35	0.768 W	0.232 W
1.40	0.793 W	0.207 W
1.45	0.816 W	0.184 W
1.50	0.835 W	0.165 W

1 a 1.50, con variaciones de 0.05 en 0.05, pudiendo interpolarse para variaciones intermedias. Estos coeficientes de carga uniformemente distribuida están dados en función de las rigideces relativas.

CÓMO ESCOGER LA CIMENTACIÓN MÁS ADECUADA

Para la selección del tipo de cimentación más conveniente de acuerdo con las características mecánicas del suelo de desplante, y para que los asentamientos tanto totales como diferenciales queden dentro de los límites permitidos según el tipo de estructura, se pueden seguir estos lineamientos:

- a) Usar zapatas aisladas en suelos de baja compresibilidad (C_c menor a 0.20) y donde los asentamientos diferenciales entre columnas puedan ser controlados, empleando el método de asentamientos iguales; incluyendo juntas en la estructura, o cuando se tenga una estructura con cierta flexibilidad en su comportamiento.
- b) Cuando se encuentren suelos con compresibilidad media (C_c entre 0.2 y 0.4), para mantener los asentamientos dentro de ciertos límites, conviene emplear zapatas continuas rigidizadas con vigas de cimentación. La intensidad de las cargas indicará si se unen las zapatas en una o más direcciones.
- c) Cuando las cargas sean bastante pesadas y al emplear zapatas continuas éstas ocupen cerca del 50% del área del edificio en planta, es más económico usar una sola losa de cimentación.
- d) En aquellos suelos que presenten una compresibilidad mediana, alta o muy alta, y que además tengan baja capacidad de carga, es recomendable el uso de cimentaciones compensadas. Estos suelos pueden presentar un índice de compresión C_c desde 0.2 hasta más de 0.4.
- e) Cuando la cimentación por compensación no sea económicamente adecuada para soportar las cargas pueden combinarse la compensación parcial y pilotes de fricción.
- f) Cuando las cargas sean demasiado elevadas conviene, para el caso de suelos de baja capacidad de carga, usar pilotes de punta apoyados en un estrato resistente.

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE EN LAS CIMENTACIONES

- a) En suelos cohesivos tipo CL :

$$D_f = \frac{[(0.83 - 0.017IP)IP] - 4}{\gamma_n}$$

b) En suelos no cohesivos:

$$D_f = \frac{q_d}{\gamma_n} \left[\tan^4 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

donde q_d debe entrar en Tm/m^2) como primera aproximación. El valor de q_d será de $q_n \times F.S.$, siendo 2 el factor de seguridad. Esta fórmula espera un asentamiento de $1" = 2.54 \text{ cm}$; $q_n = 1.1 N_{\text{corr}} \cdot C_n$, Tm/m^2 .

La fórmula anterior, tomando en consideración la posición del nivel freático, es:

$$q_n = 1.1 N_{\text{corr}} \left(0.5 + 0.5 \frac{C_w}{B + D_f} \right)$$

donde " C_w " es la profundidad del nivel freático medida desde la superficie en pies, " B " el ancho de la cimentación en pies y " D_f " la profundidad de desplante, en pies.

El valor de " N " de la prueba de penetración normal (SPT) de campo debe corregirse, sólo en materiales no cohesivos, así:

$$N_{\text{corr}} = F_c N_{\text{campo}}$$

$$F_c = 0.77 \log_{10} \left(\frac{20}{P_i} \right)$$

donde " P_i " es la presión intergranular en $\text{ton/pie}^2 = \text{kg/cm}^2$.

En las arcillas el valor de " N " no se corrige. Algunos datos prácticos, aproximados, que pueden emplearse en estudios preliminares son:

Humedad óptima = $L.P. - 1.5\%$

Índice plástico = $L.L. * 0.75 - 7.7$

Módulo de elasticidad estático = $E = 8 * C.B.R.$ (kg/cm^2)

Módulo de elasticidad dinámico = $E_{\text{estático}} * 14$

q_n (en arcillas) = $1.33 N$ (Tm/m^2)

La capacidad de carga admisible en suelos granulares con $F.S. = 2$ y asentamiento de 2.54 cm puede determinarse por la expresión dada por Meyerhof:

$$q_n = 2.54 \left(\frac{N_{\text{corr}}}{7.62} \right) \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2, \text{kg/cm}^2$$

CAPÍTULO 19

Distribución de presiones

Afirmar que un material es homogéneo equivale a decir que en todos sus puntos las propiedades físicas son idénticas. Indudablemente no puede decirse que un suelo saturado de agua sea homogéneo, ya que en algunos puntos existen partículas pétreas y en puntos cercanos hay agua, de ahí que el suelo no sea un material plenamente homogéneo. Decir que un material es isótropo equivale a mencionar que para cada punto del material las propiedades físicas son las mismas en todas direcciones. En los suelos tampoco puede decirse que rige esta hipótesis, ya que siendo los suelos formaciones naturales se han consolidado y por lo tanto las propiedades de resistencia en dirección horizontal son diferentes a las de resistencia en dirección vertical.

Se dice que un material es elástico cuando sigue la ley de Hooke, en la cual las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos. Si se considera un sólido

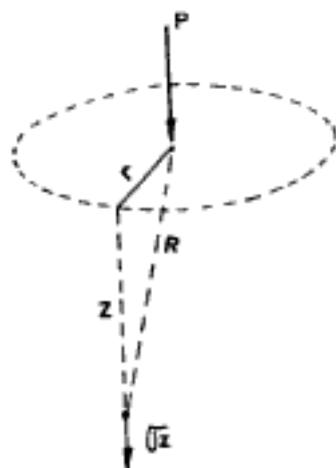


Figura 19.1

elástico, homogéneo e isótropo que se extiende en todas direcciones, con una carga aplicada sobre él, se puede determinar la distribución de presiones en su interior.

El caso más sencillo de las distribuciones de presiones es el correspondiente a una carga concentrada, vertical, en la superficie del semiespacio, como se indica en la figura 19.1.

El problema matemático fue resuelto por Boussinesq en el año 1865 aplicando la teoría de la elasticidad y las fórmulas por él obtenidas, las cuales llevan su nombre; éstas son:

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} \cdot \frac{3 \cdot z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{P}{2\pi \cdot z^2} (3 \cos^5 \Theta) = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{3 r^2 z}{(r^2 + z^2)^{5/2}} - \frac{(1 - 2 \mu)}{r^2 + z^2 + z\sqrt{r^2 + z^2}} \right] =$$

$$= \frac{P}{2\pi z^2} \left[3 \operatorname{sen}^2 \Theta \cos^3 \Theta - \frac{(1 - 2 \mu) \cos^2 \Theta}{1 + \cos \Theta} \right]$$

$$\sigma_t = -\frac{P}{2\pi} (1 - 2 \mu) \left[\frac{z}{(r^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{r^2 + z^2 + z\sqrt{r^2 + z^2}} \right] =$$

$$= -\frac{P}{2\pi \cdot z} (1 - 2 \mu) \left[\cos^3 \Theta - \frac{\cos^2 \Theta}{1 + \cos \Theta} \right]$$

$$\sigma_{rz} = \frac{P}{2\pi} \cdot \frac{3rz^2}{(r^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{P}{2\pi \cdot z^2} (3 \operatorname{sen} \Theta \cos^4 \Theta)$$

En el caso de los suelos, la expresión de Boussinesq que más interesa es aquella que da la presión vertical σ_z sobre un plano horizontal a la profundidad z y a una distancia radial r , o sea la primera de las ecuaciones expuestas.

La forma más usual de la mencionada ecuación es:

$$\sigma_z = \frac{3 P}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}}$$

También se puede expresar la fórmula anterior así:

$$\sigma_z = \frac{3 P}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right]^{5/2}$$

o de la forma siguiente:

$$\sigma_z = K_B \cdot \frac{P}{z^2}$$

donde:

$$K_B = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} = \frac{0.478}{\left[1 + (r/z)^2\right]^{5/2}}$$

Para facilitar el cálculo de σ_z se presenta la tabla 19.1 en la cual se pueden obtener los valores K_B en función de la relación r/z .

Tabla 19.1

r/z	K_B	r/z	K_B	r/z	K_B	r/z	K_B
0.00	0.4775						
0.01	0.4773	0.29	0.3902	0.57	0.2363	0.85	0.1226
0.02	0.4769	0.30	0.3849	0.58	0.2313	0.86	0.1196
0.03	0.4764	0.31	0.3796	0.59	0.2263	0.87	0.1167
0.04	0.4756	0.32	0.3742	0.60	0.2214	0.88	0.1138
0.05	0.4745	0.33	0.3687	0.61	0.2165	0.89	0.1110
0.06	0.4723	0.34	0.3632	0.62	0.2117	0.90	0.1083
0.07	0.4717	0.35	0.3577	0.63	0.2070	0.91	0.1057
0.08	0.4699	0.36	0.3521	0.64	0.2040	0.92	0.1031
0.09	0.4679	0.37	0.3464	0.65	0.1978	0.93	0.1005
0.10	0.4657	0.38	0.3408	0.66	0.1934	0.94	0.0981
0.11	0.4633	0.39	0.3351	0.67	0.1889	0.95	0.0956
0.12	0.4607	0.40	0.3295	0.68	0.1846	0.96	0.0933
0.13	0.4579	0.41	0.3238	0.69	0.1804	0.97	0.0909
0.14	0.4548	0.42	0.3181	0.70	0.1762	0.98	0.0887
0.15	0.4516	0.43	0.3124	0.71	0.1721	0.99	0.0865
0.16	0.4482	0.44	0.3068	0.72	0.1681	1.00	0.0844
0.17	0.4446	0.45	0.3011	0.73	0.1641	1.01	0.0823
0.18	0.4409	0.46	0.2955	0.74	0.1603	1.02	0.0803
0.19	0.4370	0.47	0.2899	0.75	0.1565	1.03	0.0783
0.20	0.4329	0.48	0.2843	0.76	0.1527	1.04	0.0764
0.21	0.4286	0.49	0.2788	0.77	0.1491	1.05	0.0745
0.22	0.4242	0.50	0.2733	0.78	0.1455	1.06	0.0726
0.23	0.4197	0.51	0.2679	0.79	0.1420	1.07	0.0709
0.24	0.4151	0.52	0.2625	0.80	0.1386	1.08	0.0691
0.25	0.4103	0.53	0.2571	0.81	0.1353	1.09	0.0674
0.26	0.4054	0.54	0.2518	0.82	0.1320	1.10	0.0657
0.27	0.4004	0.55	0.2466	0.83	0.1288	1.11	0.0641
0.28	0.3954	0.56	0.2414	0.84	0.1257	1.12	0.0626

Tabla 19.1 (Continuación)

r/z	K_B	r/z	K_B	r/z	K_B	r/z	K_B
1.13	0.0610	1.35	0.0357	1.57	0.0214	1.79	0.0132
1.14	0.0595	1.36	0.0348	1.58	0.0209	1.80	0.0129
1.15	0.0581	1.37	0.0340	1.59	0.0204	1.81	0.0126
1.16	0.0567	1.38	0.0332	1.60	0.0199	1.82	0.0123
1.17	0.0553	1.39	0.0324	1.61	0.0195	1.83	0.0121
1.18	0.0539	1.40	0.0317	1.62	0.0191	1.84	0.0118
1.19	0.0526	1.41	0.0309	1.63	0.0187	1.85	0.0116
1.20	0.0513	1.42	0.0302	1.64	0.0182	1.86	0.0114
1.21	0.0501	1.43	0.0295	1.65	0.0178	1.87	0.0111
1.22	0.0489	1.44	0.0288	1.66	0.0175	1.88	0.0109
1.23	0.0477	1.45	0.0282	1.67	0.0171	1.89	0.0107
1.24	0.0465	1.46	0.0275	1.68	0.0167	1.90	0.0105
1.25	0.0454	1.47	0.0269	1.69	0.0163	1.91	0.0102
1.26	0.0443	1.48	0.0263	1.70	0.0160	1.92	0.0100
1.27	0.0433	1.49	0.0257	1.71	0.0156	1.93	0.0098
1.28	0.0422	1.50	0.0251	1.72	0.0153	1.94	0.0096
1.29	0.0412	1.51	0.0245	1.73	0.0150	1.95	0.0094
1.30	0.0402	1.52	0.0239	1.74	0.0147	1.96	0.0093
1.31	0.0392	1.53	0.0234	1.75	0.0143	1.97	0.0091
1.32	0.0383	1.54	0.0229	1.76	0.0141	1.98	0.0089
1.33	0.0374	1.55	0.0223	1.77	0.0137	1.99	0.0087
1.34	0.0365	1.56	0.0218	1.78	0.0135	2.00	0.0085
						2.10	0.0070
						2.20	0.0058
						2.30	0.0048
						2.40	0.0040
						2.50	0.0034
						2.60	0.0029
						2.70	0.0024
						2.80	0.0021

Como se puede notar, en la fórmula de Boussinesq no intervienen las constantes elásticas del material, por lo que puede ser aplicada a materiales de muy distinta naturaleza. La carga centrada da el mismo valor de esfuerzo independiente de las constantes elásticas. Las deformaciones de uno y otro cuerpo serán diferentes, pero el esfuerzo es el mismo.

En la práctica lo que se hace es determinar el efecto de un sistema de cargas sobre el suelo aplicando la ecuación de Boussinesq, que más adelante se expone, y para estudiar las deformaciones que ellas producen se extraen muestras inalteradas del suelo y se estudia en su laboratorio cómo se comportan bajo la acción de los esfuerzos.

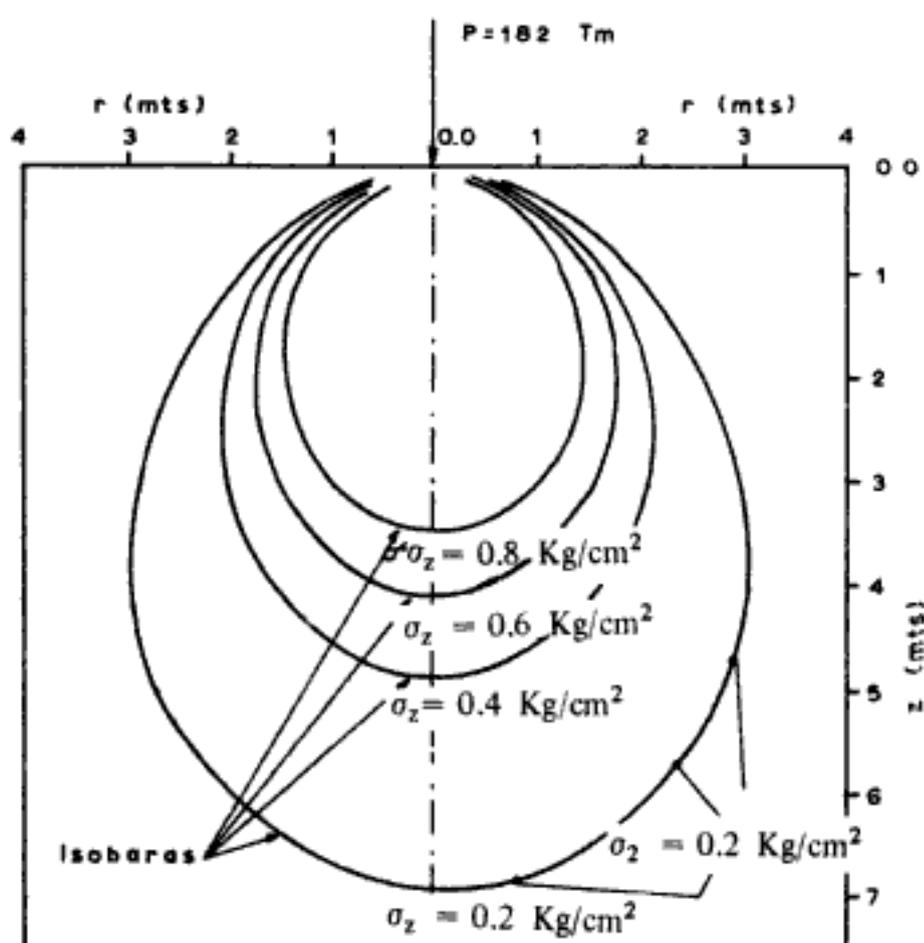


Figura 19.2

Ejemplo. Obtener el valor de σ_z aplicando la ecuación de Boussinesq para el caso de una carga concentrada de 100 Tm. Se requiere el esfuerzo a 3 m de profundidad y a una distancia radial de 1.5 m. *Datos:*

$$P = 100 \text{ Tm}; r = 1.5 \text{ m}; z = 3.0 \text{ m}$$

El valor de la presión vertical σ_z con la ecuación de Boussinesq se obtiene así:

$$r/z = 1.5/3.0 = 0.5, \text{ por lo que } K_B, \text{ de la página 275, vale } 0.2733.$$

Por lo tanto:

$$\sigma_z = K_B \frac{P}{z^2} = 0.2733 \cdot \frac{100}{9} = 3.036 \text{ Tm/m}^2$$

Por medio de la teoría de distribución de esfuerzos de Boussinesq se pueden graficar dichos esfuerzos de diferente manera; una es manteniendo constante la σ_z , con lo cual se forman las isobaras o bulbo de presiones como se puede ver en la figura 19.2.

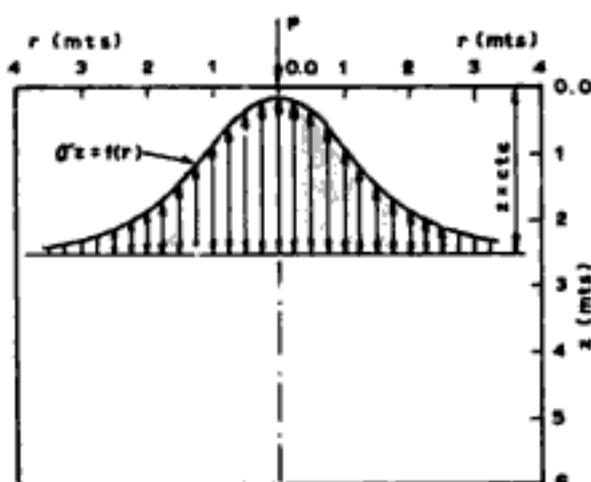


Figura 19.3

Una manera de graficar los esfuerzos es por medio de la distribución de esfuerzos sobre un plano horizontal a una profundidad constante z , como se aprecia en la figura 19.3, donde se advierte la variación de σ_z como función del radio.

Otra manera de graficar los esfuerzos es por medio de la distribución de esfuerzos verticales, con profundidad sobre un plano vertical y a una distancia r constante de la línea de acción de la carga vertical concentrada, como se puede ver en la figura 19.4.

En caso de que la carga aplicada sobre el plano que limita el semiespacio no esté concentrada, sino que sea una carga uniformemente distribuida sobre una cierta área, podrán obtenerse los valores de los esfuerzos de cada uno de los puntos del semiespacio por medio de una integración de la ecuación de Boussinesq.

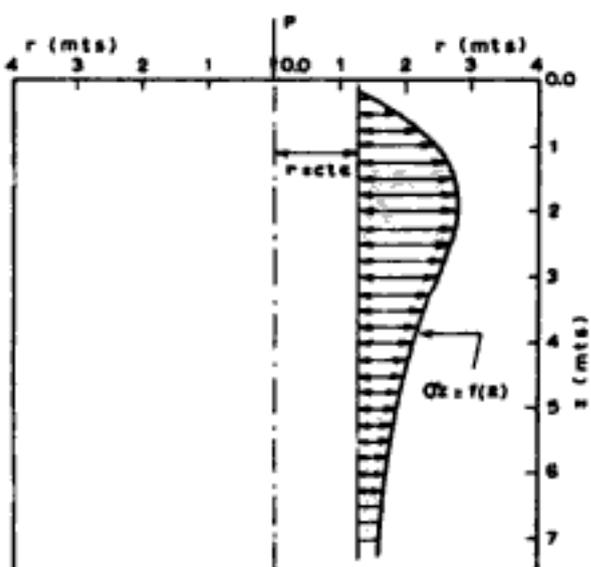


Figura 19.4

Fadum elaboró en 1939 una tabla (ver tabla 19.2) que simplifica el problema, partiendo de la integración de la ecuación de Boussinesq para una superficie rectangular, quedando el punto bajo investigación a una profundidad z debajo de una de las esquinas. El valor del esfuerzo vertical a la profundidad z viene dada por la ecuación:

$$\sigma_z = I \cdot q$$

I = Valor de influencia que depende de m y de n .

m = Relación entre el ancho del rectángulo y la profundidad z ,

n = Relación entre el largo del rectángulo y la profundidad z .

Así, para calcular la presión bajo una esquina de una superficie rectangular cargada uniformemente con una carga de q kg/cm², se calculan los valores de m y n y por medio de la tabla mencionada se calcula el valor de I , el cual se

Tabla 19.2 Valores de I para los esfuerzos verticales debajo de una esquina según Fadum

$m \backslash n$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
0.1	0.00470	0.00917	0.01323	0.01678	0.01978	0.02223
0.2	0.00917	0.01790	0.02585	0.03280	0.03866	0.04348
0.3	0.01323	0.02585	0.03735	0.04742	0.05593	0.06294
0.4	0.01678	0.03280	0.04742	0.06024	0.07111	0.08009
0.5	0.01978	0.03866	0.05593	0.07111	0.08403	0.09473
0.6	0.02223	0.04348	0.06294	0.08009	0.09473	0.10688
0.7	0.02420	0.04735	0.06558	0.08734	0.10340	0.11679
0.8	0.02576	0.05042	0.07308	0.09314	0.11035	0.12474
0.9	0.02698	0.05283	0.07661	0.09770	0.11584	0.13105
1.0	0.02794	0.05471	0.07938	0.10129	0.12018	0.13605
1.2	0.02926	0.05733	0.08323	0.10631	0.12626	0.14309
1.4	0.03007	0.05894	0.08561	0.10941	0.13003	0.14749
1.6	0.03058	0.05994	0.08709	0.11135	0.13241	0.15028
1.8	0.03090	0.06058	0.08804	0.11260	0.13395	0.15207
2.0	0.03111	0.06100	0.08867	0.11342	0.13496	0.15326
2.5	0.03138	0.06155	0.08948	0.11450	0.13628	0.15483
3.0	0.03150	0.06178	0.08982	0.11495	0.13684	0.15550
4.0	0.03158	0.06194	0.09007	0.11527	0.13724	0.15598
5.0	0.03160	0.06199	0.09014	0.11537	0.13737	0.15612
6.0	0.03161	0.06201	0.09017	0.11541	0.13741	0.15617
8.0	0.03162	0.06202	0.09018	0.11543	0.13744	0.15621
10.0	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15622
α	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15623

Tabla 19.2 (Continuación)

$m \backslash n$	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
0.1	0.02420	0.02576	0.02698	0.02794	0.02926	0.03007
0.2	0.04735	0.05042	0.05283	0.05471	0.05733	0.05894
0.3	0.06858	0.07308	0.07661	0.07938	0.08323	0.08561
0.4	0.08734	0.09312	0.09770	0.10129	0.10631	0.10941
0.5	0.10340	0.11035	0.11584	0.12018	0.12626	0.13003
0.6	0.11679	0.12474	0.13105	0.13605	0.14309	0.14749
0.7	0.12772	0.13653	0.14356	0.14914	0.15708	0.16199
0.8	0.13653	0.14607	0.15371	0.15978	0.16848	0.17389
0.9	0.14356	0.15371	0.16185	0.16835	0.17766	0.18357
1.0	0.14914	0.15978	0.16835	0.17522	0.18508	0.19139
1.2	0.15703	0.16843	0.17766	0.18503	0.19584	0.20278
1.4	0.16199	0.17389	0.18357	0.19139	0.20278	0.21020
1.6	0.16515	0.17739	0.18737	0.19546	0.20731	0.21510
1.8	0.16720	0.17967	0.18986	0.19886	0.21032	0.21836
2.0	0.16856	0.18119	0.19152	0.19994	0.21235	0.22058
2.5	0.17036	0.18321	0.19375	0.20236	0.21512	0.22364
3.0	0.17113	0.18407	0.19470	0.20341	0.21633	0.22499
4.0	0.17168	0.18469	0.19540	0.20417	0.21722	0.22600
5.0	0.17185	0.18488	0.19561	0.20440	0.21740	0.22632
6.0	0.17191	0.18496	0.19569	0.20449	0.21760	0.22644
8.0	0.17195	0.18500	0.19574	0.20455	0.21767	0.22652
10.0	0.17196	0.18502	0.19576	0.20457	0.21769	0.22654
α	0.17197	0.18502	0.19577	0.20458	0.21770	0.22656

multiplica por el valor de q . A continuación se muestra un ejemplo que ilustra la determinación de presiones a una profundidad z haciendo uso de la tabla de Fadum:

Calcular la presión en un punto de 5.0 m por debajo de la esquina de una zapata de 1.0 m de ancho por 1.2 m de largo que soporta una carga uniforme q de 2 kg/cm².

$$m = \frac{B}{z} = \frac{1.0}{5.0} = 0.20$$

$$n = \frac{L}{z} = \frac{1.2}{5.0} = 0.24$$

$$I = 0.023 \text{ (páginas 279 a 282).}$$

$$\sigma_z = I \cdot \mu = 0.023 \times 2 = 0.046 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 19.2 (Continuación)

$m \backslash n$	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0
0.1	0.03058	0.03090	0.03111	0.03138	0.03150	0.03158
0.2	0.05994	0.06058	0.06100	0.06155	0.06178	0.06194
0.3	0.08709	0.08804	0.08867	0.08948	0.08982	0.09007
0.4	0.11135	0.11260	0.11342	0.11450	0.11495	0.11527
0.5	0.13241	0.13395	0.13496	0.13628	0.13684	0.13724
0.6	0.15028	0.15207	0.15326	0.15483	0.15550	0.15598
0.7	0.16515	0.16720	0.16856	0.17036	0.17113	0.17168
0.8	0.17739	0.17967	0.18119	0.18321	0.18407	0.18469
0.9	0.18737	0.18986	0.19152	0.19375	0.19470	0.19540
1.0	0.19546	0.19814	0.19994	0.20236	0.20341	0.20417
1.2	0.20731	0.21032	0.21235	0.21512	0.21633	0.21722
1.4	0.21510	0.21836	0.22058	0.22364	0.22499	0.22600
1.6	0.22025	0.22372	0.22610	0.22940	0.23088	0.23200
1.8	0.22372	0.22736	0.22986	0.23334	0.23495	0.23617
2.0	0.22610	0.22986	0.23247	0.23614	0.23782	0.23912
2.5	0.22940	0.23334	0.23614	0.24010	0.24196	0.24344
3.0	0.23088	0.23495	0.23782	0.24196	0.24394	0.24554
4.0	0.23200	0.23617	0.23912	0.24344	0.24554	0.24729
5.0	0.23236	0.23656	0.23954	0.24392	0.24608	0.24791
6.0	0.23249	0.23671	0.23970	0.24412	0.24630	0.24817
8.0	0.23258	0.23681	0.23981	0.24425	0.24646	0.24836
10.0	0.23261	0.23684	0.23985	0.24429	0.24650	0.24842
α	0.23263	0.23688	0.23987	0.24432	0.24654	0.24846

Es notorio que una carga concentrada causará una distribución de esfuerzos diferente a la que provocará una carga de igual magnitud, pero uniformemente distribuida sobre una área cuadrada de lados B , a la profundidad z y bajo la carga P , el esfuerzo vertical será σ_1 y a la profundidad z bajo la carga Q el esfuerzo vertical será σ_2 . La diferencia numérica entre estos dos valores es función de la relación z/B . Cuando esta relación es de 4, o mayor de 4, los esfuerzos se pueden considerar prácticamente iguales. De aquí que la relación mencionada de z/B mayor de 4 o menor de 4 es el punto de partida para saber cuándo se puede trabajar con una carga concentrada, siendo ésta uniformemente distribuida.

La presión vertical bajo una carga uniforme sobre una área circular se puede determinar directamente utilizando la tabla 19.3. En dicha tabla, z y d representan, respectivamente, la profundidad y la distancia horizontal radial desde el centro del círculo al punto donde la presión es deseada. Además, R representa el radio

Tabla 19.2 (Continuación)

<i>m</i> \ <i>n</i>	5.0	6.0	8.0	10.0	α
0.1	0.03160	0.03161	0.03162	0.03162	0.03162
0.2	0.06199	0.06201	0.06202	0.06202	0.06202
0.3	0.09014	0.09017	0.09018	0.09019	0.09019
0.4	0.11537	0.11541	0.11543	0.11544	0.11544
0.5	0.13737	0.13741	0.13744	0.13745	0.13745
0.6	0.15612	0.15617	0.15621	0.15622	0.15623
0.7	0.17185	0.17191	0.17195	0.17196	0.17197
0.8	0.18488	0.18496	0.18500	0.18502	0.18502
0.9	0.19561	0.19569	0.19574	0.19576	0.19577
1.0	0.20440	0.20449	0.20455	0.20457	0.20458
1.2	0.21749	0.21760	0.21767	0.21769	0.21770
1.4	0.22632	0.22644	0.22652	0.22654	0.22656
1.6	0.23236	0.23249	0.23258	0.23261	0.23263
1.8	0.23656	0.23671	0.23681	0.23684	0.23686
2.0	0.23954	0.23970	0.23981	0.23985	0.23987
2.5	0.24392	0.24412	0.24425	0.24429	0.24432
3.0	0.24608	0.2463	0.24646	0.24650	0.24654
4.0	0.24791	0.24817	0.24836	0.24842	0.24846
5.0	0.24857	0.24885	0.24907	0.24917	0.24919
6.0	0.24885	0.24916	0.24939	0.24946	0.24952
8.0	0.24907	0.24939	0.24964	0.24973	0.24980
10.0	0.24914	0.24946	0.24973	0.24981	0.24989
α	0.24919	0.24952	0.2498	0.24989	0.25000

del círculo sobre el cual actúa uniformemente la carga (ver fig. 19.5). Para calcular la presión vertical bajo una carga sobre un área circular se obtiene el coeficiente de influencia I mediante las relaciones $\frac{z}{R}$ y $\frac{d}{R}$, y se multiplica por la presión q aplicada a la superficie circular:

$$\sigma_z = I \cdot q$$

La I se obtiene de la tabla 19.3.

Tabla 19.3

Z/R	d/R									
	0	0.3	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.986	0.983	0.964	0.460	0.015	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
0.50	0.911	0.895	0.840	0.418	0.060	0.010	0.003	0.000	0.000	0.000
0.75	0.784	0.762	0.691	0.374	0.105	0.025	0.010	0.002	0.000	0.000
1.00	0.646	0.625	0.560	0.335	0.125	0.043	0.016	0.007	0.003	0.000
1.25	0.524	0.508	0.455	0.295	0.135	0.057	0.023	0.010	0.005	0.001
1.50	0.424	0.413	0.374	0.256	0.137	0.064	0.029	0.013	0.007	0.002
1.75	0.346	0.336	0.309	0.223	0.135	0.071	0.037	0.018	0.009	0.004
2.00	0.284	0.277	0.258	0.194	0.127	0.073	0.041	0.022	0.012	0.006
2.50	0.200	0.196	0.186	0.150	0.109	0.073	0.044	0.028	0.017	0.011
3.00	0.146	0.143	0.137	0.117	0.091	0.066	0.045	0.031	0.022	0.015
4.00	0.087	0.086	0.083	0.076	0.061	0.052	0.041	0.031	0.024	0.018
5.00	0.057	0.057	0.056	0.052	0.045	0.039	0.033	0.027	0.022	0.018
7.00	0.030	0.030	0.029	0.028	0.026	0.024	0.021	0.019	0.016	0.015
10.00	0.015	0.015	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.012	0.012	0.110

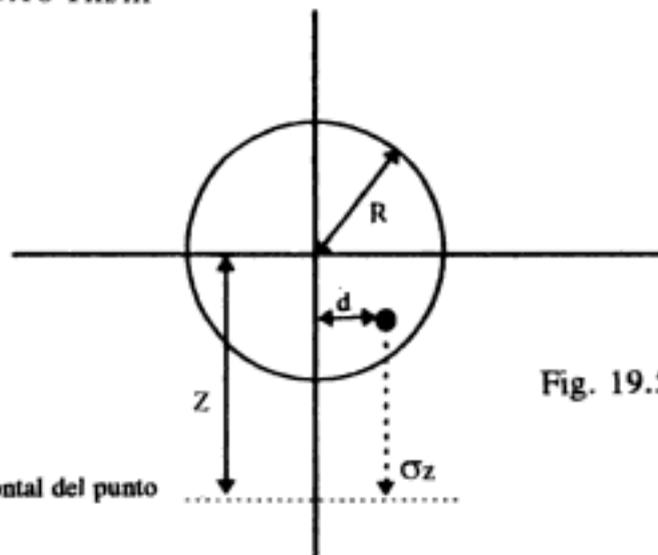
Ejemplo:

$$R = 3 \text{ m}; z = 6.0 \text{ m}; d = 1.5 \text{ m}$$

$$\frac{z}{R} = \frac{6}{3} = 2; \frac{d}{R} = \frac{1.5}{3} = 0.5 \rightarrow I = 0.258$$

$$\therefore \sigma_z = (0.258) (q). \text{ Para } q = 20 \text{ Tm/m}^2$$

$$\sigma_z = 0.258 \times 20 = 5.16 \text{ Tm/m}^2$$



MÉTODO DE NEWMARK

Otra manera de determinar los esfuerzos consiste en hacer uso del gráfico de influencia de M.M. Newmark.

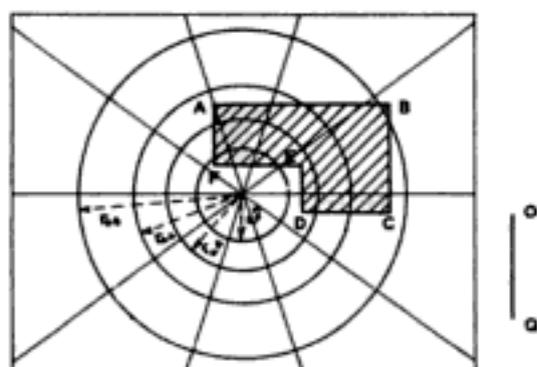


Figura 19.6.

El esfuerzo vertical σ_z a una profundidad z bajo el centro de una área circular de radio r uniformemente cargada es:

$$\sigma_z = Iq = \left(1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right]^{3/2} \right) q$$

en la que q es la carga unitaria sobre el círculo y el valor de I es:

$$I = 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right]^{3/2}$$

De la ecuación anterior que da el valor del esfuerzo vertical σ_z a una profundidad determinada se puede determinar el valor de (r/z) que corresponda a $\sigma_z/q = 0.8$, ya que:

$$\frac{\sigma_z}{q} = 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right]^{3/2}$$

y resulta que (r/z) es igual a 1.387.

Si se representa la profundidad z (profundidad a la cual se quiere determinar el esfuerzo) a una escala determinada, por ejemplo, si OQ representa a z , el radio r correspondiente a $\sigma_z/q = 0.8$ resulta de multiplicar por 1.387 el segmento OQ , y pudiendo dibujar la circunferencia. Se puede repetir la operación para otros valores de σ_z/q , por ejemplo, de 0.6, 0.4, etc., y se obtiene el diagrama de la

figura 19.6, que viene a ser un plano de influencia, de modo que el esfuerzo σ_z vale 0.8 si todo el círculo de radio $r_{0.8}$ se carga con $q = 1$. Si sólo se carga la corona limitada por las circunferencias de radios $r_{0.8}$ y $r_{0.6}$ y $q = 1$, entonces $\sigma_z = 0.8 - 0.6 = 0.2$. Los radios dibujados dividen cada anillo en diez zonas equivalentes, de modo que si se carga una de estas zonas con $q = 1$ el esfuerzo inducido es de $\sigma_z = 0.1 \times 0.2 = 0.02$, o sea que la influencia de una zona es de 0.02. Para valores diferentes de $q = 1$ hay que multiplicar por este valor de 0.02 el valor real de q .

El procedimiento para usar el diagrama de Newmark (ver figura 19.7) es el siguiente: Se dibuja el plano de la cimentación en papel transparente a una escala tal que el segmento OQ del ábaco represente la profundidad z del punto en el cual se requiere conocer el esfuerzo σ_z . Se coloca el papel transparente con el dibujo de la cimentación sobre el ábaco de modo que la proyección del punto que se estudia coincida con el *centro* O del ábaco. Se encuentra el número de zonas cubiertas por el área de la cimentación y el producto de este número por el coeficiente de influencia de *cada zona* y por el valor de q proporciona el valor de σ_z en el punto considerado.

Los ábacos usados para el cálculo real de esfuerzos bajo las cimentaciones tienen un gran número de subdivisiones. Esto permite obtener un valor de influencia muy pequeño y el cálculo de esfuerzos para áreas irregulares se facilita grandemente.

En todos los casos el procedimiento que debe seguirse tiene que definirlo el ingeniero que diseña, ya que la clase de obra y el tipo de proyecto serán aspectos que tiene que tomar en cuenta para escoger el procedimiento que crea más adecuado.

En muchas ocasiones puede seguirse un método sencillo para determinar la presión σ_z aproximada, método denominado 2 en 1, en el cual la carga se supone distribuida bajo una pendiente de dos veces la altura por una vez la base. Si se supone que al nivel del terreno una estructura tiene las dimensiones A y B a una profundidad z el peso de la estructura se repartirá sobre una área de lados $A + z$ y $B + z$. La presión máxima se estima en un 1.5 veces la anterior, que es la media.

Ejemplo:

Calcular la presión en un punto a 5 m de profundidad por debajo del centro de una cimentación de 6 m \times 20 m de largo que soporta una carga uniforme de 2 kg/cm².

$$\text{Carga total} = 20 \times 6 \times 20 = 2,400 \text{ toneladas.}$$

El área de repartición de dicha carga a una profundidad de 5 m es:

$$\text{Área de repartición} = (6 + 5)(20 + 5) = 11 \times 25 = 275 \text{ m}^2$$

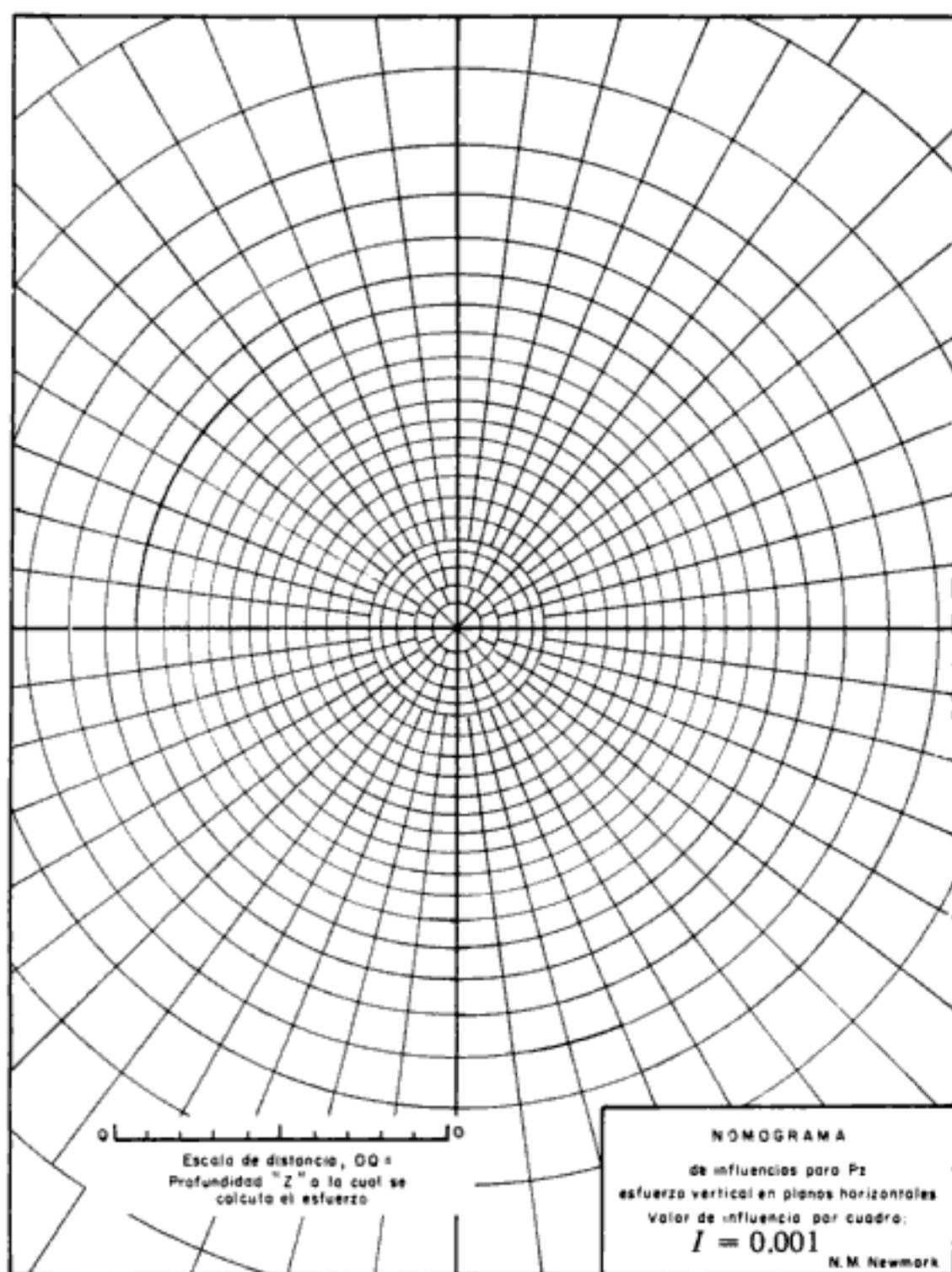


Figura 19.7

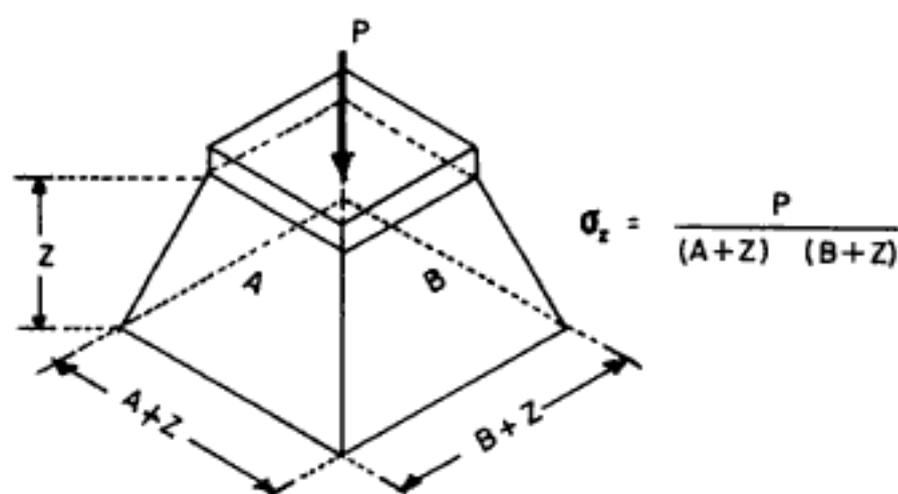


Figura 19.8

Así, la presión media (no la máxima) a dicha profundidad será:

$$\sigma_z = \frac{2,400}{275} = 8.7 \text{ Tm/m}^2 = 0.87 \text{ kg/cm}^2$$

La presión máxima estimada será:

$$\sigma_z = 0.87 \times 1.5 = 1.31 \text{ kg/cm}^2$$

Conocida ya la forma como se distribuyen las presiones en los suelos conviene ahora conocer la resistencia de los diferentes estratos para así poder definir si se presentarán o no asentamientos perjudiciales al colocar las nuevas cargas (ver figura 19.8). Esto se estudiará en el capítulo siguiente.

CAPÍTULO 20

Capacidad de carga de las cimentaciones

GENERALIDADES

La falta de datos sobre las características físicas y constitución del suelo sobre el cual se pretende construir una estructura ha sido causa de que, al erigirse ésta, se presenten sorpresas y gastos extraordinarios que bien podrían haber sido evitados mediante un estudio del suelo antes de la construcción.

Conocido es el hecho de que cuando una estructura se asienta en forma desigual se provocan en la misma deformaciones que ocasionan grietas que pueden ser muy perjudiciales a la estabilidad de ella, y en no pocas ocasiones el asentamiento ha sido causa del colapso total de la estructura. Un adecuado estudio del suelo sobre el cual se pretende levantar una construcción facilita al ingeniero los datos necesarios para determinar el tipo y diseño más apropiado y económico de la cimentación, y es, además, una garantía previa a la buena edificación. Comúnmente el costo de la investigación del suelo representa un porcentaje muy bajo del costo de la estructura, y el posible ahorro en tiempo y dinero equivale en casi todos los casos a varias veces el costo de los estudios hechos del suelo.

Existe la creencia muy generalizada de que cualquier terreno puede sostener eficientemente una construcción liviana y que por lo tanto no requiere un estudio del suelo. Sin embargo, la técnica moderna está en completo desacuerdo con esa creencia, y los hechos han demostrado muy a menudo que casas residenciales y construcciones similares han sido seriamente afectadas debido al desconocimiento de las características del suelo y por ende al proyecto de una cimentación inadecuada en cada caso.

Lo que hay que entender bien es que no en todos los casos se requieren los mismos estudios, y así, si sólo en casos especiales se justifican métodos de muestreo y de ensayos altamente especializados, en la mayoría de los casos no se

necesita más que una previsión aproximada de los fenómenos que se producirán, previsión que puede efectuarse por medio de ensayos simples con los cuales se pueden obtener resultados satisfactorios en la ingeniería de suelos. Sin embargo, es necesario hacer notar que la naturaleza compleja de los suelos provoca ciertas diferencias en su comportamiento real en el terreno con relación al comportamiento cuando son ensayados en laboratorio bajo condiciones bien definidas, y por lo tanto es necesario balancear con buen criterio los resultados que da la teoría, en función de los datos de laboratorio, y el conocimiento empírico sobre la validez que en cada caso debe darse a los resultados.

CAPACIDAD DE CARGA DE LAS CIMENTACIONES

La *carga admisible* en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo, además, un margen de seguridad dado por el llamado *coeficiente de seguridad* adoptado. La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, característica de la estructura y del coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso.

La presentación que sigue, relativa a la capacidad de carga de las cimentaciones, puede considerarse como una perspectiva moderna del problema, ya que trata de incorporar, de manera general, las contribuciones de importancia que se conocen hasta la fecha sobre el particular.

Por experiencias y observaciones relativas al comportamiento de las cimentaciones se ha visto que la falla por capacidad de carga de las mismas ocurre como producto de una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación. Son tres los tipos clásicos de falla bajo las cimentaciones:

- a) Falla por corte general. Se tiene en arenas densas y arcillas rígidas.
- b) Falla por punzonamiento.
- c) Falla por corte local. Se tiene en arenas medias y flojas y en arcillas suaves.

La falla por *corte general* se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno, que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno, como se puede observar en la figura 20.1.

La falla por *corte general* es usualmente súbita y catastrófica, y al menos que la estructura misma no permita la rotación de las zapatas, ocurre con cierta visible inclinación de la cimentación, provocando un hinchamiento o bufamiento del suelo a los lados de la cimentación aunque el colapso final del mismo se presenta de un solo lado.

La falla por *punzonamiento* (ver figura 20.2) se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la

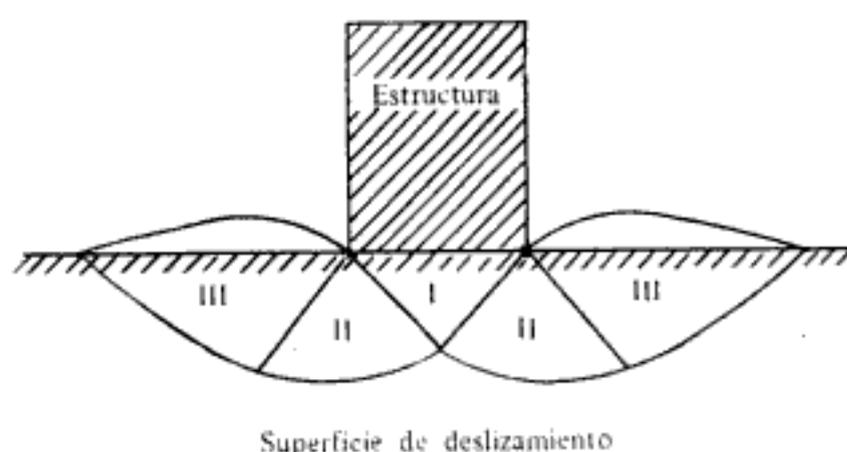


Figura 20.1 Falla por corte general.

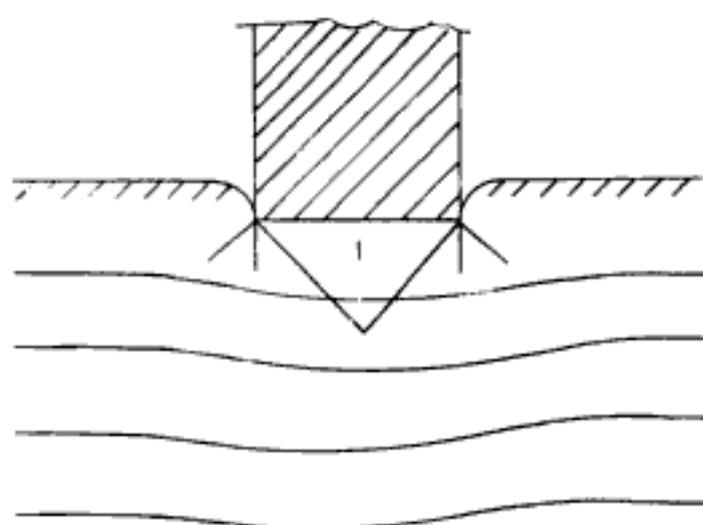


Figura 20.2 Falla por punzonamiento.

cimentación y casi no se observan movimientos de éste junto a la cimentación, manteniéndose el equilibrio tanto vertical como horizontal de la misma.

La falla por *corte local* (ver figura 20.3) representa una transición entre las dos anteriores, pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como del de punzonamiento. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al bufamiento del suelo a los lados de la cimentación, y además la compresión vertical debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa del suelo. Solamente cuando se llega a presentar un caso de desplazamiento vertical muy grande (del orden de la mitad del lado o del diámetro de la zapata) puede suceder que las superficies de deslizamiento lleguen a la superficie del terreno, pero aun en este caso no se produce una falla catastrófica ni inclinación de la zapata.

Aunque son bastante bien conocidas las diferencias entre los tipos de falla, no existe un criterio numérico general que permita predecir el tipo de rotura que se presentará, aunque puede decirse que el tipo de falla dependerá de la compre-

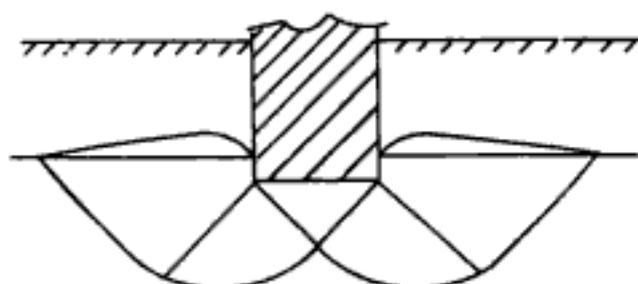


Figura 20.3 Falla por corte local.

sibilidad del suelo en cuanto a las condiciones geométricas y de carga existentes. En un suelo prácticamente incompresible el tipo de falla será por corte general. Sin embargo, si el suelo es muy compresible en relación con su resistencia al corte el tipo de falla será por punzonamiento. En la actualidad el único parámetro racional que existe para la evaluación de la compresibilidad relativa de masas de suelos sujetas a cargas es el llamado *índice de rigidez*, que viene expresado así:

$$I_r = \frac{G}{\tau} = \frac{G}{c + p_i \tan \varphi} \quad \text{siendo } G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

en la que G es el módulo de deformación tangencial, τ el esfuerzo de corte ya conocido, μ el coeficiente de Poisson y E el módulo de elasticidad estático o módulo de elasticidad de Young.

El índice de rigidez del suelo ha sido asociado con el supuesto comportamiento elastoplástico perfecto del suelo.

Con el propósito de tomar en cuenta la deformación volumétrica media (Δ) en la zona plástica se ha sugerido que el valor dado anteriormente de I_r sea

reducido a $I_{rr} = I_r \cdot F$, en que F es igual a $\frac{1}{1 + I_r \cdot \Delta}$

Un alto valor de I_{rr} , mayor de 250, indica de manera definitiva un suelo incompresible, mientras que un valor pequeño de I_{rr} , por ejemplo de 10, indica un suelo relativamente compresible.

El cálculo de la *capacidad de carga límite de falla* de una cimentación constituye un problema de equilibrio elastoplástico. La dificultad de encontrar soluciones aceptables estriba en conocer sus relaciones constitutivas: esfuerzo-deformación-tiempo.

En general el problema se presenta de la siguiente manera:

Se considera una cimentación de ancho B y largo L desplantada en una masa de suelo a una profundidad Z . La masa de suelo es de extensión semiinfinita y homogénea, con un peso volumétrico γ y características de resistencia al esfuerzo de corte definidas por una línea de resistencia intrínseca recta y curva, esfuerzo-deformación típica de cuerpo rígido-plástico.

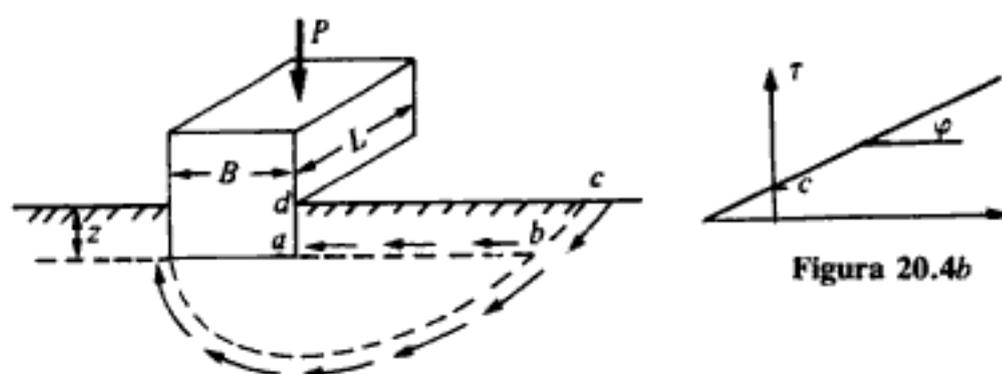


Figura 20.4a

Figura 20.4b

En el análisis del problema se aceptan las siguientes simplificaciones:

- En la figura 20.4a se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de $b-c$ del suelo, que actúa como sobrecarga.
- En la misma figura a no se toma en cuenta la fricción entre la sobrecarga y la cimentación a lo largo de $a-d$, ni aquella entre la sobrecarga y el suelo de apoyo a lo largo de $a-b$ (ver figura 20.4b).
- Se supone que el largo L de la cimentación es grande comparado con su ancho B .

Son varios los estudios teóricos que se conocen y que se pueden aplicar en la resolución de los problemas relativos a la capacidad de carga de las cimentaciones en diferentes suelos. Entre dichos estudios teóricos se encuentran los de Prandtl, Krey, Fellenius y otros. Sin embargo, una solución menos exacta del problema, pero más sencilla, es la propuesta por el Dr. Karl Terzaghi y que ha demostrado ser lo suficientemente aproximada para todos los casos en el campo de su aplicación práctica.

La solución de Terzaghi asume que existen tres zonas (ver figura 20.5) con movimientos diferentes bajo y alrededor de la aplicación de la carga:

La zona I, que es la que se encuentra inmediatamente debajo de la cimentación, tiene forma de cuña y no puede penetrar en el suelo a menos que la presión de los lados inclinados AC y BC alcance la presión pasiva del suelo adyacente. Al moverse la zona I lo hace verticalmente hacia abajo junto con la cimentación.

La zona II, denominada zona de corte radial, es una zona de falla, y las grandes deformaciones que se presentan en ella provocan un levantamiento de

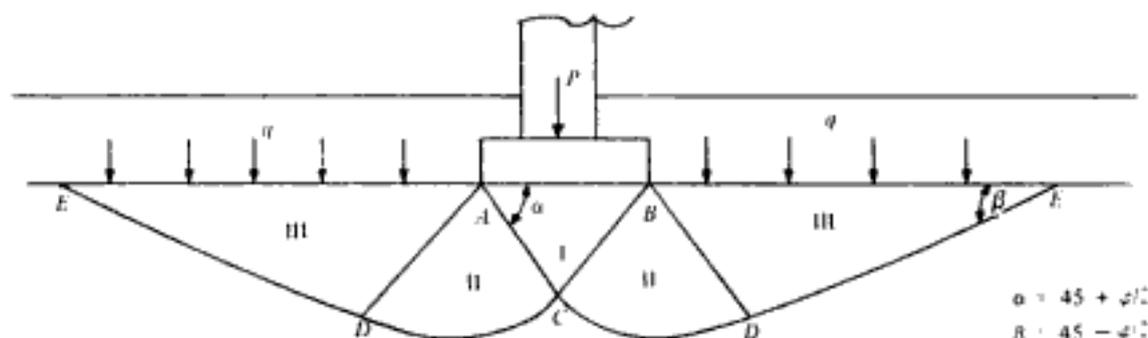


Figura 20.5

$$\alpha = 45 + \frac{\phi}{2}$$

$$\beta = 45 - \frac{\phi}{2}$$

la zona III, la cual trata de resistir a dicho levantamiento con el peso del material de la misma. La resistencia de la zona III variará de acuerdo a su tamaño, con el peso volumétrico del material y con la resistencia al deslizamiento a lo largo de la parte inferior CDE de dicha zona, resistencia que es función del ángulo de fricción interna, de la cohesión y del peso del suelo.

El límite inferior ACDE se compone de dos líneas rectas, AC y DE, con inclinación de $45^\circ + \varphi/2$ y $45^\circ - \varphi/2$ con respecto a la horizontal, respectivamente.

Para el instante de la falla el Dr. Terzaghi presentó la ecuación siguiente, que sirve para determinar la capacidad de carga límite de una cimentación corrida o continua para falla por corte general, cuando la S.P.T. sea mayor a 15 golpes:

$$q_d = c \cdot N_c + \gamma \cdot Z \cdot N_q + 0.5\gamma \cdot B \cdot N_w; Z = D_f$$

que representa el esfuerzo el esfuerzo máximo por unidad de longitud que puede aplicarse a la cimentación, es decir que q_d representa la capacidad de carga límite de la cimentación. En Esta última ecuación, N_c , N_q y N_w son coeficientes sin dimensión que dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo y se llaman *factores de capacidad de carga* debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente.

La ecuación de q_d anterior es la fundamental en la teoría dada por Terzaghi y con ella se puede calcular la capacidad de carga límite de una cimentación continua y poco profunda (profundidad de desplante igual o menor que el ancho de la cimentación) cuando se trate de falla por corte general.

Para caso de corte local y punzonamiento, el Dr. Terzaghi corrigió su fórmula para corte general, para S.P.T. = 15 golpes, así:

$$q_d = c' \cdot N'_c + \gamma \cdot Z \cdot N'_q + 0.5\gamma \cdot B \cdot N'_w; Z = D_f$$

Los valores de N_c , N_q y N_w para falla por corte general se obtienen empleando las curvas de trazo continuo en la figura 20.6 y los valores de N'_c , N'_q y N'_w empleando las curvas punteadas. El valor de $c' = 2/3 c$, cohesión del suelo. El Dr. Terzaghi desarrolló su teoría únicamente para el caso de cimentaciones continuas. Para el caso de cimentaciones cuadradas o circulares no hay estudios teóricos que resuelvan el problema. Sin embargo, el Dr. Terzaghi modificó con base en resultados experimentales su fórmula fundamental y presentó las siguientes fórmulas empíricas:

Para zapatas cuadradas y corte general:

$$q_d = 1.3 c N_c + \gamma \cdot Z \cdot N_q + 0.4\gamma \cdot B \cdot N_w; Z = D_f$$

Para zapatas cuadradas y corte local o punzonamiento:

$$q_d = 1.3 c' N'_c + \gamma \cdot Z \cdot N'_q + 0.4 \gamma \cdot B \cdot N'_w; Z = D_f$$

Para zapatas cuadradas y corte local o punzonamiento:

$$q_d = 1.3 c' N'_c + \gamma \cdot Z \cdot N'_q + 0.4 \gamma \cdot B \cdot N'_w; Z = D_f$$

En esta fórmula el valor de $c' = 0.867c$, según Braja Das.

Para zapatas circulares y corte general:

$$q_d = 1.3 c N_c + \gamma \cdot Z \cdot N_q + 0.6 \gamma \cdot R \cdot N_w; Z = D_f$$

Para zapatas circulares y corte local y punzonamiento:

$$q_d = 1.3 c' N'_c + \gamma \cdot Z \cdot N'_q + 0.6 \gamma \cdot R \cdot N_w; Z = D_f$$

En esta fórmula el valor de $c' = 0.867c$

En todas las expresiones anteriores:

q_d = Capacidad de carga límite en Tm/m^2 o en Kg/m^2 .

c = Cohesión del suelo en Tm/m^2 o en Kg/m^2 .

γ = Peso volumétrico del suelo en Tm/m^3 o kg/m^3 .

Z = Profundidad de desplante de la cimentación en metros = D_f .

B = Ancho de la zapata cuadrada, o dimensión menor de la zapata rectangular, en metros.

R = Radio de la zapata circular en metros.

$N_c, N_q, N_w, N'_c, N'_q, N'_w$ = Factores de carga que se pueden obtener de la gráfica de la figura 20.6, y que se expresan así:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{45 + \phi}{2} \right) \quad N_c = c \cdot \cot \phi (N_q - 1) \quad N_w = 1.8 (N_q - 1) \tan \phi$$

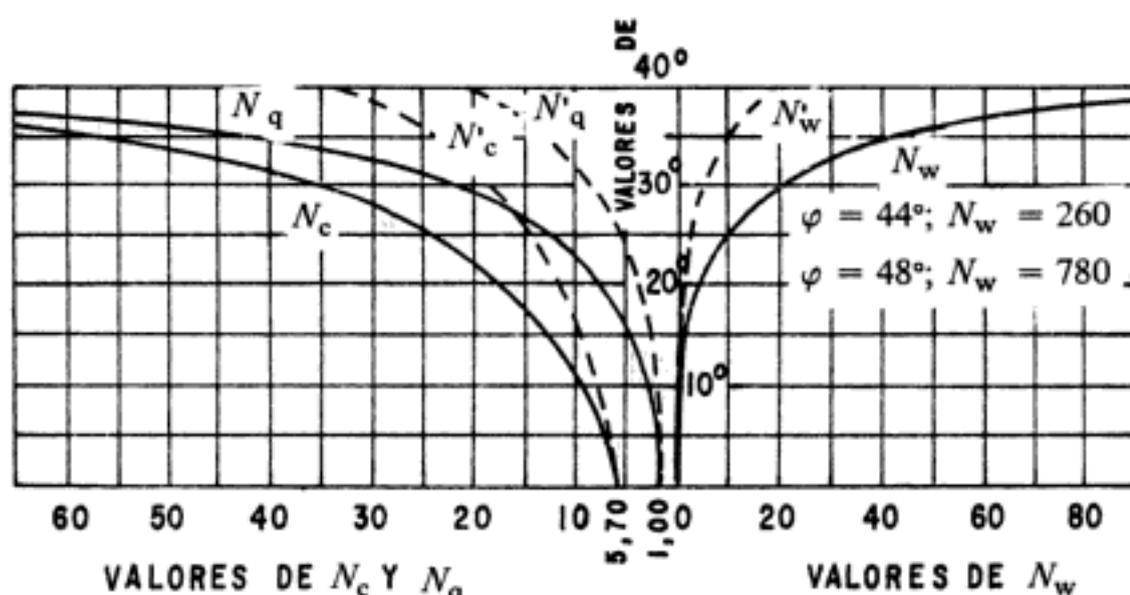


Figura 20.6 Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi.

Para zapatas cuadradas colocadas sobre arcillas blandas, es decir cuando su ángulo de fricción interna se considere igual a cero, el valor de N'_c es de 5.7, el de N'_q es de 1 y el de N'_w de 0, por lo que la expresión para zapatas cuadradas en este caso queda así:

$$q_d = 1.3 c'(5.7) + \gamma \cdot Z(1) = 7.4 c' + \gamma \cdot Z; Z = D_f$$

Como se ha podido observar, el valor de q_d es el del esfuerzo límite mas no el admisible o de diseño de la cimentación. La capacidad de carga admisible (q_a) o (σ_a) se obtiene dividiendo la capacidad de carga límite (q_d) por un factor de seguridad que Terzaghi recomienda no sea menor de tres.

Una vez determinada la capacidad de carga admisible es necesario calcular el asentamiento a fin de ver si tendrá o no valor aceptable (ver tabla 20.1). Según

Tabla 20.1 Presiones admisibles recomendables en arcillas

Descripción de la arcilla	N	q_u	q_d cuadrada	q_d continua	q_a cuadrada	q_a continua	$E_s \approx$ kg/cm ²
Muy blanda	Menos de 2	Menos de 0.25	Menos de 0.92	Menos de 0.71	Menos de 0.30	Menos de 0.22	3
Blanda	2 a 4	0.25 a 0.50	0.92 a 1.85	0.71 a 1.42	0.30 a 0.60	0.22 a 0.45	30
	4 a 8	0.50 a 1.00	1.85 a 3.70	1.42 a 2.85	0.60 a 1.20	0.45 a 0.90	
Mediana	8 a 15	1.00 a 2.00	3.70 a 7.40	2.85 a 5.70	1.20 a 2.40	0.90 a 1.80	45-90
	15 a 30	2.00 a 4.00	7.40 a 14.80	5.70 a 11.40	2.40 a 4.80	1.80 a 3.60	
Compacta	Más de 30	Más de 4.00	Más de 14.80	Más de 11.40	Más de 4.80	Más de 3.60	90-200

N = Número de golpes en el ensayo normal de penetración.

q_u = Resistencia a compresión simple en kg/cm².

q_d = Capacidad a carga a ruptura en kg/cm².

q_a = Presión admisible aconsejable en kg/cm² para coeficiente de seguridad de 3.

E = Módulo de elasticidad estático en kg/cm².

indica Terzaghi, si la arcilla es normalmente consolidada hay muchas probabilidades de que el asentamiento llegue a ser excesivo y puede ser entonces que la cimentación a escoger no sea por zapatas aisladas. Por el contrario, si la arcilla es preconsolidada el asentamiento diferencial es generalmente tolerable. Lo expuesto se refiere a la capacidad de carga límite mas no a la admisible, que debe determinarse dividiendo la capacidad límite entre un factor de seguridad, que usualmente es de tres.

Cuando sean arcillas de alta plasticidad, el valor de la compresión axial sin confinar debe multiplicarse por 0.6 y así obtener la cohesión para usarse en las fórmulas de capacidad de carga.

SOLUCIÓN DE SKEMPTON

Pensando en términos de longitud de la superficie de falla, una cimentación más profunda tendría una superficie de mayor desarrollo que otra menos profunda y, por tanto, la cohesión del suelo trabajaría más. Skempton determinó, experimentalmente y con cierto criterio intuitivo, que el valor de N_c queda afectado por la profundidad de desplante de la cimentación, creciendo, hasta cierto límite, a medida que la profundidad de desplante aumenta.

Skempton propuso que para determinar la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos se emplee una expresión semejante a la de Terzaghi:

$$q_d = cN_c + \gamma \cdot Z; Z = D_f$$

pero con la diferencia de que ahora N_c ya no tiene el valor fijo de 5.7 para $\varphi = 0$, sino que varía con la relación Z/B , en la que Z es la profundidad de desplante de la cimentación y B el ancho de la misma.

Los valores propuestos por Skempton para N_c son los mostrados en la tabla 20.2.

Tabla 20.2

D/B	N_c	
	Zapata circular o cuadrada	Zapata continua
0	6.2	5.14
0.25	6.7	5.60
0.60	7.1	5.90
0.75	7.4	6.20
1.00	7.7	6.40
1.60	8.1	6.80
2.00	8.4	7.00
2.50	8.6	7.20
3.00	8.8	7.40
4.00	9.0	7.50
> 4.00	9.0	7.50

CAPACIDAD DE CARGA DE ZAPATAS COLOCADAS SOBRE ARENAS

En la determinación de la capacidad de carga de las cimentación, *al esfuerzo cortante*, colocadas sobre arenas es más conveniente hacer uso de la presión neta del suelo, es decir, la presión en la base de la cimentación en exceso de aquélla debido a la sobrecarga del terreno que la rodea, o sea:

$$q_d = q'_d - \gamma \cdot Z = 0.5 B \cdot \gamma \cdot N_w + \gamma \cdot Z(N_q - 1); Z = D_f$$

La capacidad de carga admisible, según la ecuación anterior, será:

$$q_a = \sigma_a = q_d/3$$

Sin embargo, es preferible emplear la determinación de la capacidad de carga admisible así: $q_a = 1.1 N_{corr} C_w$.

Para determinar el ángulo de fricción interna de las arenas y así establecer N_q debe obtenerse primero la compacidad relativa de las mismas, y para deducir la compacidad relativa de las arenas el método más empleado es la prueba de penetración normal, misma que debe determinarse a intervalos de 1 m en dirección vertical y obtener un promedio de los valores de N entre el nivel de desplante de la cimentación y el valor del ancho de la misma bajo dicho nivel. El menor valor de N obtenido de esta manera en los diferentes sondeos es el que debe usarse en el diseño después de corregirse por ρ_1 .

Debido a que los valores de N suelen ser muy altos cuando el subsuelo está formado por arena fina bajo el nivel de las aguas freáticas, es necesario hacer, además, la corrección siguiente:

$$N' = 15 + 0.5 (N - 15)$$

en la que N viene siendo el valor determinado en la prueba en el campo y que resulten mayores de 15 al corregirlas por ρ_1 .

Cuando las cargas vayan a ser cimentadas por medio de una losa ("mat") desplantada sobre arena, la capacidad de carga admisible puede determinarse por la siguiente expresión, dada por Peck-Hanson-Thornburn:

Losas sobre arenas:

$$q_a = \frac{N_{corr} - 3}{5}, \text{ kg/cm}^2$$

En gravas con arenas usar para losas, según Meyerhof:

$$q_a = \left(\frac{N_{corr}}{4} \right) (F_p) (S)$$

En ésta, $F_p = 1 + \frac{(0.33)(z)}{B}$

donde S es el asentamiento requerido en pulgadas, Z la profundidad de desplante en pies y B el ancho de la zapata en pies, resultando q en $\text{ton}/\text{pie}^2 \approx \text{Kg}/\text{cm}^2$. Debe usarse N ya corregido por profundidad (página 176).

CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SOBRE SUELOS FORMADOS POR GRAVAS O POR GRAVAS Y ARENAS

La determinación de la capacidad de carga admisible, para un asentamiento máximo de 2.54 cm de cimentaciones colocadas sobre suelos granulares no cohesivos puede determinarse por medio de la expresión siguiente (Terzaghi y Peck)

$$q_a = \sigma_a = 720(N_{\text{corr}} - 3) \left(\frac{B+1}{2B} \right)^2 4.88 R, \text{ en kg/m}^2$$

En esta expresión, N es el número de golpes en la prueba de penetración normal, B es el ancho de la cimentación en pies y R es un factor de corrección que depende de la posición del nivel de las aguas freáticas y que puede obtenerse de las figuras 20.7a, b y c.

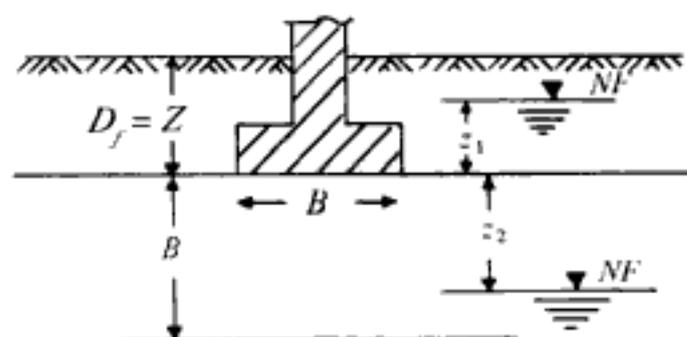


Figura 20.7a

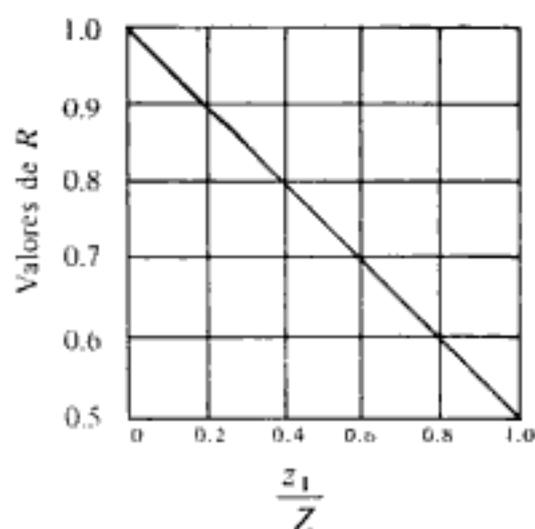


Figura 20.7b

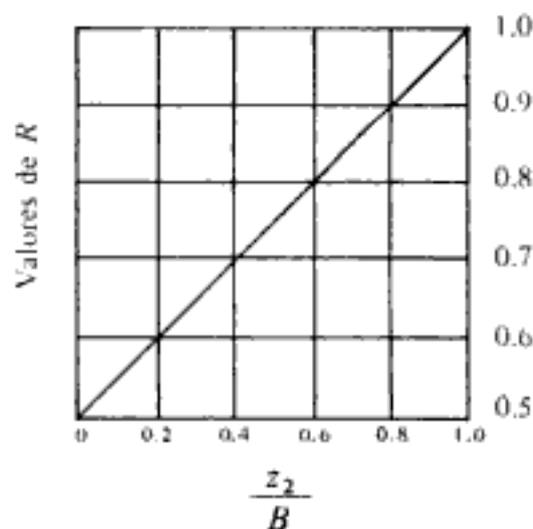


Figura 20.7c

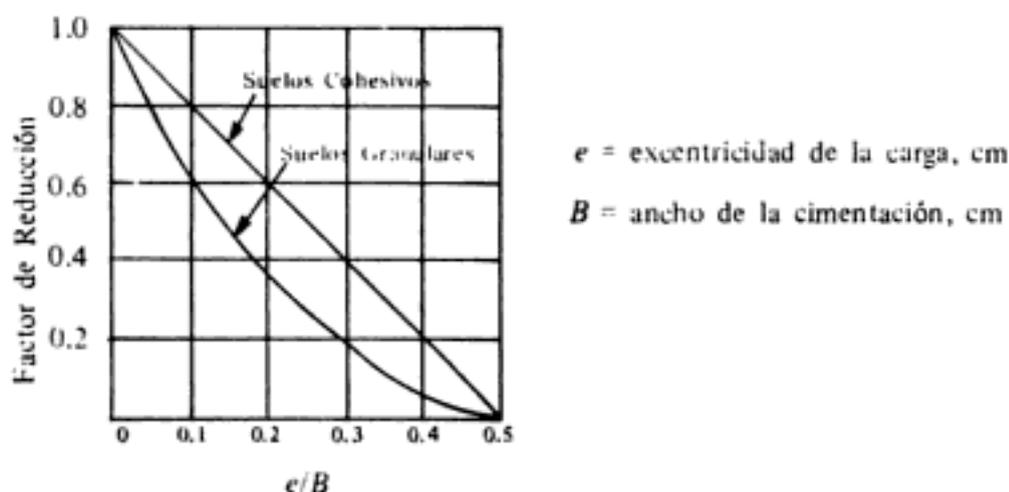


Figura 20.8

El valor del esfuerzo admisible ($q_a = \sigma_a$) puede ser incrementado linealmente multiplicándolo por el factor $(1 + z/B)$, con un valor límite de dos cuando z/B sea mayor que uno.

En la determinación de la capacidad de carga admisible de una zapata de cimentación con carga excéntrica puede seguirse el procedimiento siguiente: Determinése la capacidad de carga de la cimentación suponiendo que la carga está centrada y multiplique el resultado por el factor de reducción, según la figura 20.8 propuesta por la AREA.

Cuando las cargas en las cimentaciones son centradas pero inclinadas, la capacidad de carga debe determinarse asumiendo que la carga está aplicada verticalmente y luego corregirse por el factor R_i mostrado en las figuras 20.9a, b, c y d, propuestas por G.G. Meyerhof y por la AREA.

La determinación de la capacidad de carga de las cimentaciones desplantadas en terrenos inclinados puede hacerse con las fórmulas:

Para zapatas continuas:

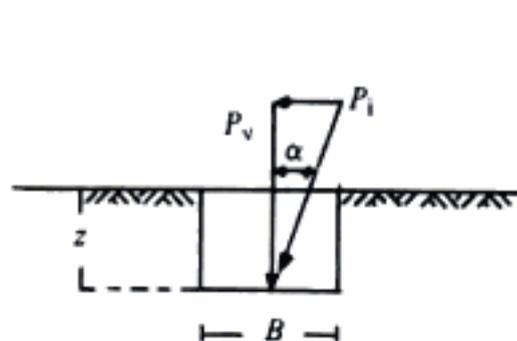
$q_d = c N_{cg} + 0.5 B \cdot \gamma \cdot N_{wg}$ (Usar $F.S. = 3$). Para conocer N_{cg} y N_{wg} hay que determinar el factor de estabilidad así:

Factor de estabilidad = $F_e = \frac{\gamma \cdot z}{c}$, en el que γ = peso volumétrico, y c = cohesión del suelo.

Para zapatas cuadradas:

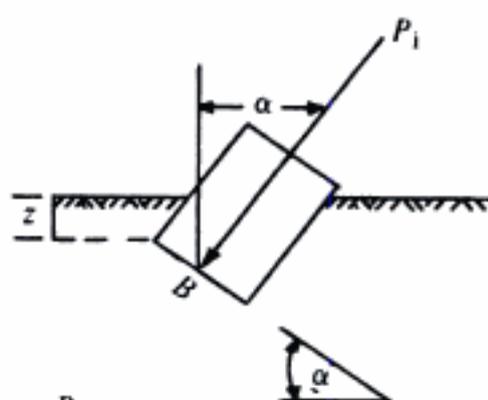
$$q_d = 1.3 c N_{cg} + 0.4 B \cdot \gamma \cdot N_{wg} \quad (\text{Usar } F.S. = 3)$$

En las figuras 20.10a, b y c, usar las líneas llenas si $\frac{Z}{B} = 0$, y las punteadas si $\frac{Z}{B} = 1$. $Z = D_f$.



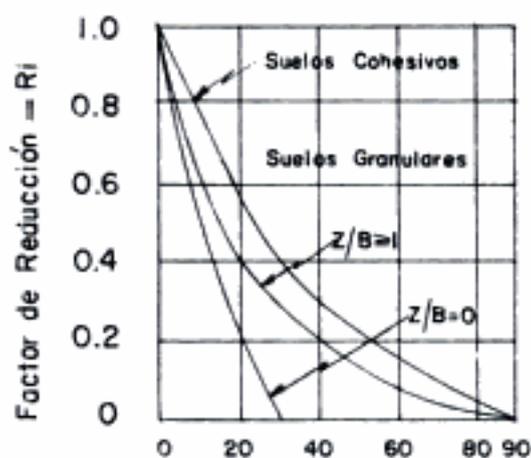
$$\frac{P_v}{B} = R_i \cdot q_a$$

Figura 20.9a



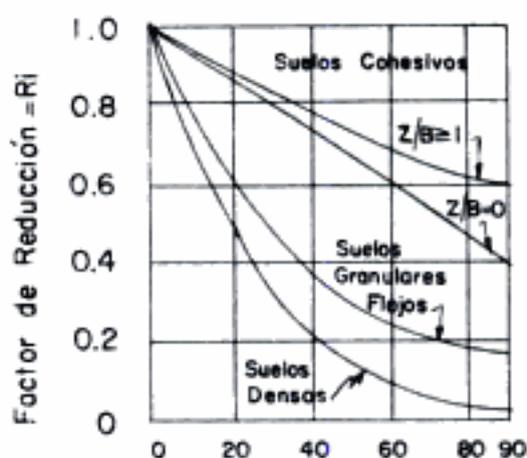
$$\frac{P_i}{B} = R_i \cdot q_a$$

Figura 20.9b



Angulo de inclinación de la carga con la vertical.

Figura 20.9c



Angulo de inclinación de la carga con la vertical = inclinación de la cimentación con la horizontal.

Figura 20.9d

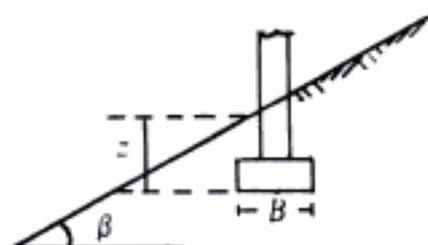


Figura 20.10a

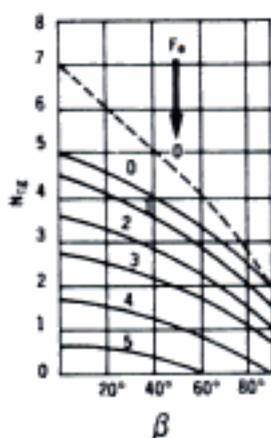


Figura 20.10b

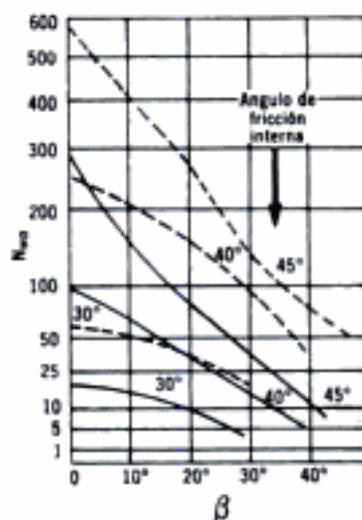


Figura 20.10c

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE LAS ROCAS

Roca suave _____	8 kg/cm ²
Roca medianamente dura _____	40 kg/cm ²
Roca dura y sana _____	60 kg/cm ²

Rocas sedimentarias:

Lutitas y Pizarras _____	8 kg/cm ² a 10 kg/cm ²
Calizas _____	10 kg/cm ² a 20 kg/cm ²

Rocas en plegamientos:

Micas _____	40 kg/cm ²
-------------	-----------------------

Rocas ígneas:

Basalto, granito, diorita, sanas _____	20 a 40 y a 100 kg/cm ²
--	------------------------------------

Rocas metamórficas:

Gneiss _____	100 kg/cm ²
Mármol _____	10 a 20 kg/cm ²

(Generalmente $q_a = 0.2$ a $0.3 q_u$).

En una zapata poco profunda o cuando el suelo sobre la zapata pueda llegar a saturarse, ya sea por el nivel freático o por otra causa, debe hacerse una reducción del 50% en la capacidad de carga admisible ordinaria.

Si sobre la zapata se tiene una significativa sobrecarga de material (ver figura 20.11a) que no se va a llegar a saturar, pero bajo la zapata sí se saturará debido al nivel freático, se debe reducir por lo menos en un 25% el valor de la capacidad de carga admisible normal. Cuando sobre un suelo se vaya a cimentar una máquina vibrante (ver figura 20.11b), la capacidad de carga admisible normal debe reducirse en 50%.

Una fórmula nueva, según Bowles, que puede ser usada para determinar la capacidad de carga de los suelos con gravas y arenas en lugar de la indicada en la página 299 es la siguiente, para un asentamiento de una pulgada:

$$q_a = 0.6 \left(N_{corr} - 3 \right) \left(\frac{B + 0.305}{2B} \right)^2 \cdot F_p, \text{ en la que } q_a \text{ queda en kg/cm}^2,$$

usando B = ancho de zapata en metros, y N corregido por profundidad.

$F_p = 1 + \frac{Z}{B} \leq 2$, siendo Z la profundidad de desplante, sin tomar en cuenta si hay o no presente nivel freático.

Otra fórmula que puede emplearse en gravas y arenas, según Meyerhof es:

VALORES PRESUMIBLES DE CAPACIDAD DE CARGA

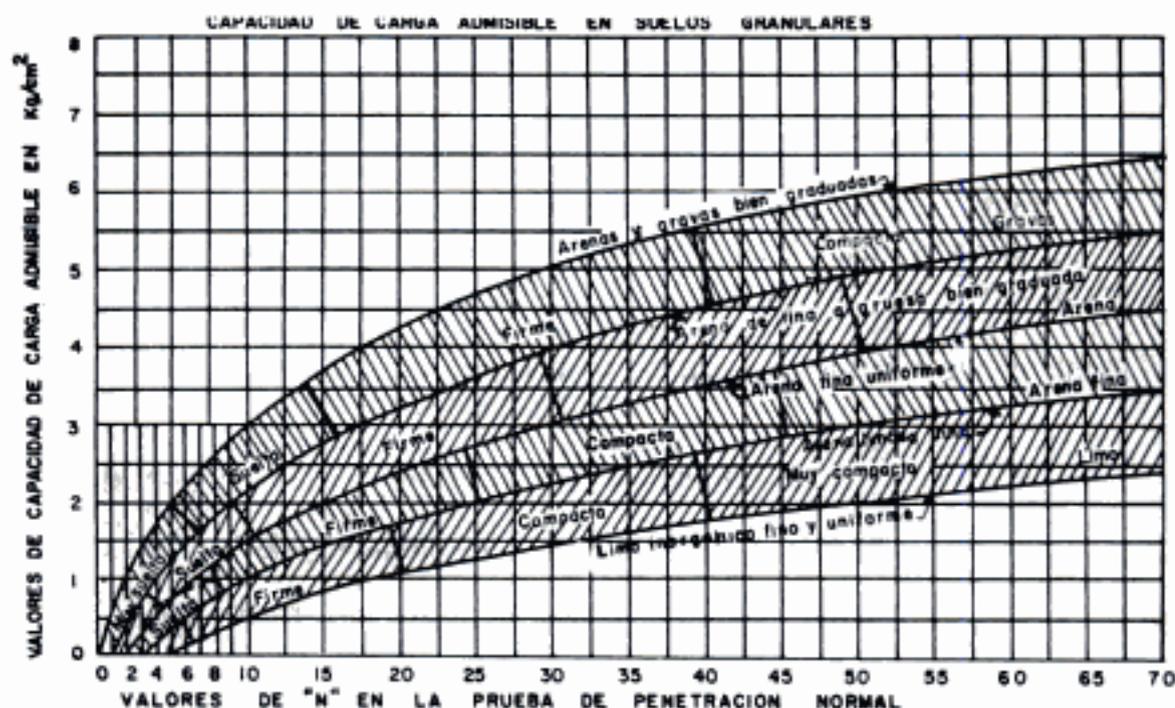


Figura 20.11a

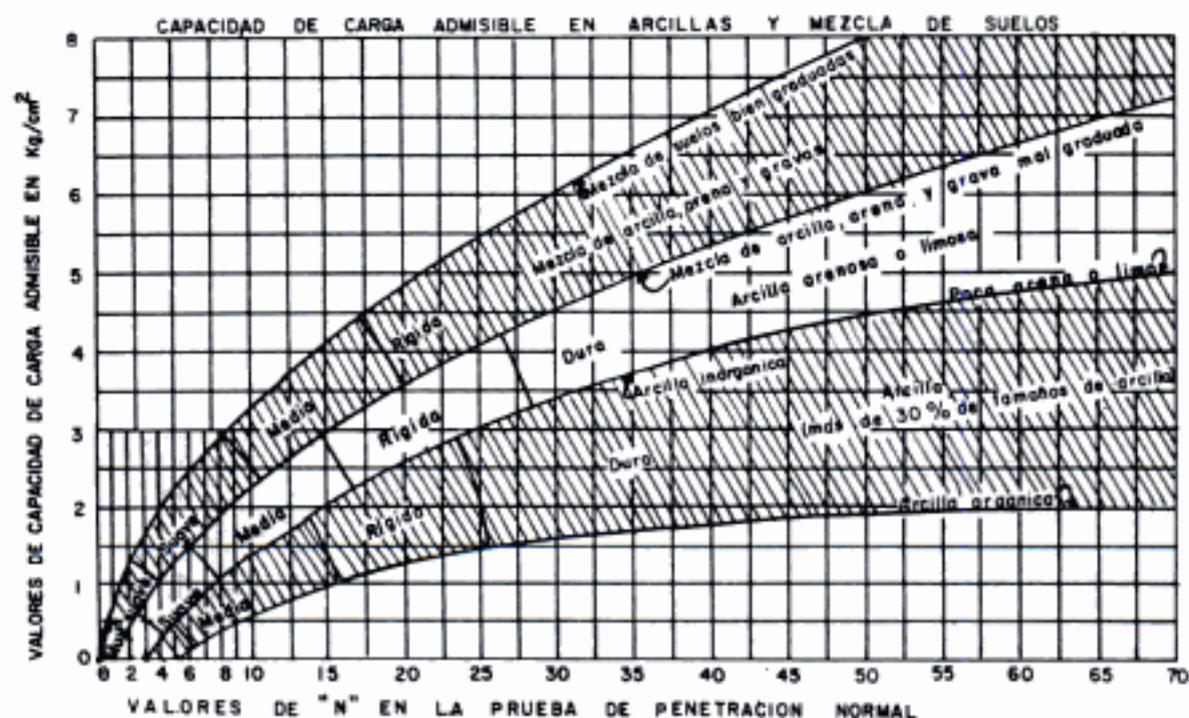


Figura 20.11b

Estas gráficas fueron propuestas por B. K. Hough. Si los suelos se llegan a saturar, los valores deben multiplicarse por 0.5.

$q_a = (0.11)(N_{\text{corr}})(C_w)$, donde q_a queda en kg/cm^2 . Emplear el N corregido por profundidad y siendo:

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{Z+B}, \text{ donde:}$$

D_w = profundidad del nivel freático en pies, Z profundidad de desplante en pies y B ancho de la zapata en pies. También aquí el asentamiento esperado es de 2.54 cm (1").

El asentamiento máximo en arenas secas se determina por la expresión:

$$S_{\text{máx}} = \frac{2q}{N_{\text{mín}}} \left[\frac{2B}{1+B} \right]^2$$
; S en pulgadas, B ancho de la zapata en pies, $N_{\text{mín}}$, corregido por profundidad, q presión aplicada en $\text{ton}/\text{pulg}^2 \doteq \text{kg}/\text{cm}^2$. Si el nivel freático está localizado a menos de $\frac{B}{2}$ bajo el desplante, el valor anterior debe multiplicarse por el valor de F_n , que es la relación entre las presiones intergranulares, a $\frac{B}{2}$, sin nivel freático y con nivel freático a la profundidad que esté.

Un enfoque propuesto por I. Alpan y Meyerhof que tiene la ventaja de su simplicidad es que el asentamiento "S", en pulgadas, en arenas vale:

$$S = \frac{8 \cdot q}{N_{\text{corr}}}$$

para anchos de zapatas "B" menores de 4 pies.

Para "B" igual o mayor a 4 pies usar:

$$S' = \frac{12q}{N_{\text{corr}}} \left(\frac{2B}{1+B} \right)^2$$

en las que q = capacidad de carga admisible en $\text{Ton}/\text{pie}^2 = \text{kg}/\text{cm}^2$ y B = ancho de la zapata, en pies.

Según Vesic (1963), los valores de N'_c , N'_q y N'_ω que da Terzaghi están subestimados y que es mejor usar los siguientes:

ϕ	N'_q	ϕ	N'_q
0	1	30	9.5
5	1.2	35	18.7
10	1.6	40	42.5
15	2.2	45	115.0
20	3.3		
25	5.3		

CAPÍTULO 21

Hundimiento de las estructuras

ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS

Se dice que las arcillas son normalmente consolidadas cuando nunca han estado sometidas a una presión mayor que la que corresponde a la que soportan por el efecto de las capas de suelo sobre las mismas. Si sobre este tipo de arcilla se coloca una estructura, es posible que sufra un fuerte asentamiento debido a la carga que se le agrega y debido a la expulsión del agua contenida en sus poros. Mas como este tipo de suelo presenta un coeficiente de permeabilidad muy bajo (1.0×10^{-7} cm/seg., aproximadamente) el asentamiento ocurre muy lentamente. Si la arcilla tiene una alta resistencia al corte y baja compresibilidad, el asentamiento puede ser muy pequeño, y el empleo de zapatas aisladas puede ser el sistema adecuado de cimentación.

La deformación ΔH o S que puede sufrir un estrato de suelo de espesor H bajo una presión uniforme ΔP o σ_z puede estimarse conociendo los resultados de la prueba de consolidación unidimensional.

La relación entre el cambio de espesor y el cambio en la relación de vacíos de un espécimen sujeto a la prueba de consolidación y la del estrato de suelo en su estado natural puede expresarse como sigue.

La deformación unitaria del espécimen sujeto a la prueba de consolidación es (ver figura 21.1):

$$\varepsilon = \frac{\Delta H_0}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

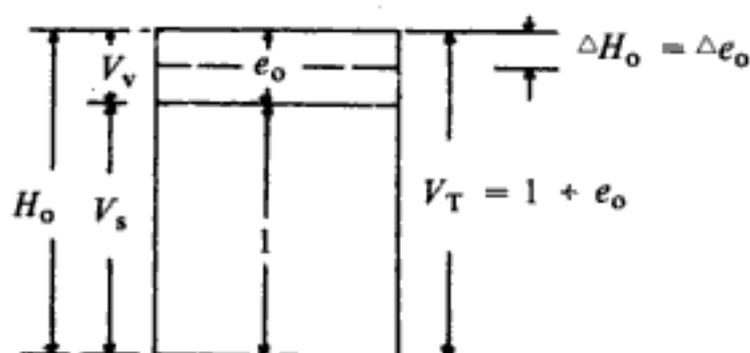


Figura 21.1

Por otro lado, la deformación del estrato de suelo en su estado natural es (ver figura 21.2):

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H}$$

Igualando las deformaciones unitarias se tiene:

$$\frac{\Delta e_o}{1 + e_o} = \frac{\Delta H}{H} = \frac{S}{H}, \text{ de donde:}$$

$\Delta H = S = \frac{\Delta e_o}{1 + e_o} \cdot H$, y como $\Delta e_o = a_v \cdot \Delta P$ obtenido de la prueba de

consolidación, entonces:

$$\Delta H = S = \frac{a_v}{1 + e_o} \cdot \Delta P \cdot H = m_v \cdot \Delta P \cdot H$$

En esta expresión:

$\Delta H = S$ = Deformación, en centímetros, del estrato en estudio.

a_v = Coeficiente de compresibilidad en cm^2/kg .

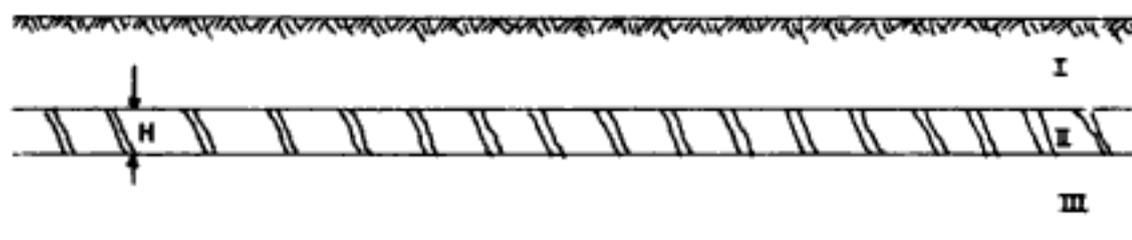


Figura 21.2

$\Delta P = \sigma_z =$ Incremento de presión en kg/cm^2 .

$e_0 =$ Relación de vacíos del suelo en su estado natural.

$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} =$ Módulo de compresibilidad volumétrica del suelo, expresado en cm^2/kg .

Como se ha podido observar, si H es el espesor de un estrato de arcilla que se encuentra sometido a una expresión P , un aumento de presión ΔP o σ_z reduce el espesor del estrato en el valor:

$$S = m_v \cdot \Delta P \cdot H$$

La línea de consolidación en el terreno de las arcillas ordinarias tiene, según Terzaghi, en un diagrama semilogarítmico, la forma de una línea recta y puede ser expresada por la ecuación:

$$e_f = e_0 - C_c \log_{10} \cdot \frac{Q_0 + \Delta P}{Q_0}$$

En la que C_c es un coeficiente sin dimensión llamado *índice de compresión*.

Si se combina esta ecuación con la de:

$$a_v = \frac{e_0 - e_f}{\Delta P}, \text{ y la de } m_v = \frac{a_v}{1 + e_0},$$

se obtiene:

$$a_v = \frac{C_c}{\Delta P} \cdot \log_{10} \frac{Q_0 + \Delta P}{Q_0} \text{ o}$$

$$m_v = \frac{C_c}{\Delta P (1 + e_0)} \cdot \log_{10} \cdot \frac{Q_0 + \Delta P}{Q_0}$$

Si en la ecuación $S = m_v \cdot \Delta P \cdot H$ se reemplaza el valor de m_v , se puede obtener la deformación S que sufre un estrato de arcilla normalmente consolidada:

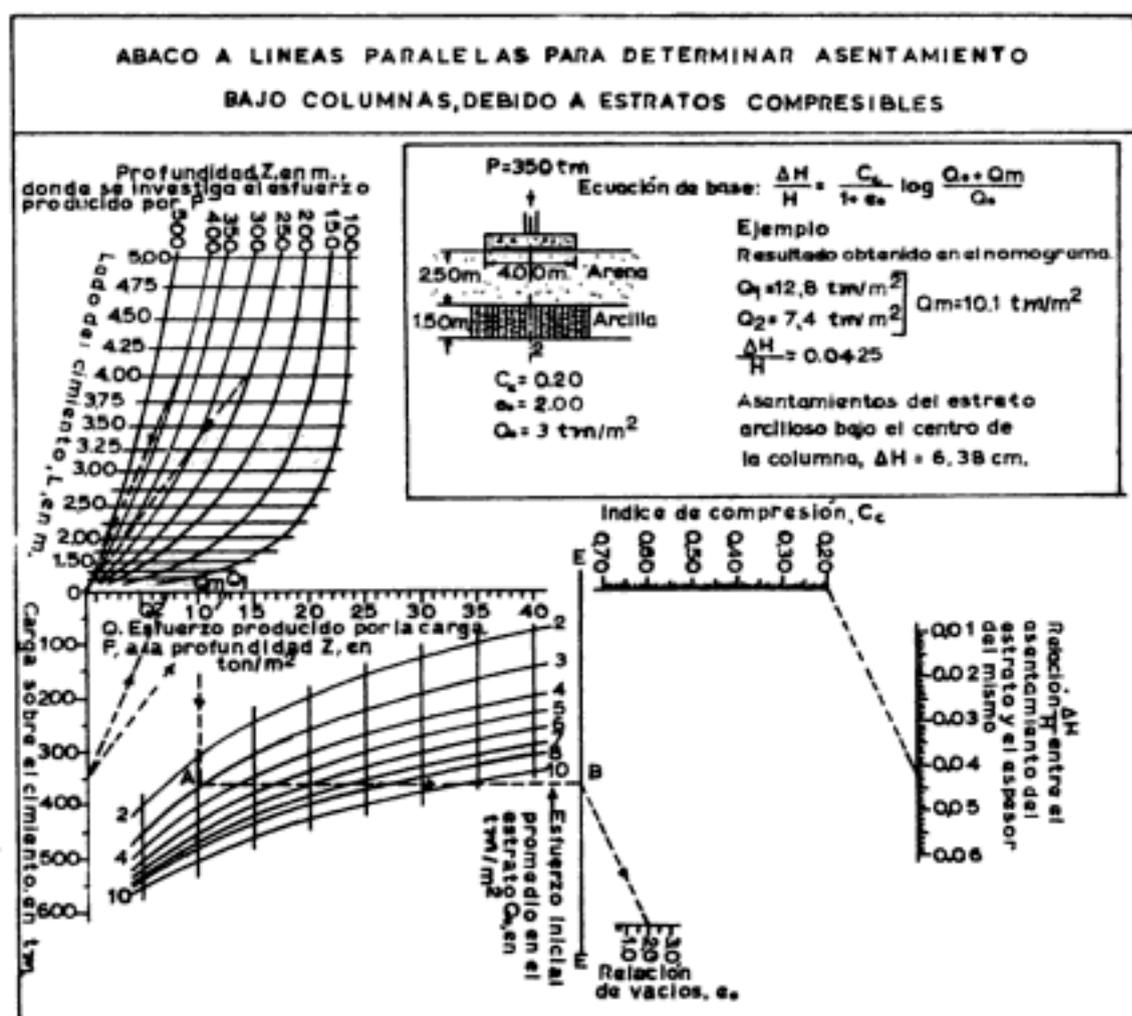
$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log_{10} \cdot \frac{Q_0 + \Delta P}{Q_0} \cdot H$$

Para arcillas normalmente consolidadas el valor de C_c puede ser estimado, en forma aproximada, utilizando la expresión siguiente:

$$C_c = 0.009 (L.L. - 10)$$

Así pues, puede determinarse el orden de magnitud del asentamiento probable S de una estructura desplantada sobre un estrato de arcilla de este tipo haciendo uso de los límites de consistencia para determinar C_c y aplicarlo en la expresión correspondiente. En la figura 21.3 se inserta un ábaco a líneas paralelas para determinar el asentamiento bajo columnas debido a estratos compresibles, preparado por el Ing. B. Deschappelles.

El nomograma se presenta a fin de calcular rápidamente el asentamiento producido por la existencia de estratos compresibles. Dicha magnitud depende de una serie de variables, como se puede apreciar en la ecuación de base. Para la aplicación del ábaco se presenta el siguiente problema: considérese una columna que transmite a una zapata cuadrada de 4 m de lado una carga de 350 toneladas métricas. A 2.50 m de profundidad bajo la zapata existe un estrato arcilloso de



- C_c de 0.00 a 0.19 → Compresibilidad: baja
 C_c de 0.20 a 0.39 → Compresibilidad: media
 C_c de 0.40 ó más → Compresibilidad: alta

Figura 21.3

1.50 m de espesor, cuyas características son: una relación de vacíos igual a 2.0 y un índice de compresión $C_c = 0.20$. Por otra parte, el referido estrato tiene un esfuerzo efectivo inicial, dado por las capas de suelo arriba del mismo, de 3.0 Tm/m^2 como valor medio, entendiéndose que tal magnitud es aquella para la cual comienza la consolidación de la arcilla por reducción de la relación de vacíos.

Empleando el nomograma se comienza por calcular los esfuerzos que produce la carga en los puntos 1 y 2, o sea, los puntos bajo el eje de la columna en los planos limítrofes superior e inferior del estrato. Para ello se une el punto de intersección entre la recta representativa del lado de la zapata y la curva correspondiente a la profundidad en cuestión con el punto fijo, y trazándose después de una paralela por el valor que expresa la carga de la columna hasta leer en la escala Q el esfuerzo en el punto analizado. Posteriormente, se interseca la recta correspondiente al valor promedio de los esfuerzos Q_1 y Q_2 con el valor Q_0 del esfuerzo efectivo inicial promedio, proyectándose dicho punto sobre la recta EE . Se continúa uniendo la proyección B con la magnitud de la relación de vacíos, trazándose finalmente una paralela por el valor del índice de compresión C_c hasta leer el cociente entre el asentamiento del estrato y el espesor del mismo. En el ejemplo supuesto, tal cociente vale 0.0425, siendo por lo tanto el asentamiento igual a:

$$S = 0.0425 \times 150 = 6.38 \text{ cm.}$$

Además del gráfico ya mencionado, se anexa otro gráfico (ver figura 21.4) para calcular el tiempo que habrá de transcurrir para una consolidación dada, nomograma también preparado por el Ing. B. Deschappelles.

El nomograma sirve para calcular rápidamente el tiempo que tarda un estrato compresible en alcanzar una cierta fracción de la consolidación que ocurre al aplicar al terreno una cierta carga. La figura esquemática ilustra las condiciones correspondientes a la ecuación base.

Supóngase que se quiere saber qué tiempo hay que esperar para que un estrato compresible, de 4.50 m de espesor situado sobre un estrato permeable, alcance el 70% de consolidación por la aplicación de la carga. El coeficiente de consolidación (C_v) correspondiente es igual a $15 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$ por segundo. Recuérdese que este valor se obtiene de la prueba de consolidación unidimensional mediante la fórmula:

$$C_v = \frac{T \cdot H_m^2}{t}$$

en la que H_m es igual al espesor promedio y se calcula teniendo en cuenta las condiciones de drenaje. En este caso como el estrato compresible se encuentra entre dos estratos permeables, en la prueba de consolidación deben emplearse dos drenes, y la forma de calcular H_m es sumando los espesores comprimidos

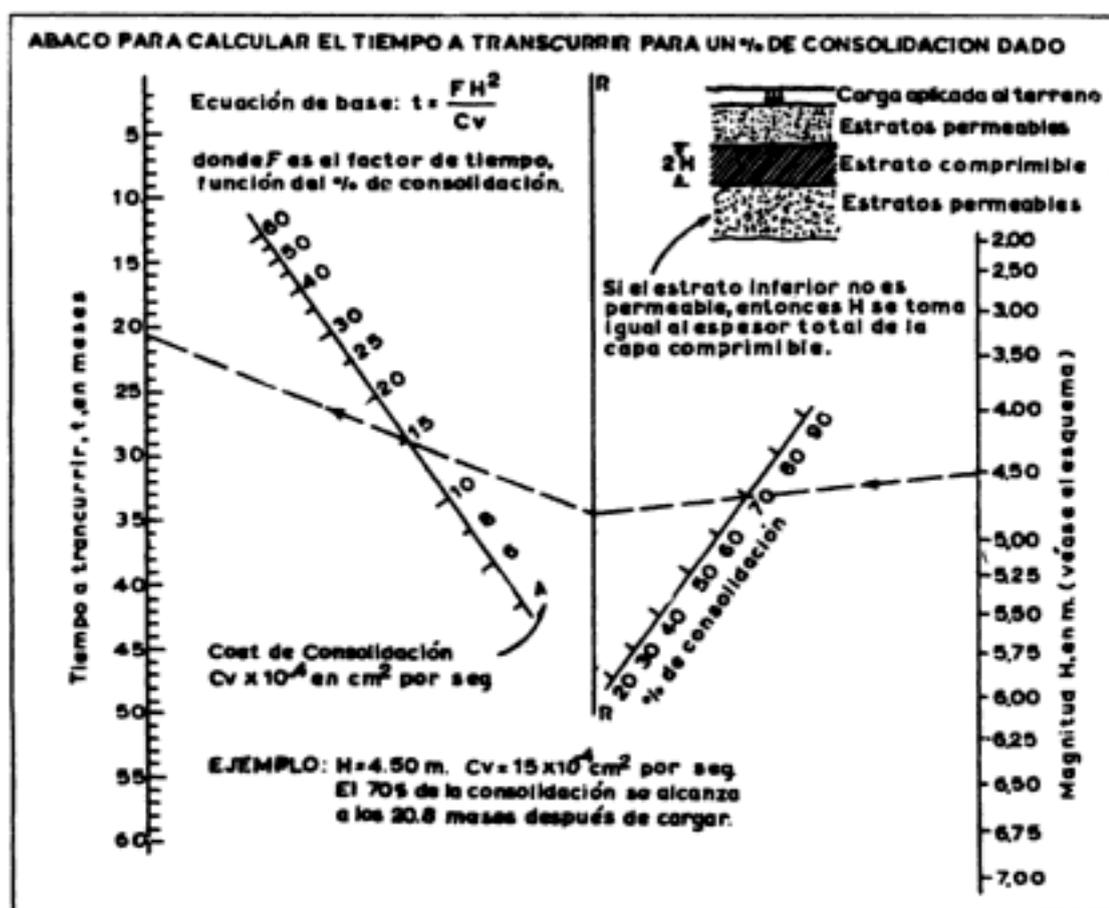


Figura 21.4

en dos incrementos y dividir entre cuatro. La t corresponde al tiempo en el cual, en la prueba, se obtiene el porcentaje de consolidación deseado, como el 70% de nuestro problema.

En la solución nomográfica se traza una línea recta uniendo los valores de H y del porcentaje de consolidación, hasta alcanzar o intersectar la recta central sin graduar (RR), después se alinean dichos puntos de intersección y el valor del coeficiente de consolidación, leyéndose en la escala izquierda la magnitud buscada. En el ejemplo supuesto el resultado es de 20.8 meses.

Cuando las arcillas son normalmente consolidadas, el valor del coeficiente C_v puede "estimarse" aproximadamente, según Terzaghi, por la gráfica de la página 215.

También puede usarse la expresión:

$$S = H_o \cdot \frac{C_c}{1 + e_o} \cdot \log_{10} \left(\frac{p_i + \Delta p}{p_i} \right)$$

para suelos granulares para determinar su consolidación *in situ*. Mc Carthy sugiere para materiales no cohesivos:

$C_c = 0.02$ a 0.03 en arenas densas (C_r de 60 a 80%).

$C_c = 0.05$ a 0.06 en arenas flojas (C_r de 25 a 40%).

PROFUNDIDAD DE ESFUERZOS SIGNIFICANTES

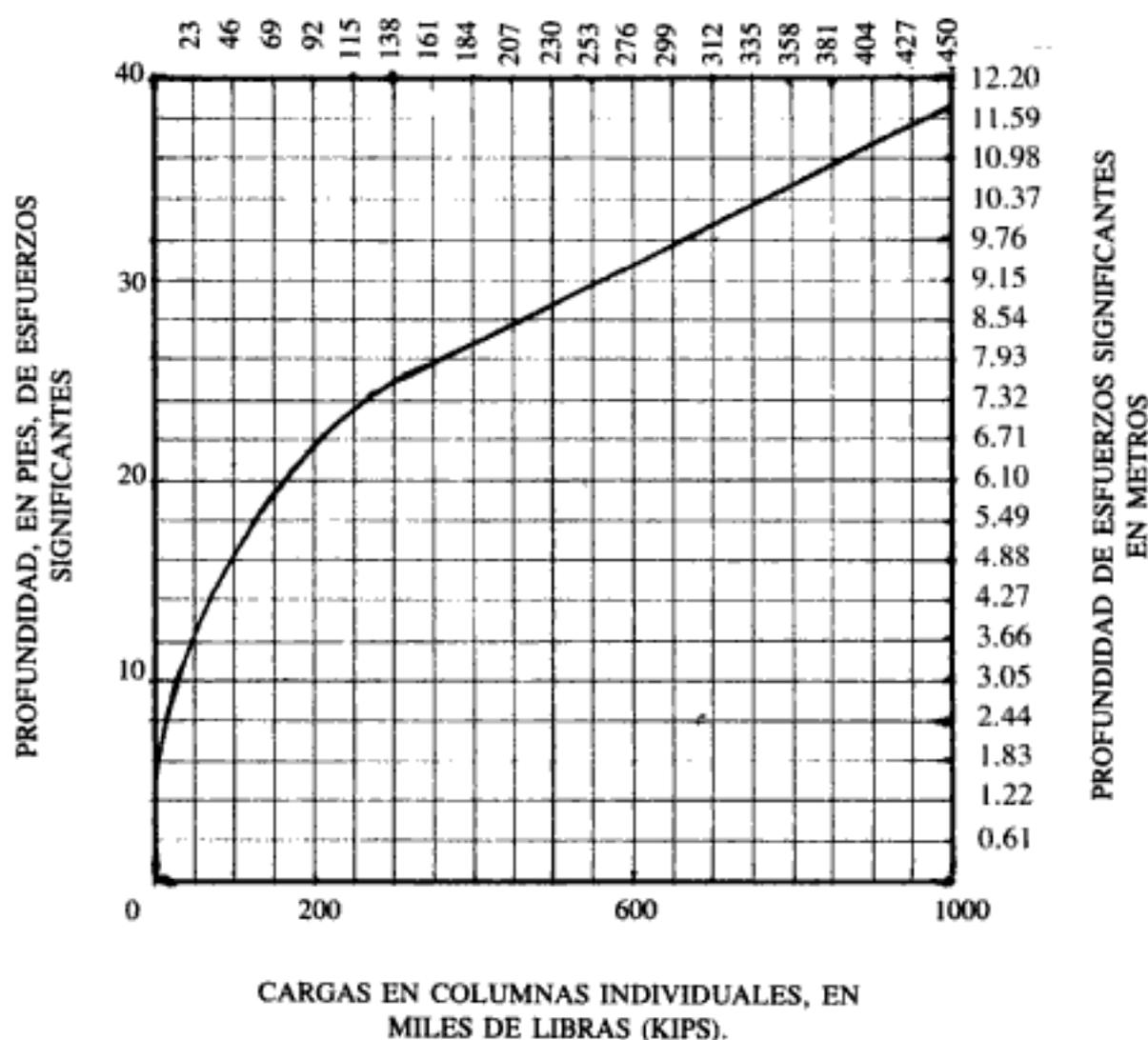
CARGAS EN COLUMNAS INDIVIDUALES
EN TONELADAS METRICAS

Figura 21.5

ASENTAMIENTO DE CONTACTO O DEFORMACIÓN ELÁSTICA

El asentamiento de contacto que produce una cimentación superficial sobre el suelo de desplante de la misma puede calcularse para un área cuadrada (ver figura 21.6), y considerando el módulo de Poisson = $\mu = 0.5$, por la expresión que sigue:

Para el centro del área cargada uniformemente:

$$S_1 = 0.84 \frac{q \cdot B}{E}$$

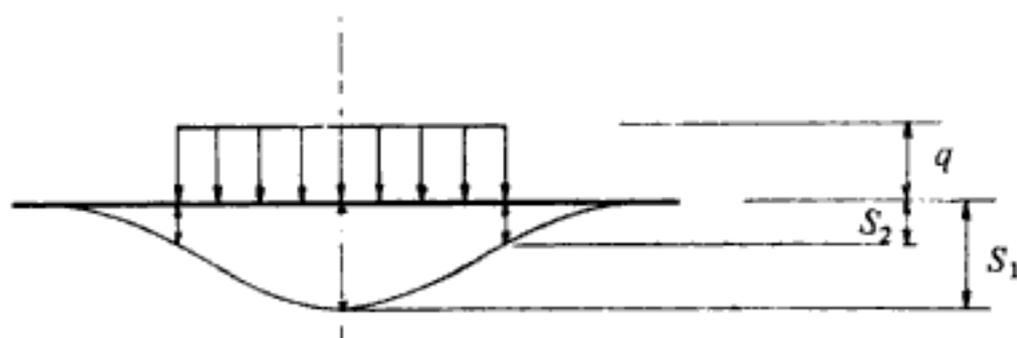


Figura 21.6

Para la esquina del área cargada uniformemente:

$$S_2 = 0.42 \frac{q \cdot B}{E}$$

Si el área cargada es rectangular, la expresión que deberá emplearse para la esquina es:

$$S = qB \cdot \frac{1 - u^2}{E} \cdot N$$

En las expresiones anteriores:

S = Asentamiento, en cm.

q = Presión de contacto, en kg/cm^2 .

B = Ancho del área cargada, en cm.

E = Módulo de elasticidad del suelo, en kg/cm^2 .

N = Valor de influencia que depende de la relación largo a ancho (L/B) del área cargada.

Los valores de N dados por Schleicher están en la tabla 21.1:

Tabla 21.1

L/B	N
1.0	0.56
2.0	0.76
3.0	0.88
4.0	0.95
5.0	1.00

En los casos anteriores la cimentación se supone está colocada en la superficie del terreno. Si la cimentación está desplantada dentro de la masa del suelo, los asentamientos de contacto son menores.

Si la relación de la profundidad (D) de desplante al ancho (B) del área cargada es igual a 1, o sea, cuando $B = D$, el asentamiento de contacto será 0.75 del valor calculado con las fórmulas anteriores. Si D es mayor que B , en cualquier cantidad, debe tomarse la mitad del asentamiento calculado por cualquiera de las fórmulas antes mencionadas.

El valor de E puede obtenerse empleando los esfuerzos y las deformaciones que se presentan en la prueba de compresión axial no confinada.

Para reducir el asentamiento diferencial debido a las variaciones de la carga viva es conveniente mantener igual presión de contacto para todas las cimentaciones bajo la llamada *carga de servicio*. Esto se hace de la siguiente manera:

1. Se determina el área de contacto o el número de pilotes para aquella columna que tenga la mayor relación carga viva a carga muerta. Por lo tanto el área A necesaria es:

$$A = \frac{\text{C.M.} + \text{Máxima C.V.}}{q_a}$$

y el número de pilotes es:

$$N = \frac{\text{C.M.} + \text{Máxima C.V.}}{R_a}$$

2. Se determina, para esta misma columna, el valor de esfuerzo de diseño:

$$\sigma_a = \frac{\text{Carga de Servicio}}{A}$$

o

$$R'_a = \frac{\text{Carga de Servicio}}{N}$$

3. Se determina el área o el número de pilotes para el resto de las columnas empleando los valores obtenidos en el punto 2, o sea:

$$A' = \frac{\text{Carga de Servicio}}{\sigma_a}$$

$$N' = \frac{\text{Carga de Servicio}}{R'_a}$$

La carga de servicio es aquella que gravita sobre la estructura el tiempo suficiente para producir asentamiento por consolidación del suelo (ver tabla 21.2). En los suelos finos arcillosos las cargas de poca duración se pueden considerar como que no producen asentamientos, por lo que la carga de servicio será nada más la carga muerta más un porcentaje de carga viva. Para los suelos granulares la *carga de servicio* debe ser aquella que se espera se presente en cualquier tiempo de la vida de la estructura (ver tabla 21.3), ya que estos suelos se asientan casi inmediatamente después que reciben carga.

Tabla 21.2 Asentamientos diferenciales

<i>Asentamientos diferenciales máximos permisibles según el tipo de estructura</i>		
<i>Tipo de estructura</i>	<i>Para arenas y para arcillas duras</i>	<i>Para arcillas suaves</i>
Cimentaciones de columnas para:		
a) Estructuras de acero y de concreto reforzado.	0.002 L	0.002 L
b) Para columnas recubiertas de ladrillo.	0.007 L	0.001 L

L = distancia entre ejes de columnas, en cm.

Tabla 21.3 Asentamientos totales

<i>Asentamientos máximos totales permisibles</i>	
Edificios comerciales	2.5 cm
Edificios industriales	3.5 cm
Almacenes	5.0 cm
Cimentación de máquinas	0.05 cm

La zona de cambios de volumen de un suelo por cambios en su humedad natural (ω_n), llamada "zona activa" se puede estimar, según J. D. Nelson y D. J. Miller así:

$$h = \frac{\omega_n}{I.P.}$$

Donde "h", así determinada, se haga constante aproximadamente hasta ahí se considera llega la zona activa.

CAPÍTULO 22

Cimentaciones en terrenos plásticos y elásticos

GENERALIDADES

En los terrenos plásticos y elásticos, donde las deformaciones pueden ser grandes, es preciso tener mucho cuidado al proyectar las cimentaciones a efecto de que al hacerlo éstas sean las adecuadas. Considérese la figura 22.1 en donde las cargas P y P' están soportadas por las zapatas cuadradas cuyos lados son, respectivamente, L y L' , de tal manera que si se dividen las cargas P y P' entre las áreas de contacto respectivas se encuentra el mismo esfuerzo.

Si se analiza lo que puede suceder en los planos 1, 2, 3, etc., para lo cual hay que suponer una cierta ley de transmisión de carga en el seno del terreno,

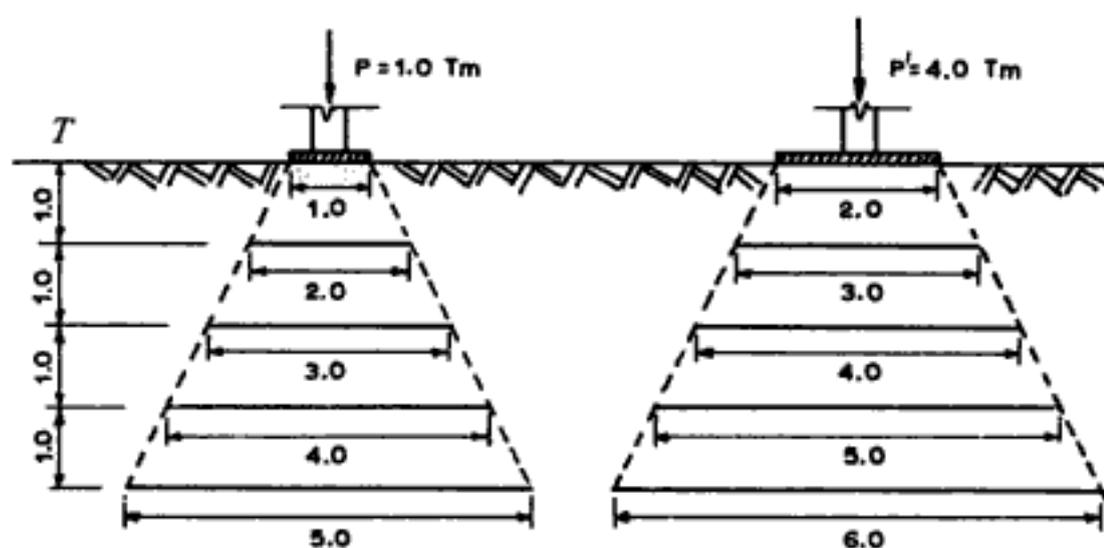


Figura 22.1

Tabla 22.1

Planos	$P = 1 Tm$			$P' = 4 Tm$		
	L (m)	L^2 (m ²)	$\sigma_1 Tm/m^2$	L' (m)	L'^2 (m ²)	$\sigma_2 Tm/m^2$
T	1.0	1.0	1.000	2.0	4.0	1.0
1	2.0	4.0	0.250	3.0	9.0	0.445
2	3.0	9.0	0.112	4.0	16.0	0.250
3	4.0	16.0	0.0625	5.0	25.0	0.160
4	5.0	25.0	0.040	6.0	36.0	0.112

como por ejemplo la de 2 en 1 ya conocida, se obtienen los datos tabulados en la tabla 22.1.

Observando la tabla anterior se puede ver que las presiones bajo las zapatas sólo son iguales en el renglón T , es decir, en el correspondiente a la superficie de contacto entre cimiento y terreno.

A medida que se profundiza dentro del seno del terreno se ve que van siendo mayores las presiones producidas por la carga P' que las originadas por P . De esto se deduce que, estando sometidos los diferentes planos a distintas presiones debajo de las dos cargas y siendo mayores las que produce P' , habrá mayores y más rápidos asentamientos debajo de P' que los que se producen debajo de P . Por lo tanto, puede verse que para conseguir una cimentación estable, de manera que todos sus puntos descendan cantidades iguales a las mismas velocidades, no tiene sentido alguno el concepto de las presiones de contacto, ya que de todas maneras las cargas distintas se asentarán con diferente rapidez.

CIMENTACIÓN POR SUSTITUCIÓN

Por lo expuesto en el inciso anterior, se tratará de elaborar un método que no descansa exclusivamente sobre la igualdad de las presiones de contacto, que, como ya se ha visto, no resuelve el problema de la cimentación en ninguno de sus puntos.

Supóngase un terreno cuya superficie libre se designará por T . Sobre este terreno se trata de cimentar una estructura cuyo peso se llamará P . Considérese, de manera arbitraria, un esfuerzo admisible del terreno. Si se divide la carga P entre el esfuerzo admisible del terreno σ_a se obtiene el área necesaria para sustentarlo. Si se busca dentro del seno del terreno los esfuerzos a que están sujetos por su propio peso planos a distintas profundidades, se encontrará que en la superficie libre del terreno el esfuerzo es 0, en el plano uno se designará al esfuerzo como σ_1 , en el plano dos como σ_2 , en el plano tres como σ_3 , y así sucesivamente.

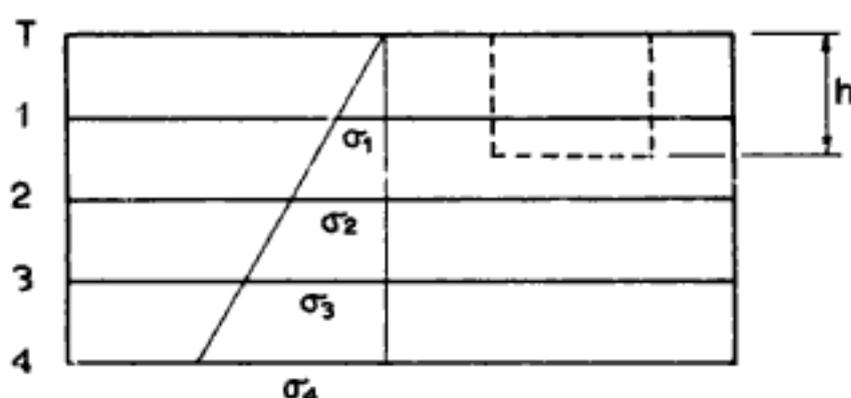


Figura 22.2

te (ver figura 22.2). Es claro que se puede encontrar un plano localizado a una profundidad h de tal manera que su esfuerzo sea precisamente el que se utilizó anteriormente para encontrar el área necesaria de la cimentación, o sea A . Si se coloca un plano ideal de la dimensión A encontrada, a la profundidad h , éste se encontrará en perfecto estado de equilibrio dentro de la masa del terreno, ya que de arriba hacia abajo estará sufriendo la presión del prisma de terreno de altura h , y de abajo hacia arriba la reacción del terreno inferior que lo sustenta. Si ahora se quita el prisma de terreno formado por el área A y los planos verticales levantados por su contorno puede sustituirse por el peso del edificio que se trata de cimentar, el plano A se encontrará en las mismas condiciones en que se hallaba cuando estaba sometido solamente al peso propio del terreno. En estas condiciones, cualquiera que sea la época en que se considere, al venir la consolidación del terreno los planos inferiores a la cota h se consolidarán en igual cantidad y con la misma velocidad debajo de la cimentación que el terreno que lo circunda, y en estas condiciones se habrá podido resolver el problema de cimentar de tal manera de no perturbar el equilibrio del terreno con el transcurso del tiempo. Esto se conoce como cimentación balanceada.

Con lo anteriormente expuesto puede hacerse el siguiente razonamiento: si se tienen dos cargas diferentes, provenientes de columnas de un edificio tal como se ven en la figura 22.3, y de intensidades P y P' , se presentaría el problema de cimentación de tal manera que la consolidación de ambos cimientos sea igual a través del tiempo, es decir, que tengan la misma velocidad de descenso. Para conseguirlo bastará con hacer el desplante de ambas zapatas a la misma profundidad, es decir, que queden sobre el mismo estrato horizontal del terreno, llenando la condición que la presión que transmitan a ese estrato sea la misma que transmite el terreno circunvecino. De esta manera, se tendrá para las dos cargas una misma profundidad h , siendo variables solamente las áreas de transmisión de carga que serán proporcionales a las intensidades de P y P' , pero en cualquiera de los dos casos se debe tener que P/A y $P'/A' = \sigma = \gamma \cdot h$ (ver figura 22.3), condición con la cual se asegura la consolidación uniforme del terreno. Debe hacerse notar que el volumen comprendido entre el lecho alto de

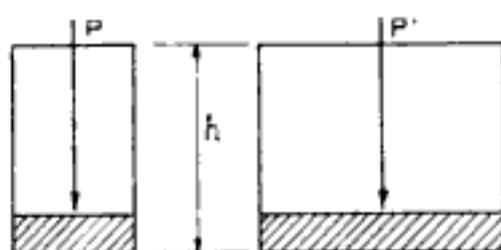


Figura 22.3

la losa de cimentación y el plano del nivel libre del terreno, limitado verticalmente por los planos tangentes a la cimentación, deberá quedar hueco para asegurar así la presión correcta sobre los planos de desplante. Cualquiera que sea el número de puntos que traten de cimentarse, deberán seguir la misma regla, esto es, desplantar siempre sobre el mismo plano, conservar el esfuerzo del terreno igual para todas las piezas y dejar huecos los cimientos.

CIMENTACIONES SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS

Se llaman arcillas expansivas aquellas que presentan un gran cambio de volumen con los cambios de humedad. Así, cuando dichas arcillas se humedecen sufren fuerte expansión, y cuando se secan se contraen considerablemente. Muchas pequeñas construcciones, como casas habitacionales, gasolineras, etc., cimentadas sobre arcillas expansivas han sufrido daños de consideración en climas de largos periodos de sequía e intermitentes periodos de humedad debido a los cambios de volumen con los cambios de humedad. Pequeñas zapatas soportando livianas cargas son más fácilmente levantadas o movidas por la arcilla expansiva que las grandes zapatas soportando cargas pesadas, aun estado ambas calculadas bajo la misma presión de contacto.

Cuando la arcilla se encuentra a considerable distancia bajo la superficie no se expande y contrae tanto como cuando se encuentra cerca de la superficie, ya que la primera es menos afectada por los cambios de clima. Por lo tanto, los daños por levantamiento de las zapatas pueden ser reducidos colocando éstas a suficiente distancia bajo la superficie.

Las arcillas expansivas se caracterizan a menudo por su alto límite líquido y un alto índice de plasticidad como consecuencia de un alto contenido de minerales activos. Cuando se encuentran estos tipos de arcilla es necesario efectuarles prueba de expansión libre, de presión de expansión y de límite de contracción en estado natural. La expansión libre se determina humedeciendo una muestra inalterada y midiendo el incremento de volumen de la misma. Generalmente la prueba se hace sobre una muestra inalterada sujeta lateralmente y sometida a una presión normal de 0.07 kg/cm^2 (1.0 lb/plg^2). Si se aplica una presión normal para evitar la expansión del suelo, esta presión es conocida como presión

de expansión. Algunas arcillas presentan presiones de expansión hasta de 10 kg/cm².

Cambios de volumen en el suelo

Los cambios de volumen en un suelo debido a la contracción del mismo se puede determinar por la fórmula ya citada en el capítulo 21:

$$\Delta V_t = V_t \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

donde $\frac{\Delta e}{1 + e_0}$ representa la contracción volumétrica por unidad de volumen original.

Conociendo el cambio de volumen en promedio, debido a la contracción del suelo, se puede estimar el asentamiento del mismo al variar su humedad desde la humedad de saturación hasta la humedad correspondiente al límite de contracción del mismo. Por fines prácticos se puede estimar que un cubo unitario de suelo cambia sus dimensiones en igual cantidad en todas direcciones durante su contracción volumétrica. Un ejemplo puede aclarar lo anterior:

Un suelo dado presenta en su estado natural las siguientes características:

Humedad = 64%; Límite de contracción natural = 48%; Grado de saturación = 100%; Densidad relativa = 2.7. Se desea conocer su cambio de volumen debido a la contracción del suelo cuando su contenido de agua varíe desde su saturación (64%) hasta su límite de contracción natural (48%), y después calcular el asentamiento de todo el estrato de suelo, que es de 4 m de espesor.

Como el suelo está saturado se tiene que la relación de vacíos en estado natural es:

$$e_0 = w \cdot D_r = 0.64 \times 2.7 = 1.728$$

La relación de vacíos del suelo natural en su límite de contracción se puede determinar por la ya conocida fórmula:

$$e_{lc} = \frac{D_a \cdot V_t}{P_s} - 1$$

Supóngase que dicho valor de e_{lc} sea de 1.296.

Por lo tanto:

$$\Delta_v = 1.728 - 1.296 = 0.432$$

por lo que el cambio de volumen por unidad volumétrica del suelo es de:

$$\Delta V_t = V_t \frac{\Delta e}{1 + e_0} = 1 \times \frac{0.432}{1 + 1.728} = \frac{0.432}{2.728} = 0.1585 \text{ m}^3/\text{m}^3$$

Éste es el cambio de volumen máximo que puede ser esperado; sin embargo, como el cambio en la humedad es mayor en la superficie que a cierta profundidad dentro del estrato, es necesario cierto criterio práctico para obtener un valor promedio. Se supondrá que el cambio de volumen promedio sea de $0.10 \text{ m}^3/\text{m}^3$ en vez de $0.1585 \text{ m}^3/\text{m}^3$; por lo tanto, el cambio unitario en dimensión vertical de un cubo de h dimensiones en estado natural y h' dimensiones después de contraído es de:

$$\Delta h = h - h'$$

Así que:

$$\Delta h = 1 - \sqrt[3]{0.9} = 0.035 \text{ m/m}$$

y la deformación del estrato de 4 m de espesor será de:

$$\Delta H = 4 \times 0.035 = 0.14 \text{ m}$$

El asentamiento anterior se considera como peligroso para una estructura que se coloque sobre el suelo que lo presente. (Ver indicaciones en la página 314).

Algunas formas de evitar los daños producidos por la expansión de la arcilla

Algunas veces, cuando se colocan vigas de cimentación sobre arcillas desecadas, dichas vigas pueden ser reventadas debido a la presión que sobre ellas provoca la arcilla al sufrir expansión. Aun cuando las vigas hayan sido reforzadas para resistir alta presión, el levantamiento o movimiento de los soportes de las vigas pueden causar tanto daño como si las mismas vigas se reventaran. Por lo tanto, es necesario tomar las precauciones debidas para proveer cierto vacío bajo las vigas a efecto de que la arcilla pueda sufrir expansión sin ejercer presión de levantamiento sobre la viga.

La forma más simple de proveer dicho vacío bajo las vigas consiste en excavar unos 50 cm debajo de éstas y luego colocar el material en estado suelto a fin de que la arcilla tenga espacio para sus movimientos. En muchos casos, poner paja o hierba empacada en el fondo de las zanjas para las vigas ha dado muy



Figura 22.4

buenos resultados, ya que cuando la arcilla comienza a hincharse ella comprime a la paja, evitando así que presione fuertemente sobre las vigas (ver figura 22.4).

Cuando se quiera colocar un piso al nivel del suelo y sobre arcilla desecada, la única manera de evitar que se levante y dañe es haciéndolo de concreto armado soportado sobre un marco estructural y dejando un espacio en su parte inferior para que la arcilla pueda sufrir cualquier hinchazón sin estar en contacto con la parte inferior de la losa.

Un método que se puede usar ocasionalmente, ya que no es completamente seguro, es aflojar la arcilla unos 30 cm y colar sobre ella el piso armado, como puede verse en la figura 22.5.

Si la arcilla desecada es del tipo poco expansiva, el método anterior puede resultar satisfactorio y evitar así daños al piso y a la construcción. Sin embargo, es necesario adaptar la profundidad h a las circunstancias y condiciones existentes, o sea que el volumen que debe comprimirse la arcilla floja debe ser mayor, o por lo menos igual, al volumen que se hinchará la arcilla inalterada bajo la capa aflojada.

Un método efectivo para proveer vacío bajo losas de piso colocadas sobre suelo expansivo y dentro del cual la arcilla puede hincharse sin producir presión de levantamiento es mediante el empleo de cajas de fibra de plástico o de contacto colocadas como se ve en las figuras 22.6 *a* y *b*.

En vez de cajas de concreto se pueden emplear cajas o tubos de cartón como se muestra en las figuras 22.7 *a* y *b*.

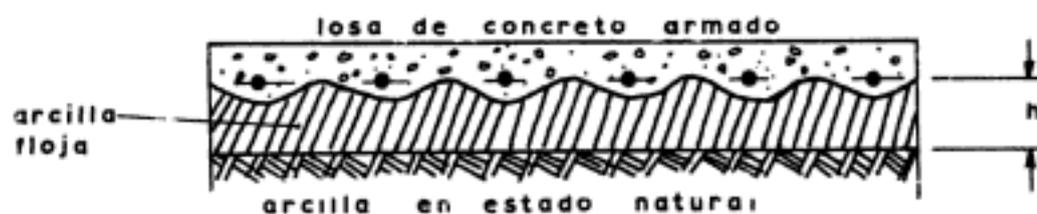


Figura 22.5

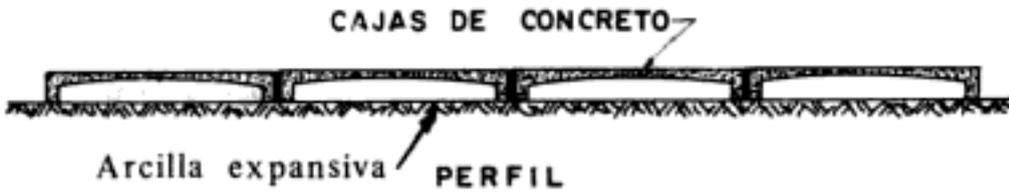


Figura 22.6a

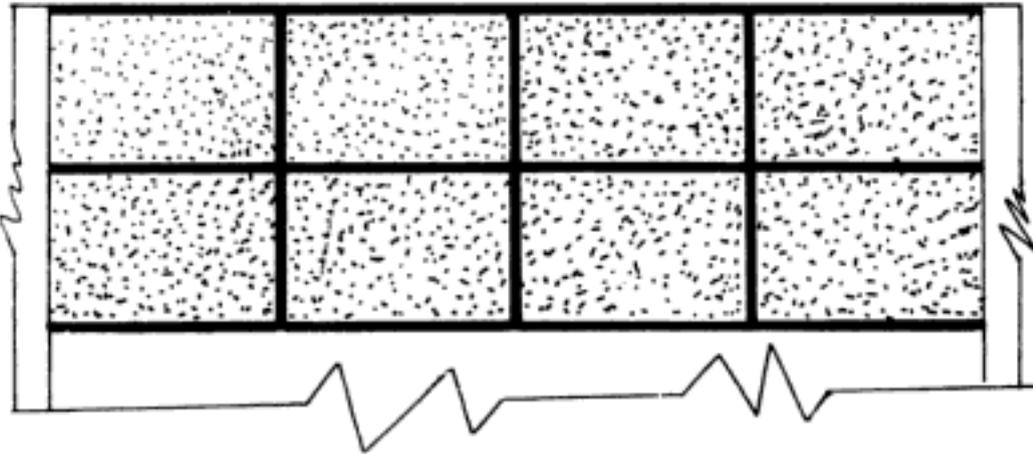


Figura 22.6b

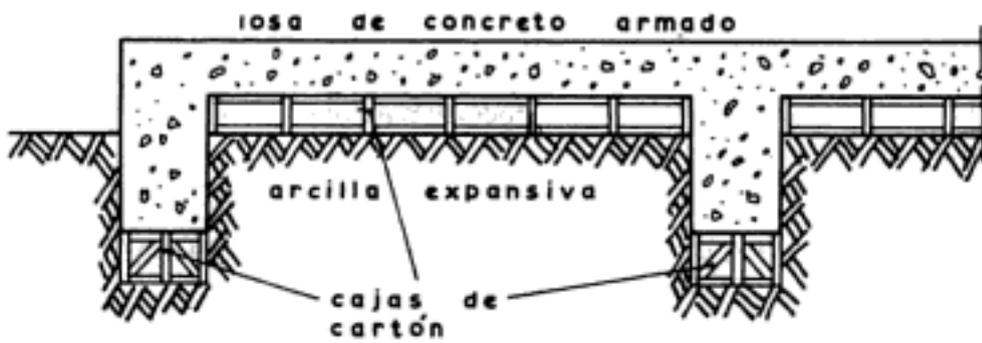


Figura 22.7a

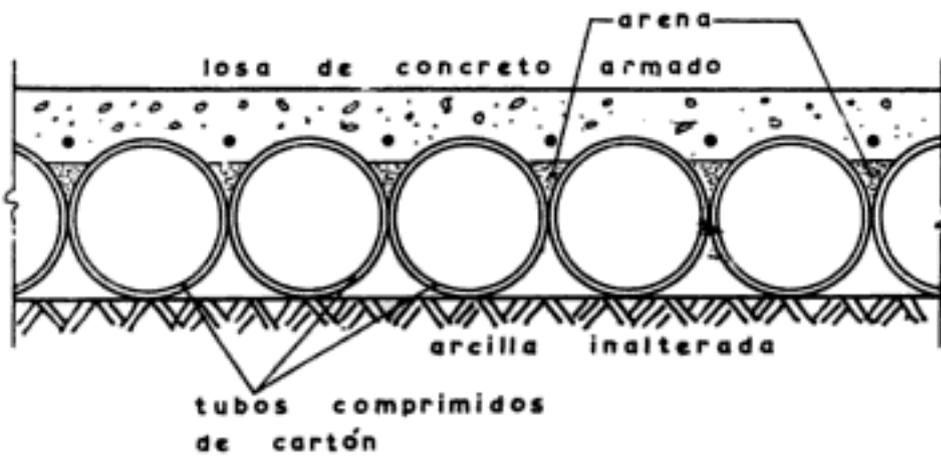


Figura 22.7b

En lugar de las formas tubulares anteriores se pueden emplear cilindros de paja comprimida, los cuales se rocían con una solución de nitrato de amonio con el fin de acelerar su desintegración. Los elementos de cartón antes mencionados también pueden rociarse con la solución de nitrato de amonio para acelerar su desintegración.

DIFERENTES TIPOS DE FALLAS EN ESTRUCTURAS

La construcción de una cimentación deficiente ha sido causa de fallas en las estructuras desde tiempos inmemoriales. Algunas de estas fallas han sido más bien espectaculares que peligrosas, como se ha podido observar con el hundimiento de varios metros del Palacio de Bellas Artes en la ciudad de México (ver figura 22.8), cimentado en una base de concreto sobre las arcillas bentónicas de la zona del fondo del lago Texcoco. Siendo estas arcillas altamente compresibles, se han ido consolidando y el edificio se ha ido asentando paulatinamente. La cimentación por superficie de este edificio fue completamente inadecuada para evitar los fuertes asentamientos.

La velocidad del asentamiento de este edificio es de aproximadamente 3.8 cm por año, mayor que la de las calles que lo circundan. El uso de pilotes de control podría ser una buena solución para detener el fuerte asentamiento.

Sin embargo, otras fallas han sido catastróficas, como la que provocó el colapso total de la estructura de un edificio de apartamentos en Río de Janeiro, Brasil, en el año 1958. El edificio se desplomó a la vista del público (ver figura 22.9).



Figura 22.8



Figura 22.9

Otra falla catastrófica corresponde a la caída de un viejo edificio de cinco pisos (evacuado con anterioridad por cierto), debido a la excavación hecha cerca de su cimentación para la construcción de otro edificio de apartamentos.

Otro tipo de falla catastrófica corresponde a la de los silos de Transcona, Winnipeg, Canadá, cimentada por medio de una losa de concreto de 23.50 m \times 60.00 m y un espesor de 0.60 m, a una profundidad de 4.00 m. La casa de



Figura 22.10

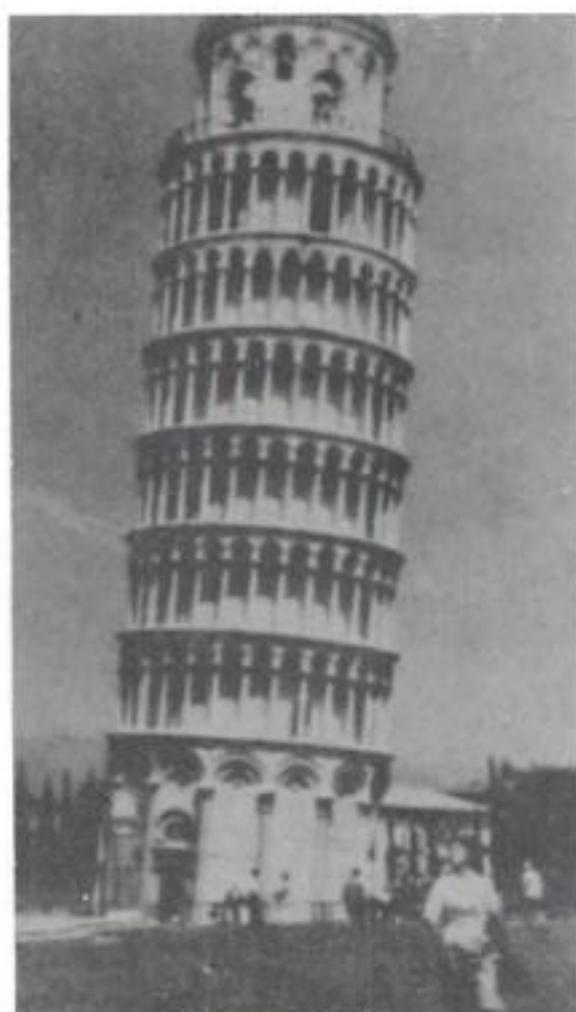


Figura 22.13



Figura 22.14a



Figura 22.14b



Figura 22.14c



Figura 22.14d

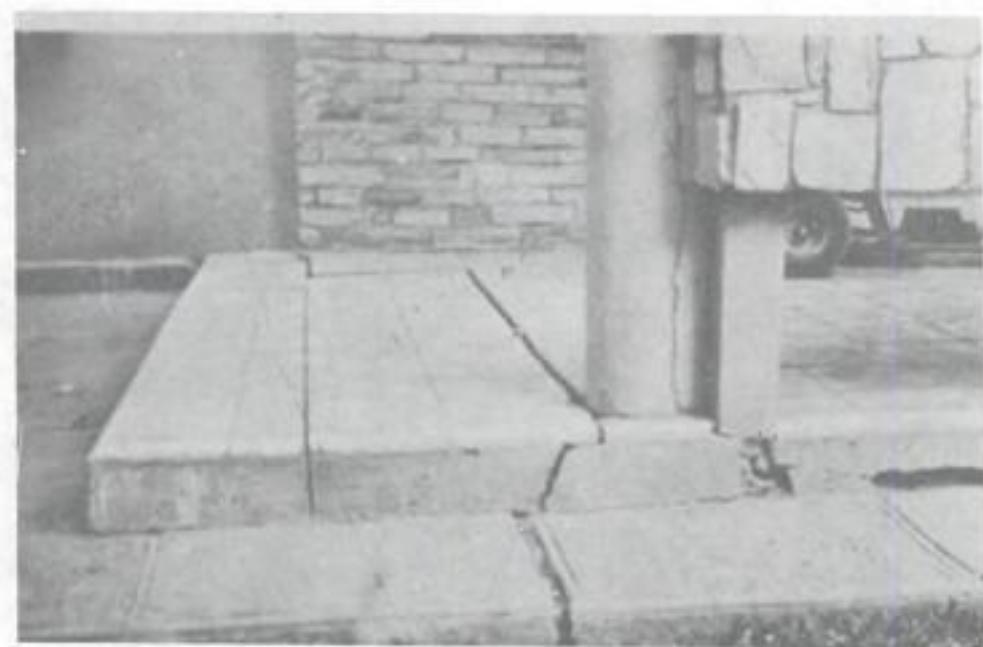


Figura 22.14e



Figura 22.14f

CAPÍTULO 23

Cimientos sin refuerzo

CIMIENTOS CONTINUOS

Este tipo de cimentación está formado por una losa continua de concreto simple sobre la cual descansa un contracimientto armado con la altura necesaria sobre la superficie del terreno, a fin de que reciba las cargas de los muros y las transmita a la losa de cimentación.

La losa de cimentación puede ser construida de tal modo que su altura haga que transmita la carga al suelo por corte y, por lo tanto, no se necesite acero de refuerzo en la misma. Tampoco se necesitará refuerzo longitudinal en la losa de cimentación porque la resistencia longitudinal será provista por el contracimientto.

Teóricamente hablando, el contracimientto tampoco necesitaría acero de refuerzo si las cargas realmente fuesen repartidas de manera uniforme a lo largo

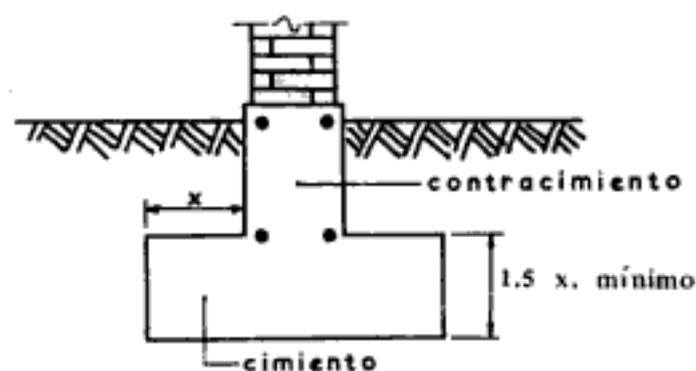


Figura 23.1

de la cimentación, pero como en las casas las cargas transmitidas por los muros no se pueden considerar como uniformemente distribuidas, por un lado, por la existencia de huecos debido a puertas y ventanas, y por otro lado, a que el suelo presenta muchas veces lunares suaves que hacen que el contracimiento trabaje como viga, entonces es necesario que se les coloque acero de refuerzo. Además, este refuerzo sirve para tomar los esfuerzos producidos por los cambios de temperatura y el fraguado en el concreto.

Estos cimientos continuos dan muy buen resultado cuando se les construye sobre arenas y gravas en estado denso de compacidad, pero cuando se les coloca sobre arcillas representan la condición menos adecuada en la mayoría de los casos.

CÁLCULOS DE LAS DIMENSIONES DE LOS CIMENTOS CONTINUOS SIN REFUERZO

Para el cálculo de estos cimientos es necesario tomar en cuenta las condiciones de equilibrio en la base del cimiento. Dichas condiciones de equilibrio son: equilibrio de fuerzas verticales, equilibrio de fuerzas horizontales y equilibrio de momentos.

En el equilibrio de las fuerzas verticales la magnitud y el punto de aplicación de la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre la base han de ser tales que el esfuerzo de compresión en la misma no exceda del esfuerzo admisible del terreno.

En el equilibrio de las fuerzas horizontales la resultante de todas las fuerzas ha de formar con la normal al plano de la base un ángulo inferior al ángulo de rozamiento.

En el equilibrio de momentos el punto de aplicación de la resultante de todas las fuerzas ha de caer dentro de la base para que haya seguridad al vuelco.

A continuación se analizan los tres casos que suelen presentarse en la práctica:

- **Caso 1.** Las cargas son verticales y su resultante incide en el centro de gravedad de la base, tal como se indica en la figura 23.2:

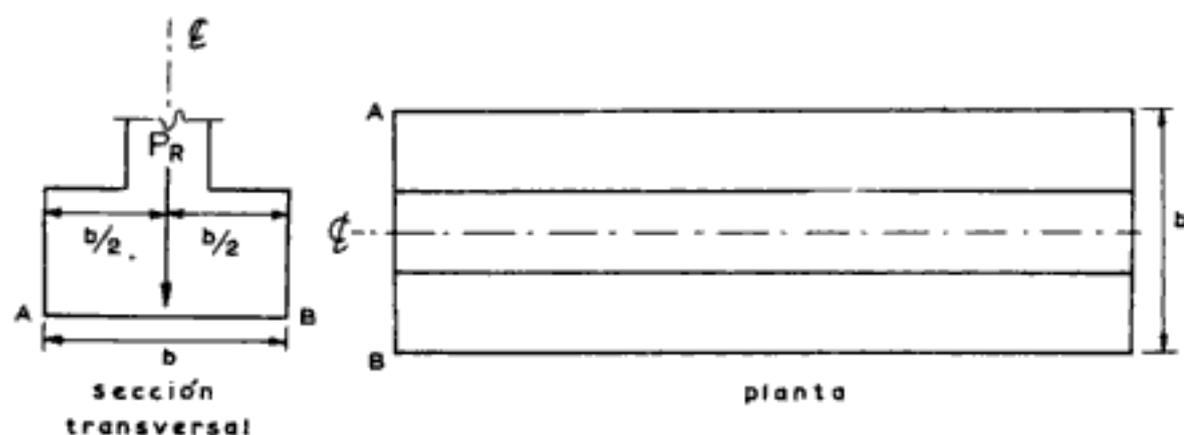


Figura 23.2

Hidden page

Hidden page

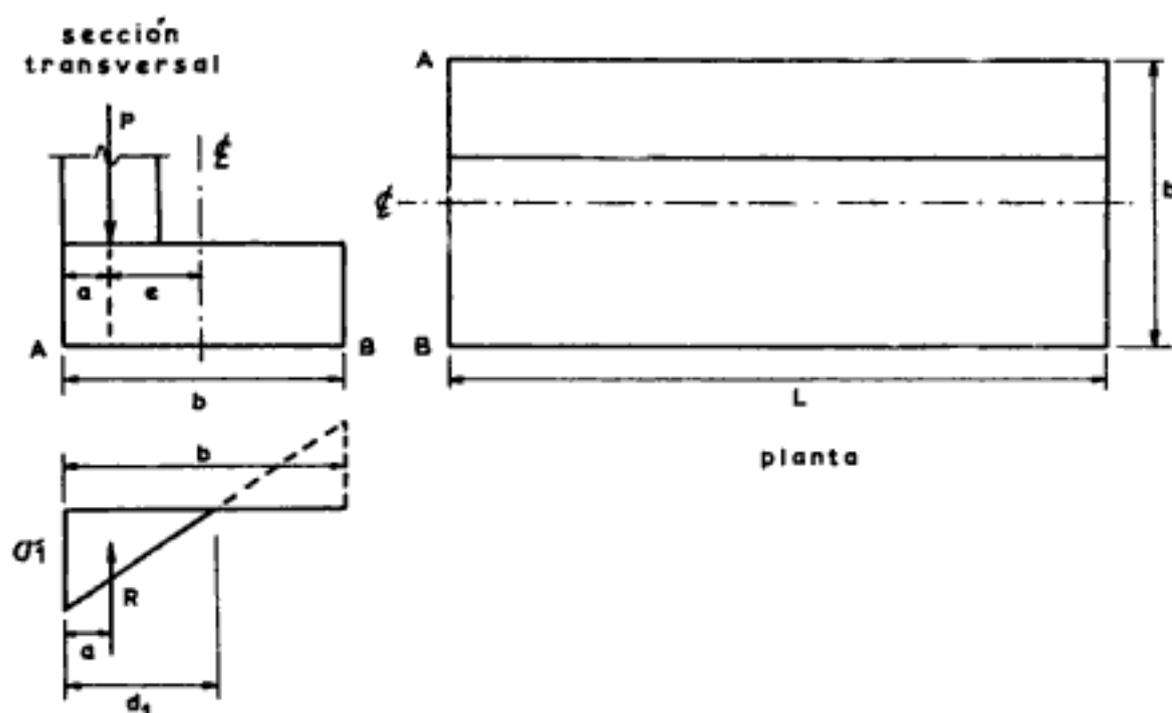


Figura 23.6

Reemplazando se tiene:

$$P = \frac{\sigma_1 \cdot 3a \cdot L}{2}$$

de donde:

$$\sigma_1 = \frac{2P}{3 a L}$$

- **Caso 3.** Además de cargas verticales actúan empujes horizontales. En este caso hay que encontrar la resultante R de las fuerzas horizontales y verticales, y determinar el punto C de incidencia en la base, para descomponer en él la fuerza R en sus componentes horizontal y vertical. La componente horizontal P_h ha de ser contrarrestada por el rozamiento entre terreno y cimiento y por el empuje pasivo de las tierras (que comúnmente no se toma en cuenta). La componente vertical P_v actúa como en el caso 2, según el valor de la excentricidad. Pero en este caso no es suficiente la comprobación de la presión máxima, sino que hay que averiguar si cuando el punto de aplicación de la resultante cae fuera del tercio medio y, por consiguiente, sólo una parte de la base está en contacto con el terreno queda asegurada la estabilidad (ver figura 23.7).

Hidden page

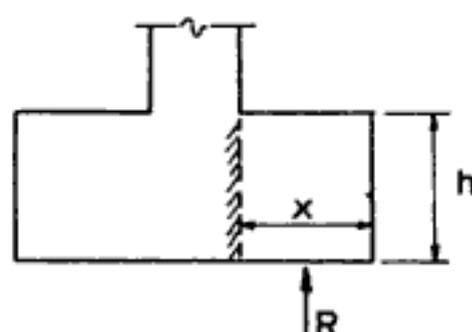


Figura 23.8

Igualando M_F con M_R se tiene:

$$\frac{\sigma_n \cdot L \cdot X^2}{2} = \frac{\sigma_R \cdot L \cdot h^2}{6}$$

$$6 \cdot \sigma_n \cdot L \cdot X^2 = 2 \cdot \sigma_R \cdot L \cdot h^2$$

$$3 \cdot \sigma_n \cdot L \cdot X^2 = \sigma_R h^2 \cdot L$$

$$h = \sqrt{\frac{3\sigma_n \cdot X^2}{\sigma_R}} = 1.73 \cdot X \cdot \sqrt{\frac{\sigma_n}{\sigma_R}}$$

en la que σ_R es el esfuerzo de trabajo a tensión del concreto simple.

Si se limita σ_R (esfuerzo de tensión del concreto en la cara inferior) a 3 kg/cm^2 y si σ_n (esfuerzo neto del terreno) es de 2 kg/cm^2 , se tiene como altura de cimiento:

$$h = (1.73) (X) (2/3)^{1/2} = 1.42 X$$

El A.C.I. — 322-72, "Building Code Requirements for Structural Plain Concrete", indica que el σ_R del concreto simple debe tomarse de $1.6 \sqrt{f'_c}$ o $0.21 f_r$, donde f_r es el módulo de ruptura del concreto.

Ejemplos

Ejemplo 1. Un macizo de concreto simple (ver figura 23.9) soporta la carga de un muro a razón de 16.2 Tm/m . Dicha carga actúa con una excentricidad de 0.22 m . Calcular la presión máxima sobre el suelo.

Hidden page

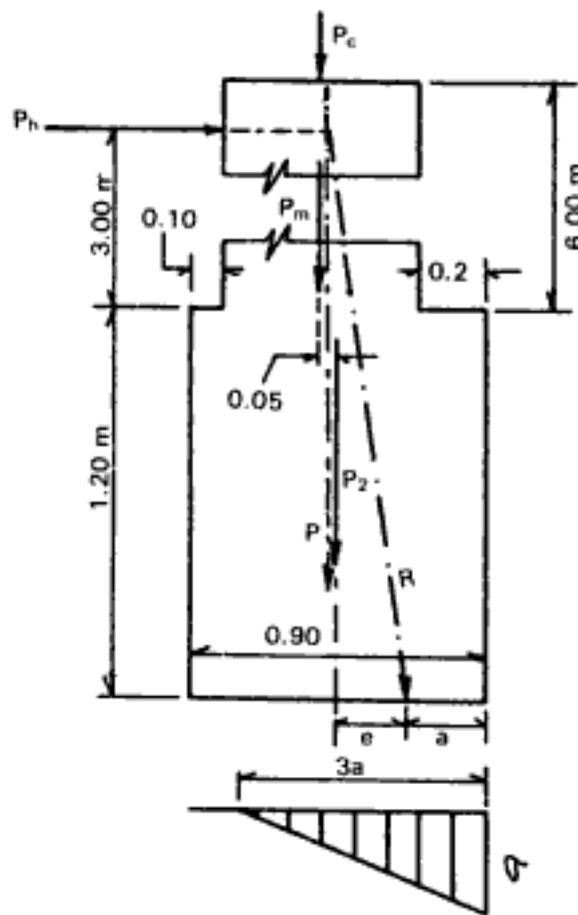


Figura 23.10

Se proyectará un macizo de concreto simple como el que se muestra en la figura 23.10.

Las cargas actuantes son:

Peso de la cubierta P_c más peso del muro $P_m = P_1 = 1.2 + 6 \times 0.6 \times 1.6 = 6.96 \text{ Tm}$

Peso del cimiento $P_2 = 0.90 \times 1.2 \times 2.2 = 2.38 \text{ Tm}$

Presión horizontal del viento $P_h = 6 \times 0.1 = 0.6 \text{ Tm}$

Para determinar el punto en que la resultante de estas fuerzas corta a la base AB se tiene:

$$\text{Sea } P = P_c + P_m + P_2 = P_1 + P_2,$$

La componente vertical de la resultante R se cumple tomando momentos con respecto al centro; por lo tanto:

$$P \times e = P_h \times 4.20 - P_1 \times 0.05$$

de donde:

$$\underbrace{(6.96 + 2.38)}_{9.34 \text{ Tm}} e = 0.60 \times 4.20 - 6.96 \times 0.05; e = 0.232 \text{ m}$$

Hidden page

Tabla 23.1 (Continuación)

<i>Multiplíquense</i>	<i>Por</i>	<i>Para obtener</i>
Pies cuadrados0929034	Metros cuadrados.
Pies cúbicos	2.8317×10^4	Centímetros cúbicos.
Pies cúbicos	2.8317×10^{-2}	Metros cúbicos.
Pies cúbicos	6.22905	Galones imperiales ingleses.
Pies cúbicos	28.3170	Litros.
Pies cúbicos	2.38095×10^{-2}	Toneladas British Shipping.
Pies cúbicos025	Toneladas U. S. Shipping.
Pulgadas	2.54001	Centímetros.
Pulgadas	2.54001×10^{-2}	Metros.
Pulgadas	25.4001	Milímetros.
Pulgadas cuadradas	6.45163	Centímetros cuadrados.
Pulgadas cuadradas	645.163	Milímetros cuadrados.
Pulgadas cúbicas	16.38716	Centímetros cúbicos.
Pulgadas cuartas	41.623143	Centímetros cuartos.
Radianes	57.29578	Grados angulares.
Saco de cemento americano ..	42.6376	Kilogramos.
Saco de cemento americano ..	94	Libras.
Saco de cemento mexicano ..	50	Kilogramos.
Toneladas brutas o largas ...	1016.05	Kilogramos.
Toneladas brutas o largas ...	2240.0	Libras.
Toneladas brutas o largas ...	1.01605	Toneladas métricas.
Toneladas brutas o largas ...	1.120	Toneladas cortas o netas.
Toneladas largas por pie ² ...	1.09366×10^4	Kilogramos por metro cuadr.
Toneladas largas por pulg ² ..	1.57494	Kilogramos por mm ² .
Toneladas netas o cortas ...	907.185	Kilogramos.
Toneladas netas o cortas89286	Toneladas brutas o largas.
Toneladas netas o cortas907185	Toneladas métricas.
Toneladas métricas	2204.62	Libras.
Toneladas métricas98421	Toneladas brutas o largas.
Toneladas métricas	1.10231	Toneladas netas o cortas.
Toneladas British Shipping ..	42.00	Pies cúbicos.
Toneladas British Shipping ..	.952381	Toneladas U. S. Shipping.
Toneladas U. S. Shipping ...	1.050	Toneladas British Shipping.
Toneladas U. S. Shipping ...	40.00	Pies cúbicos.
Yardas914402	Metros.
Yardas cuadradas83613	Metros cuadrados.
Yardas cúbicas764559	Metros cúbicos.
Varas84	Metros.
Acres404687	Hectáreas.
Acres	4.04687×10^3	Kilómetros cuadrados.
Áreas	1076.39	Pies cuadrados.
Barril de cemento (americano)	376	Libras.
Barril de cemento (americano)	170.5506	Kgs.

Tabla 23.1 (Continuación)

<i>Multiplíquense</i>	<i>Por</i>	<i>Para obtener</i>
Barril de petróleo	42	Galones E. U.
Barril de petróleo	159	Litros.
Caballos de fuerza (métr.) ..	.98632	Caballos de fuerza H. P.
Caballos de fuerza E. U. ...	1.01387	Caballos de fuerza (metr.)
Centígrados C	$1.8 + 32^{\circ}$	Grados Fahrenheit.
Centímetros	3.28083×10^{-2}	Pies.
Centímetros3937	Pulgadas.
Centímetros cuadrados1550	Pulgadas cuadradas.
Centímetros cúbicos	3.53145×10^{-5}	Pies cúbicos.
Centímetros cúbicos	6.102×10^{-2}	Pulgadas cúbicas.
Centímetros cuartos	0.0240	Pulgadas cuartas.
Galones E. U.832702	Galones imperiales ingleses.
Galones E. U.	3.78543	Litros.
Galones imperiales ingleses ..	.160538	Pies cúbicos.
Galones imperiales ingleses ..	1.20091	Galones E. U.
Galones imperiales ingleses ..	4.54596	Litros.
Grados angulares0174533	Radianes.
Grados Fahrenheit	$.5556 \times (^{\circ}\text{F}-32^{\circ})$	Centígrados C.
Gramos (metr.)	2.20462×10^{-3}	Libras avoirdupois.
Hectáreas	2.47104	Acres.
Hectáreas	1.076387×10^5	Pies cuadrados.
Hectáreas	3.86101×10^{-3}	Millas cuadradas.
Kilogramos	2.20462	Libras.
Kilogramos	9.84206×10^{-4}	Toneladas brutas o largas.
Kilogramos	1.10231×10^{-3}	Toneladas netas o cortas.
Kilogramos-metros	7.233	Libras-pies.
Kilogramos-centímetros	0.86796	Libras-yarda.
Kilogramos por metro671972	Libras por pie.
Kilogramos por metro	2.015913	Libras por yarda.
Kilogramos por cm^2	14.2234	Libras por pulgada cuadrada.
Kilogramos por metro cuadr. ..	.204817	Libras por pie cuadrado.
Kilogramos por metro cuadr. ..	9.14362×10^{-5}	Toneladas largas por pie cuadr.
Kilogramos por mm^2	1422.34	Libras por pulgada cuadrada.
Kilogramos por mm^2634973	Toneladas largas por pulg. ²
Kilogramos por metro cúbico ..	6.24283×10^{-2}	Libras por pie cúbico.
Kilómetros62137	Millas terrestres.
Kilómetros53959	Millas náuticas.
Kilómetros cuadrados	247.104	Acres.
Kilómetros cuadrados3861	Millas cuadradas.
Libras avoirdupois	453.592	Gramos.
Libras avoirdupois453592	Kilogramos.
Libras avoirdupois	4.464×10^{-4}	Toneladas brutas o largas.

Tabla 23.1 (Continuación)

<i>Multiplíquense</i>	<i>Por</i>	<i>Para obtener</i>
Libras avoirdupois	4.53592×10^{-4}	Toneladas métricas.
Libras-pie13826	Kilogramos-metros.
Libras-pulgada	1.152127	Kilogramos-centímetros.
Libras por pie	1.48816	Kilogramos por metro.
Libras por yarda	0.49605	Kilogramos por metro.
Libras por pie cuadrado	4.88241	Kilogramos por metro cuadr.
Libras por pie cúbico	16.0184	Kilogramos por metro cúbico.
Libras por pulgada cuadrada	7.031×10^{-2}	Kilogramos por centímetro ²
Libras por pulgada cuadrada	7.031×10^{-4}	Kilogramos por milímetro ²
Litros219975	Galones imperiales ingleses.
Litros26417	Galones E. U.
Litros	3.53145×10^{-2}	Pies cúbicos.
Madera:		
Ancho (pulg.) × Espesor (pulg.)		
12	longitud en pies	Pies cuadrados de madera.
Kip	4.44747	Kilo Newton
Kg/cm ²	98.07	KN/m ² (KPa)
Kip/in ²	6,894.28	NN/m ² (KPa)
Lb/pulg ²	0.07031	Kg/cm ²
Ton/pie ²	0.9765	Kg/cm ²
Pies-Kip	1.35560	KN-m
Pulg ⁴	41.62314	cm ⁴

1 gr/cm³ = 9.807 KN/m³

1 gr/cm³ = 62.5 lb/pie³

1 atmósfera = 7 cm Hg (a 0°C) = 1.033 kg/cm².

MN = mega newton = 10⁶ × N = 1,000,000 ÷ 9.81 m/seg² = 2,344,546.4 kg = 2,344.5 Tm.

Hidden page

CAPÍTULO 24

Zapatas armadas para cimentación. Teoría elástica y teoría última

GENERALIDADES

La función de una zapata de cimentación es distribuir la carga total que transmite una columna, pila o muro, incluyendo su propio peso, sobre suficiente área de terreno, de modo que la intensidad de las presiones que transmita se mantenga dentro de los límites permitidos para el suelo que la soporta.

Las zapatas de concreto reforzado para columnas sencillas son, por lo general, cuadradas, conforme se muestra en la figura 24.1.

La zapata, según se aprecia en la figura anterior, representa voladizos que sobresalen de la columna en ambas direcciones y reciben presión del terreno ha-

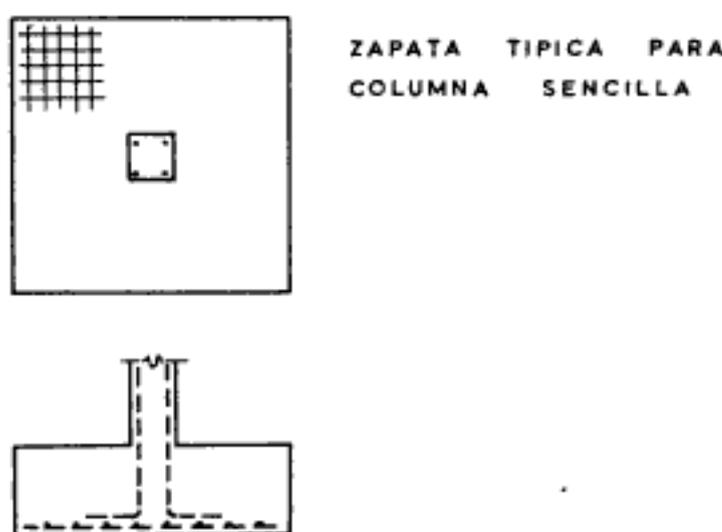


Figura 24.1

cia arriba que provocan esfuerzos de tensión en el fondo de la zapata. Las zapatas son, por lo tanto, reforzadas mediante dos parrillas de acero, perpendiculares entre sí y paralelas a los bordes. Puesto que estos voladizos son frecuentemente de poca luz, el esfuerzo de corte y la adherencia son normalmente más críticos que la flexión y merecen por lo tanto mucha atención.

Se ha encontrado, mediante ensayos con zapatas cuadradas, que al proyectarlas y cargarlas hasta fallar debido a esfuerzo cortante, tal falla no tiene lugar por esfuerzo cortante a lo largo de los planos que representan la prolongación de las caras de las columnas, sino más bien por tensión diagonal en las caras de una pirámide truncada con pendiente aproximada de 45° con todas sus caras, o cono cuyo remate es la base de la columna, como se muestra en la figura 24.2. Por tal razón, la sección crítica debida a esfuerzo cortante no ha de considerarse en la cara de la columna. La pirámide en cuestión es de base equivalente al ancho de la columna más una vez la profundidad efectiva de la zapata.

Los esfuerzos críticos que tienen lugar en las zapatas son, por lo tanto, la compresión de la columna sobre la zapata, la presión de la zapata contra el suelo que la sostiene, esfuerzos diagonales de tensión, esfuerzos tensores en el acero, esfuerzo compresivo del concreto por flexión y esfuerzo de adherencia entre el concreto y el acero.

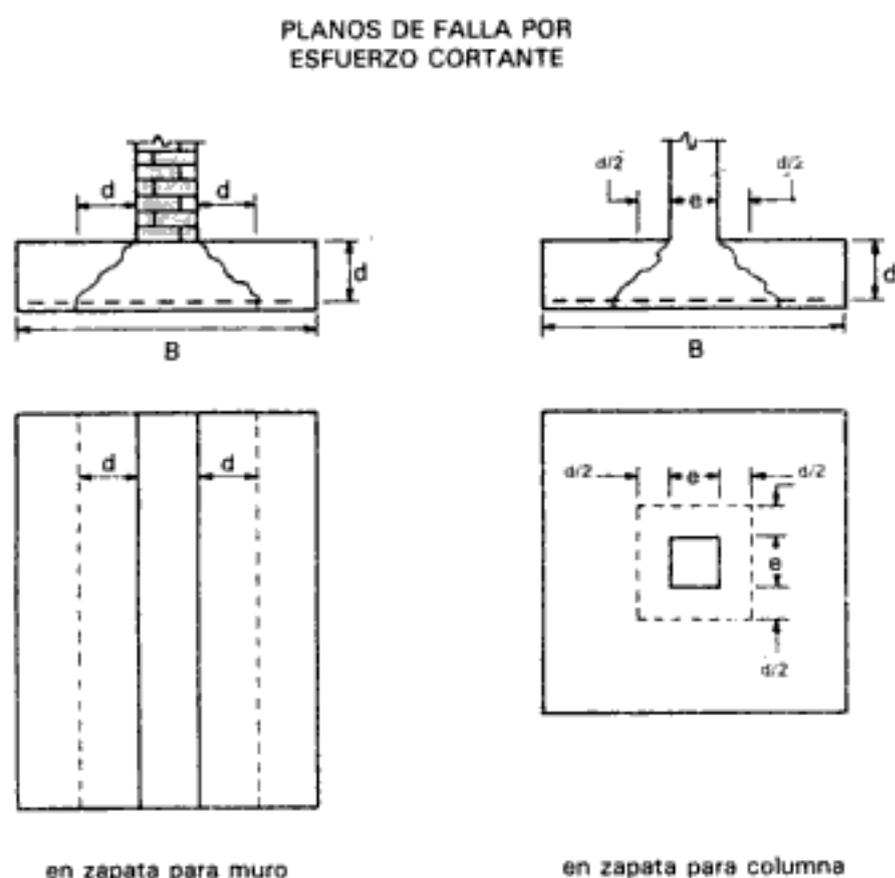


Figura 24.2

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

Si el concreto de la zapata es de la misma calidad que el de la columna, la zapata, debido a que sólo parte de ella está cargada, puede soportar con seguridad un esfuerzo unitario mayor que la columna. En teoría elástica del *A.C.I 318-83* permite un esfuerzo al aplastamiento de $0.3 f'_c$. En resistencia última permite una carga de $\phi (0.85 f'_c \cdot A_1)$, donde ϕ es igual a 0.70 y A_1 es el área cargada. En ambas teorías la resistencia permisible al aplastamiento puede incrementarse por el factor $\sqrt{A_2/A_1}$, pero no mayor de 2, donde A_2 es el área máxima de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar al área cargada y concéntrica con ella.

PRESIÓN DEL SUELO

La presión del suelo se considera, por lo general, uniforme para una carga centrada, y trapecial o triangular para cargas excéntricas. El área de la zapata debe ser adecuada para resistir y transmitir la carga de la columna, el peso de sobrecarga, todos dentro de la presión admisible del suelo y asumiendo que dichos pesos están uniformemente distribuidos sobre la zapata.

La reacción del suelo de cimentación se divide en dos partes: una equilibra directamente el peso de la zapata y la otra es la llamada reacción neta o esfuerzo neto (σ_n) del suelo, la cual produce todos los esfuerzos de flexión, de corte y de adherencia, y es la que equilibra la carga P que se transmite al suelo. Así pues, para calcular la sigma neta (σ_n) es necesario ante todo suponer un espesor efectivo (generalmente el mínimo de 15 cm) o darle a la zapata un determinado peso como un porcentaje de la carga viva. Este porcentaje puede ser de 6%, 8% ó 10%, según que la carga P sea baja, mediana o alta.

RESISTENCIA AL CORTE

La sección crítica para esfuerzos de corte se localiza en un plano vertical, paralelo a la cara de la columna a una distancia a la cara de dicha columna (o del dado o pedestal cuando los haya) igual al peralte efectivo de la losa de la zapata entre dos ($d/2$). En el caso de los muros, la sección crítica para corte está localizada a la distancia d . (Ver figuras 24.3 *a* y *b*.) El esfuerzo cortante será calculado

por la fórmula: $v = \frac{V}{b \cdot d}$ en teoría elástica. En vigas de cimentación $b = B$

= ancho de la viga. Si la columna en una zapata descansa sobre una placa de acero, la sección crítica por corte estará a $d/2$ a partir del centro del volado de la placa.

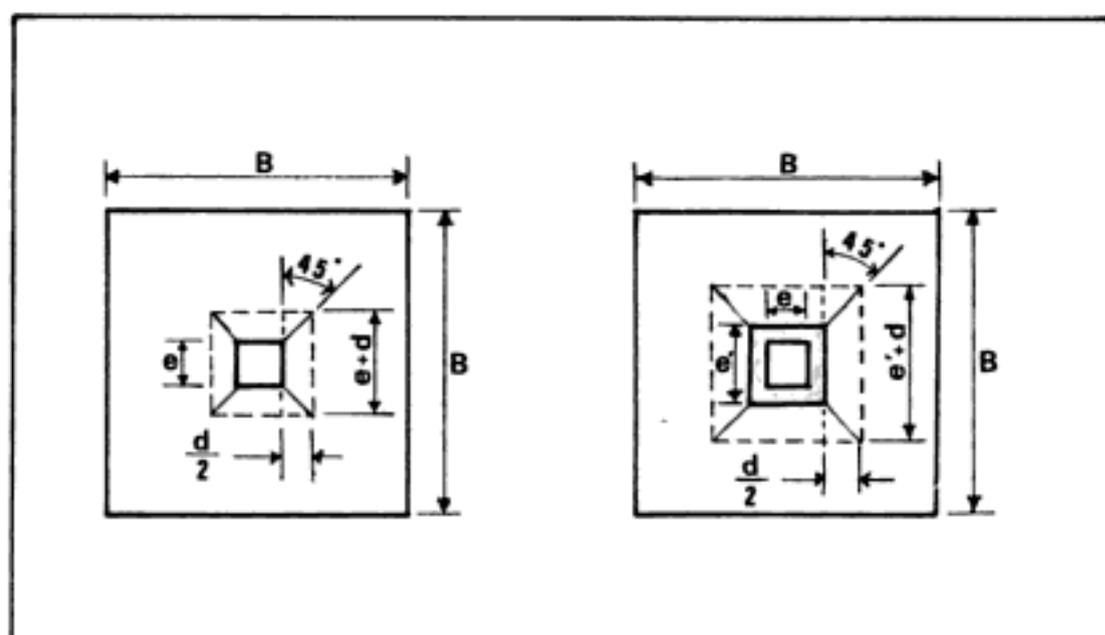


Figura 24.3a Secciones críticas para esfuerzos de corte en zapatas cuadradas.

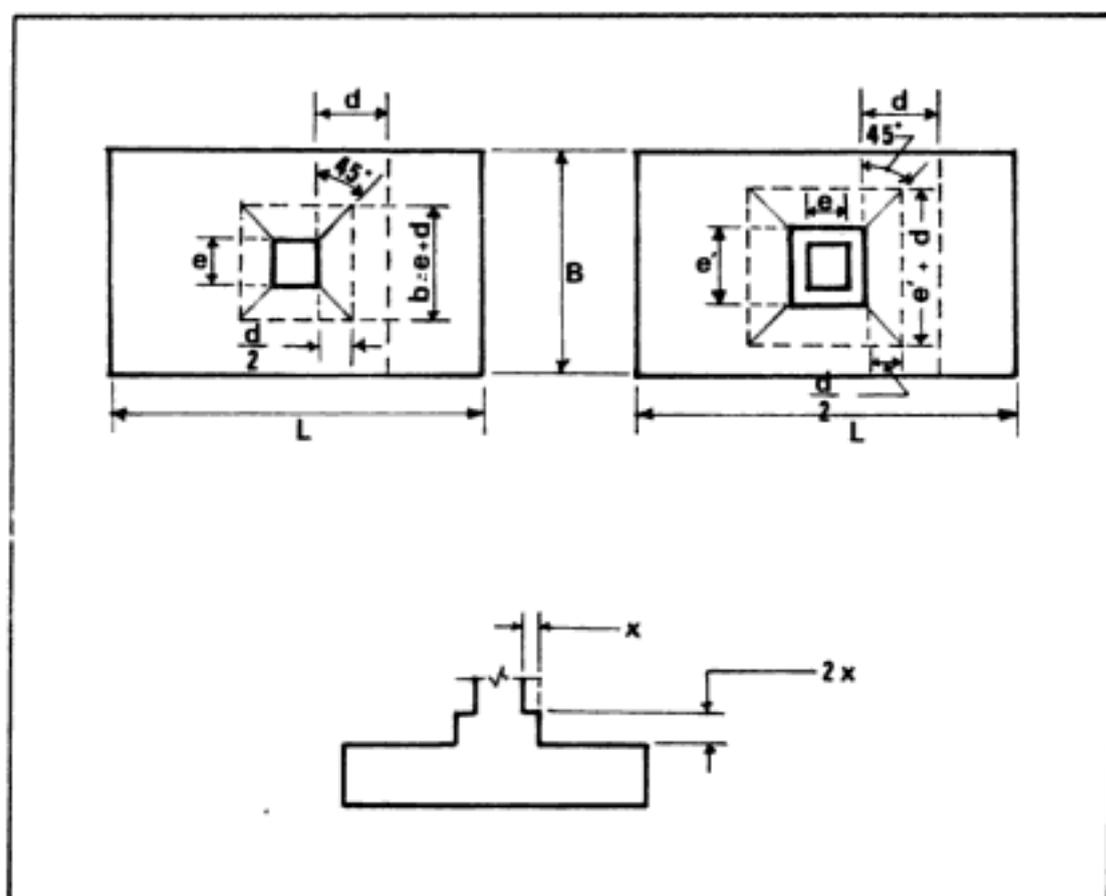


Figura 24.3b Secciones críticas para esfuerzos de corte en zapatas rectangulares.

Cuando se emplean pedestales para distribuir mejor la carga de la columna, el área de la base del pedestal debe ser como mínimo, del doble del área de la base de la columna. La altura del pedestal debe ser, preferentemente, igual al doble de la parte x volada fuera de la columna.

El esfuerzo de corte permisible, con refuerzo en dos direcciones, como medida de la tensión diagonal, será igual a $0.27 (1 + 2/\beta_c) \sqrt{f'_c}$, pero con un límite superior de $0.53 \sqrt{f'_c}$, a su vez, en teoría última la resistencia permisible al corte será igual a $\phi [0.27 (2 + \frac{4}{\beta_c}) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d]$ pero no mayor que $\phi [1.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d]$, donde $\phi = 0.85$, β_c es la relación lado largo a lado corto de la columna sobre la zapata y b_o el perímetro de la sección crítica a corte en la zapata. Si la zapata es cuadrada predomina el corte por penetración, por lo que el corte actuante vale:

$$V_{\text{act}} = [B^2 - (e + d)^2] \sigma_v$$

y el permisible es:

$$V_{\text{ad}} = \phi (1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d); \phi = 0.85$$

El esfuerzo de corte actuante o la fuerza de corte última es conveniente que no exceda a los valores anteriores para evitar el uso de estribos, los cuales son difíciles de colocar en las zapatas, y además no funcionan eficientemente en elementos que tengan un peralte efectivo menor de 25 cm. En vigas de cimentación el esfuerzo de corte no debe exceder de $v = 0.29 \sqrt{f'_c}$ en teoría elástica, y en resistencia última V_u no deberá exceder de $\phi (0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$. En caso contrario se colocarán estribos. La separación de los estribos, cuando sean necesarios se calculará así:

$$S' = \frac{A_v \cdot f_s}{v' \cdot b}, \text{ en teoría elástica o por la fórmula: } S' = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}, \text{ en}$$

teoría última en la que S' es la separación de los estribos en centímetros, A_v es el área de la varilla de los estribos multiplicada por dos debido a que son dos ramas las de los estribos, f_s el esfuerzo permisible en el acero de refuerzo en kg/cm^2 , v' es el exceso en el corte en kg/cm^2 , b el ancho de la viga, f_y el esfuerzo de fluencia del refuerzo en kg/cm^2 y V_s es el exceso en la fuerza de corte en kilogramos.

Cuando V_s exceda de $1.1 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$, el espaciamiento máximo S , anteriormente calculado, debe reducirse a la mitad. Además, V_s no debe exceder de $2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$. El valor de f_s que debe considerarse es de:

- a) Refuerzo grado 28 y 35: 1405 kg/cm^2 .
- b) Refuerzo grado 42 o mayor: 1685 kg/cm^2 .

MOMENTOS FLECTORES

El momento flector en cada dirección puede variar solamente mediante cambio en la distribución de la presión del suelo. El acero en cada dirección ha de ser

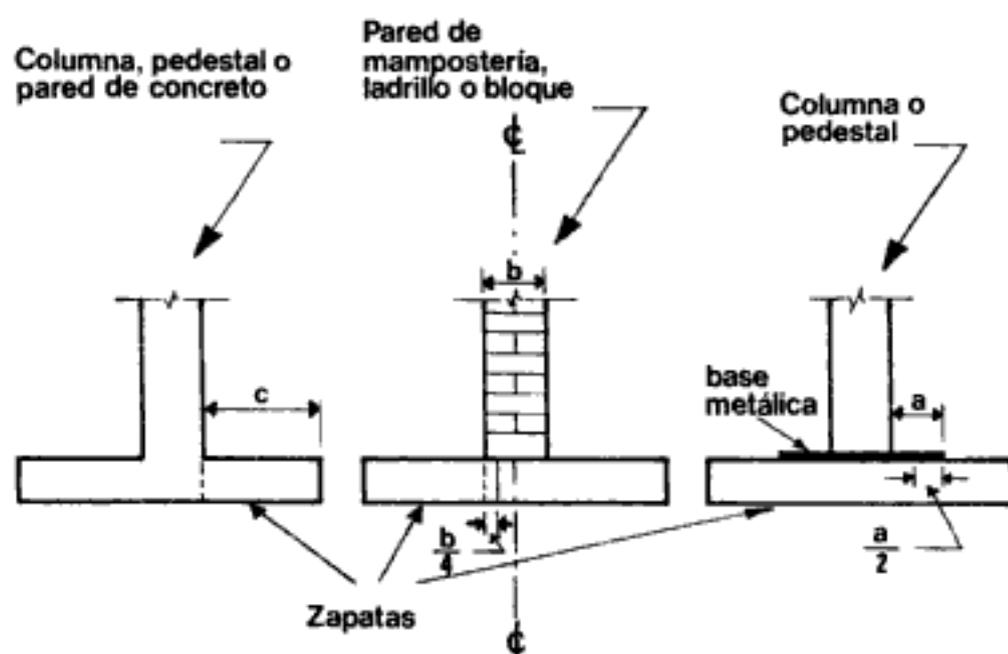


Figura 24.4

adecuado para el momento en dicha dirección. Un exceso de acero en una dirección no puede absorber cualquier deficiencia de acero en la otra dirección. Los esfuerzos flectores serán normalmente bajos, necesiéndose mayor espesor de losa para resistir la tensión diagonal.

Las siguientes son las recomendaciones del Código del A.C.I. 318-83 para momentos flectores:

Los momentos externos sobre cualquier sección se determinan pasando a través de la sección un plano vertical que se extienda completamente a través del cimiento y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área del cimiento por un lado de dicho plano (ver figura 24.4).

El mayor momento de flexión que ha de emplearse al diseñar un cimiento aislado se calculará en la forma siguiente:

1. En la cara de la columna, pedestal o pared, para cimientos que soportan una columna, pedestal o pared de concreto.
2. A mitad de la distancia de la pared al borde, para cimientos que soportan paredes de mampostería.
3. A mitad de la distancia entre la columna o pedestal y el borde de la base metálica, para cimientos que soportan bases metálicas.

El ancho que resiste compresión en cualquier sección se asumirá como el ancho total de la parte superior del cimiento en la sección bajo consideración.

En cimientos cuadrados reforzados en dos sentidos, el esfuerzo que se extiende en cada dirección se distribuirá uniformemente a través del ancho total del cimiento.

En cimientos rectangulares reforzados en dos sentidos, el refuerzo paralelo a la dirección más larga se distribuirá uniformemente a través del ancho del cimiento. En el caso del refuerzo paralelo al sentido corto, se calculará éste y de él se pondrá una cantidad $p'As$ uniformemente en una faja central igual al ancho de la zapata, y la parte restante deberá distribuirse de manera uniforme en el resto del largo de la zapata. Los valores necesarios son:

$$p' = \frac{2}{s + 1}; s = \frac{L}{B}$$

donde:

L = Largo de la zapata.

B = Ancho de la zapata.

Para calcular el momento último M_u , en teoría última, la carga muerta se debe multiplicar por 1.4 y la carga viva por 1.7, se suman y a este valor se le llama P_u , que dividido entre el área real de la zapata da el σ_n incrementado para calcular el momento M_u como más adelante se verá.

ADHERENCIA Y LONGITUD DE DESARROLLO

La sección crítica por adherencia es la misma que la sección crítica para momento flector, y es la cortada por un plano vertical que pasa por la cara de la columna, o del pedestal cuando lo haya. El refuerzo calculado se debe distribuir en toda la sección crítica (ver figura 24.5).

Tanto en teoría elástica como en teoría última el esfuerzo de adherencia en miembros sujetos a flexión debe ser proporcionado por la llamada

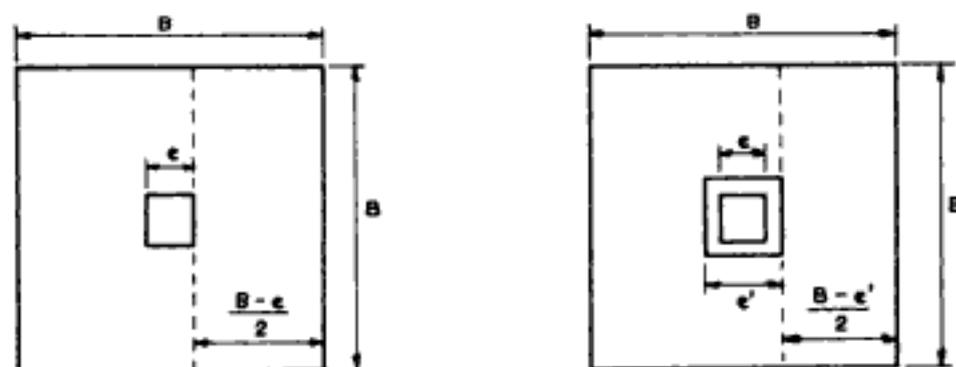


Figura 24.5 Secciones críticas para momento y adherencia.

Algunos tipos de articulaciones para estructura de concreto

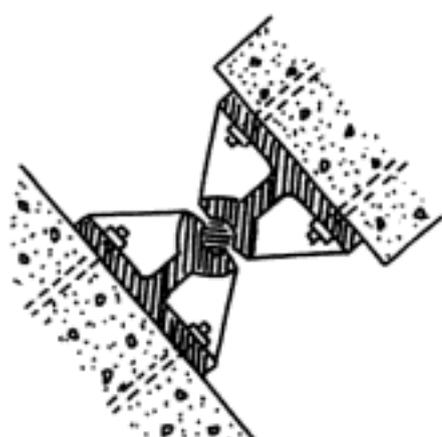


Figura 24.6a

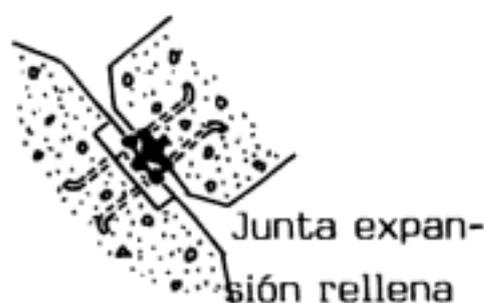


Figura 24.6b

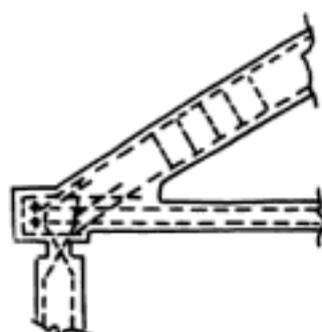


Figura 24.6c



Figura 24.6d

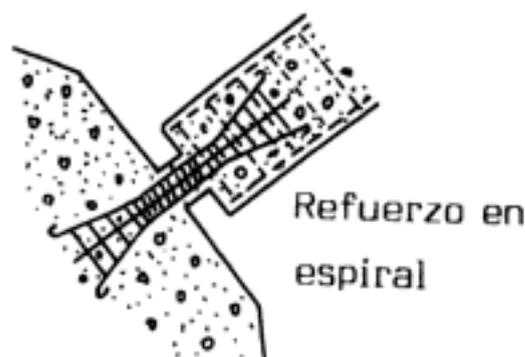


Figura 24.6e

longitud de desarrollo del refuerzo. El refuerzo continuo debe tener una longitud de anclaje no menor que la longitud de desarrollo l_d . La longitud de desarrollo l_d en centímetros de varillas (ver tabla 24.1) y alambres corrugados sujetos a tensión deberá ser, para varillas del lecho inferior y

del No. 11 o menores, de $\frac{0.06 A_v \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}}$, pero además, debe ser mayor que

$0.006 d_v \cdot f_y$, en la que d_v = diámetro nominal de la varilla, y, además, mayor que 30 cm. Si la varilla es del lecho superior, la longitud de desarrollo deberá multiplicarse por 1.4.

Para varillas lisas el esfuerzo permisible de adherencia será la mitad del permitido para varillas que cumplan lo requerido por las normas ASTM A 305, pero no mayor de 11 kg/cm².

El recubrimiento mínimo del refuerzo en zapatas de cimentación colocadas directamente sobre el terreno debe ser de 7.5 cm y el del refuerzo con superficies vaciadas en moldes, pero que posteriormente van a estar en contacto con el suelo o a la intemperie, debe ser de 5 cm para varillas del No. 6 al No. 18, y de 4 cm para varillas del No. 5 y menores.

El peralte efectivo d en los bordes de las zapatas para columnas no debe ser menor de 15 cm, ni menor de 30 cm en las zapatas cabezales para pilotes (ver tabla 24.2).

Cuando las zapatas sólo lleven refuerzo de flexión en un sentido hay que colocar un armado por fraguado y temperatura en una cantidad de:

$$A_t = 0.002 bh, \text{ si se usa varilla corrugada de grado 28 o 35.}$$

$$A_t = 0.0018 bh \text{ si se usa varilla corrugada de grado 42.}$$

Cuando el f_y sea mayor de 4220 kg/cm², el acero por temperatura y fraguado viene dado por:

$$A_t = \frac{(0.0018)(4220)}{f_y} \cdot b \cdot h$$

El módulo de elasticidad E_c del concreto puede tomarse como $\gamma_c^{1.5} (0.14\sqrt{f'_c})$ en kg/cm² para peso volumétrico del concreto comprendido entre 2400 y 2480 kg/m³, o de $E_c = 15,100\sqrt{f'_c}$.

El módulo de elasticidad del acero E_s puede tomarse como de 2,100,000 kg/cm².

Fórmulas usuales en el cálculo de elementos de concreto reforzado empleando teoría elástica (M = momento, A_s = área de acero; f_s = esfuerzo admisible a tensión

del acero; n = relación de módulos de elasticidad = $\frac{E_s}{E_c}$; $f_c = 0.45 f'_c$; d = distancia de la fibra más alejada en compresión al eje neutro).

$$M = A_s \cdot f_s \cdot j \cdot d; \quad f_s = \frac{M}{A_s \cdot jd}; \quad A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$$M = \frac{1}{2} f_c \cdot k \cdot j \cdot b \cdot d^2; \quad f_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b d^2}; \quad K = \frac{1}{2} f_c \cdot k \cdot j$$

$$k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}}; \quad j = 1 - \frac{k}{3}; \quad d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}}$$

$$v = \frac{V_c}{b \cdot d}; \quad E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$S' = \frac{A_s \cdot f_s}{v' \cdot b} \quad E_c = 15,100\sqrt{f'_c}$$

(separación entre estribos verticales).

Tabla 24.1 Áreas en cm^2 y perímetros en cm. correspondientes a diferente número de varillas.

Varilla Número	Peso Kg/m.	Diámetro Nominal mm (pgds.)	Número de Varillas							
			1	2	3	4	5	6	7	8
2.5	0.384	7.9 (5/16")	0.49	0.98	1.47	1.96	2.45	2.94	3.43	3.92
3	0.557	9.5 (3/8")	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68
4	0.996	12.7 (1/2")	1.27	2.54	3.81	5.08	6.35	7.62	8.89	10.16
5	1.560	15.9 (5/8")	1.99	3.98	5.97	7.96	9.95	11.94	13.93	15.92
6	2.250	19.0 (3/4")	2.87	5.74	8.61	11.48	14.35	17.22	20.09	22.96
7	3.034	22.2(7/8")	3.87	7.74	11.61	15.48	19.35	23.22	27.09	30.96
8	3.975	25.4(1")	5.07	10.14	15.21	20.28	25.35	30.42	35.49	40.56
9	5.033	28.6(1 1/8")	6.42	12.84	19.26	25.68	32.10	38.52	44.94	51.36
10	6.225	31.8(1 1/4")	7.94	15.88	23.82	31.76	39.70	47.64	55.58	63.52
12	8.938	38.1(1 1/2")	11.40	22.80	34.20	45.60	57.00	68.40	79.80	91.20

Tabla 24.2 Anchos mínimos necesarios en cm. en las vigas de concreto para acomodar el refuerzo en una capa.

Varilla Número	Diámetro Nominal mm (pgds.)	Número de Varillas							
		2	3	4	5	6	7	8	
2.5	7.9 (5/16")	13.5	17.0	20.5	23.5	27.0	30.5	33.5	
3	9.5 (3/8")	14.0	17.5	21.0	24.5	28.0	31.5	35.0	
4	12.7 (1/2")	14.5	18.5	22.0	26.0	30.0	33.5	37.5	
5	15.9 (5/8")	15.0	19.5	23.5	28.0	31.5	36.0	40.0	
6	19.0 (3/4")	16.0	20.5	24.5	29.0	33.5	38.0	42.5	
7	22.2 (7/8")	16.5	21.5	26.0	31.0	35.5	40.5	45.0	
8	25.4 (1")	17.0	22.0	27.5	32.5	37.5	42.5	47.5	
9	28.6 (1 1/8")	18.0	24.0	30.0	35.5	41.0	47.0	52.5	
10	31.8 (1 1/4")	19.0	25.5	32.0	38.0	44.5	51.0	57.5	
12	38.1 (1 1/2")	21.0	28.5	36.0	44.0	51.5	59.0	66.5	

Tabla 24.3 Barras estándar *ASTM* para refuerzo.

Designación de barra	Peso (lb./pie)	Dimensiones nominales		
		Diámetro (pulgada)	Área (pulg ²)	Perímetro (pulg)
3	0.376	0.375	0.11	1.178
4	0.668	0.500	0.20	1.571
5	1.043	0.625	0.31	1.963
6	1.502	0.750	0.44	2.356
7	2.044	0.875	0.60	2.746
8	2.670	1.000	0.79	3.142
9	3.400	1.128	1.00	3.544
10	4.303	1.270	1.27	3.990
11	5.313	1.410	1.56	4.430
14	7.65	1.693	2.25	5.32
18	13.60	2.257	4.00	7.09

SECUELA PARA EL CÁLCULO DE ZAPATAS POR TEORÍA ELÁSTICA

- Calcular el área de la zapata. Para esto se pueden seguir dos procedimientos:
 - Suponer un peralte total h de la zapata y calcular la presión que el concreto de dicha zapata da al suelo ($\sigma_c = \gamma_c \cdot h$).
 - Suponer un peso de la cimentación como un porcentaje de la carga P que transmite la columna y aplicar la fórmula:

$$A = \frac{P_T}{\sigma_a}$$

en la que σ_a es la capacidad de carga admisible de la zapata de cimentación y P_T es el peso total que transmite la columna más el peso de la cimentación.

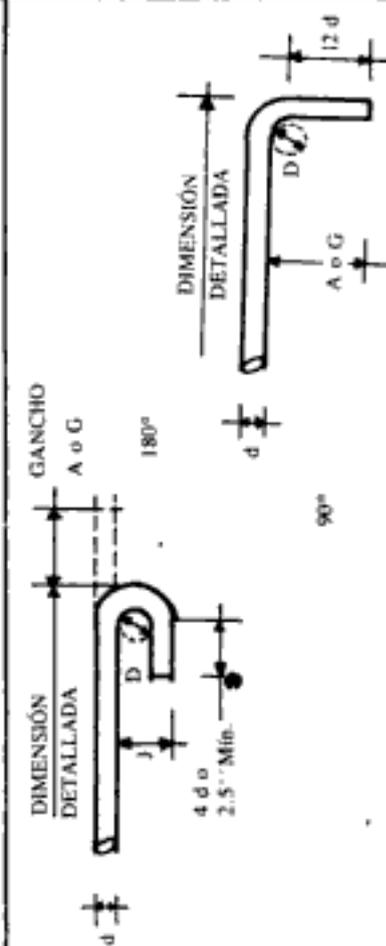
- Calcular la reacción neta σ_n del suelo que será igual a:

$$\sigma_n = \sigma_a - \sigma_c$$

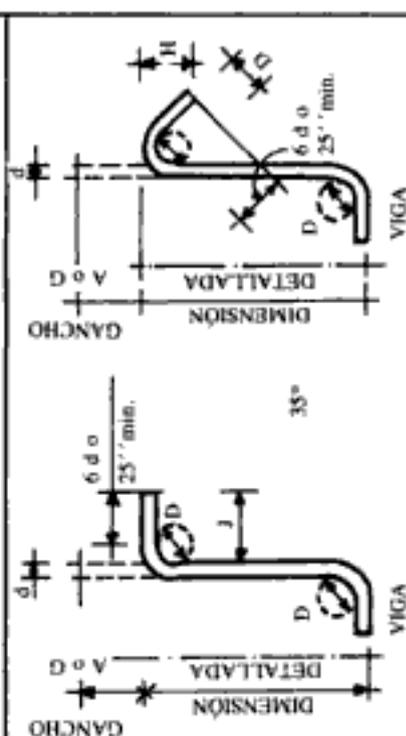
Tabla 24.4

Tamaño de barra	GANCHOS ESTÁNDAR				GANCHOS EN ESTRIBOS			
	Diámetro del doblez (pulg)	Gancho de 180°		Diámetro del doblez (pulg)	Gancho a 90°		Gancho a 135°	
		A o G	J		A o G	H		
3	2 1/4	5	3	1 1/2	4	4	2 1/2	
4	3	6	4	2	4 1/2	4	3	
5	3 3/4	7	5	2 1/2	6	5 1/2	3 3/4	
6	4 1/2	8	6	3	6 1/2	6 1/2	4 1/2	
7	5 1/4	10	7					
8	6	11	8					
9	9	1-3	11 1/4					
10	10 1/4	1-5	1-0 3/4					
11	11 1/4	1-7	1-2 1/4					
14	17	2-2	1-8 1/2					
18	22 3/4	2-11	2-3					

GANCHOS ESTÁNDAR



GANCHOS EN ESTRIBOS



$$\sigma_n = \frac{P}{A}$$

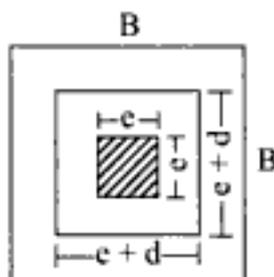
3. Calcular el peralte efectivo d de la zapata por la fórmula:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot B}}$$

en la que $K = \frac{1}{2} f_c \cdot k \cdot j$; $k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}}$ y $j = 1 - \frac{k}{3}$, siendo B el ancho de la zapata.

4. Como el peralte por momento es normalmente menor que el necesario para resistir corte, se multiplica d por 1.5 y se revisa al corte así:

$$V_{ac} = \sigma_n [B^2 - (e + d)^2], \text{ por lo que:}$$



$$v_{act} = \frac{V_c}{b \cdot d}, \text{ valor que debe ser menor que:}$$

$$v_{ad} = 0.27 \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} \text{ pero no mayor que: } 0.53 \sqrt{f'_c}$$

Para calcular V_c se tiene que considerar la sección crítica a la distancia de $\frac{d}{2}$ en zapatas cuadradas y rectangulares, y a una distancia d en zapatas continuas.

5. Calcular el refuerzo necesario por flexión por la fórmula:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

6. Calcular el acero por temperatura. Si el refuerzo por temperatura resulta mayor que el refuerzo de flexión, debe emplearse el de temperatura. Separación máxima del refuerzo por temperatura igual a 30 cm.
7. Revisar longitud de desarrollo:

$$l_d = \frac{0.06 A_v \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}}, \text{ pero debe ser mayor de } (0.006) (d_v) (f_y) \text{ y no menor de } 30 \text{ cm, en donde } A_v \text{ es el área de la varilla y } d_v \text{ el diámetro efectivo de la varilla a usar.}$$

SECUELA PARA EL CÁLCULO DE ZAPATAS POR TEORÍA ÚLTIMA

Cargas:

$$\text{Carga muerta} = C.M. \times 1.4 =$$

$$\text{Carga viva} = C.V. \times 1.7 =$$

$$\text{Carga total} = \Sigma = C.M. \times 1.4 + C.V. \times 1.7 = P_u$$

$$P = C.M. + C.V. \text{ (sin incremento)}$$

1. Teoría de Winter:

$$\text{Área de la zapata} = A = \frac{P + \% P}{\sigma_n}$$

$B = \sqrt{A} \Rightarrow B$ se aproxima a un valor cerrado cercano y se calcula el área nueva = A_n .

$$\text{Se calcula } \sigma_n = \frac{P_u}{A_n}$$

2. Calcular el momento externo = M_u :

$$M_u = \frac{\sigma_n \cdot C^2 \cdot B}{2} \text{ (igual que en teoría elástica, nada más que } \sigma_n \text{ ahora es mayor).}$$

3. Fijar f'_c y f_y .
4. Fijar la cuantía entre los límites mínimo y máximo siguientes:

Mínimo $\rightarrow \rho =$ porcentaje de acero por temperatura.

Máximo $\rightarrow \rho = 0.75 p_b$ en la que:

$$p_b = 0.85 K_1 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6115}{6115 + f_y}$$

El valor de K_1 es de 0.85 cuando f'_c sea igual o menor de 280 kg/cm². Cuando f'_c sea mayor de 280 kg/cm², restar 0.05 por cada 70 kg/cm² que f'_c exceda de 280 kg/cm².

Es necesario recordar que si el porcentaje de acero o cuantía queda entre $\rho_{\min} =$ porcentaje de acero por temperatura y $0.18 \frac{f'_c}{f_y}$, no es

necesario calcular deformaciones.

Hidden page

ZAPATAS CORRIDAS REFORZADAS PARA MUROS. TEORÍA ELÁSTICA

Ejemplo:

Calcular una zapata corrida para un muro de concreto que transmite una carga uniformemente distribuida de 13 toneladas por metro.

Datos

Ancho del muro = 30 cm.

Capacidad de carga admisible de la cimentación corrida = $\sigma_a = 1.0 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ Tm/m}^2$.

$$\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3 = 2.5 \text{ Tm/m}^3$$

$$f_s = 1,400 \text{ kg/cm}^2 \quad (f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2; f_c = 0.45 \times f'_c = 79 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 12$$

Esfuerzo admisible a corte = $v_{ad} = 0.29 \sqrt{f'_c} = 0.29 \sqrt{175} = 3.84 \text{ kg/cm}^2$, al analizarse como viga.

CÁLCULO DE LA REACCIÓN NETA

Para calcular la reacción neta del suelo se supondrá un peralte efectivo $d = 15$ cm, que más el recubrimiento de 7.0 cm da un peralte total $h = 15 + 7.0 = 22.0$ cm. La reacción neta tendrá un valor de: $\sigma_n = \sigma_a - \sigma_c = 10 - (0.22 \times 2.5) = 10 - 0.55 = 9.45 \text{ Tm/m}^2 = 0.945 \text{ kg/cm}^2$.

Considerando una longitud unitaria de losa se tiene:

$$\sigma_n = \frac{P}{A} = \frac{P}{B.L}; \therefore B.L = \frac{P}{\sigma_n}, \text{ y como } L = 1.0 \text{ m}$$

se tiene:

$$B = \frac{P}{\sigma_n} = \frac{13}{9.45} = 1.38 \text{ m. Se usará } 1.40 \text{ m.}$$

Al usar como valor de $B = 1.40$ m, en vez de 1.38 m, se tendrá una nueva sigma neta. Por lo tanto:

$$\sigma_n = \frac{13}{1.4 (1.0)} = 9.3 \text{ Tm/m}^2 = 0.93 \text{ kg/cm}^2$$

CÁLCULO DEL PERALTE Y DEL REFUERZO POR MOMENTO FLECTOR

Ya se ha dicho que la sección crítica para el momento flector y para la adherencia es la misma, y para este ejemplo, como sí hay dala o contracicamiento bajo el muro, es aquélla definida por el plano vertical que pasa por el paramento del muro (ver figura 24.7).

El momento flector considerando un metro de muro ($L = 1.0$ m) valdrá:

$$M = \sigma_n \cdot c \cdot L \cdot \frac{c}{2} = \frac{\sigma_n \cdot c^2}{2} = \frac{9.3 (0.55)^2}{2} =$$

$$= 1.407 \text{ Tm} - \text{m} = 1407 \text{ kg-m} = 140,700 \text{ kg-cm}$$

Para la sección balanceada las constantes son (ver página 353):

$$k = 0.407; j = 0.864 \text{ y } K = 14.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{140,700}{14.06 \times 100}} = 10 \text{ cm}$$

Como el peralte por momento salió menor de 15 cm, que es el mínimo aconsejable, y que ha sido el supuesto, se trabajará con 15 cm.

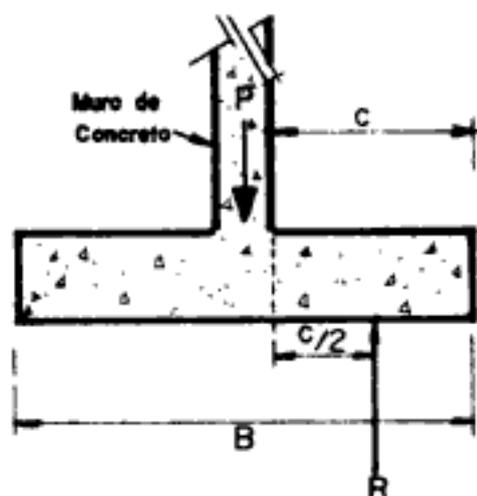


Figura 24.7

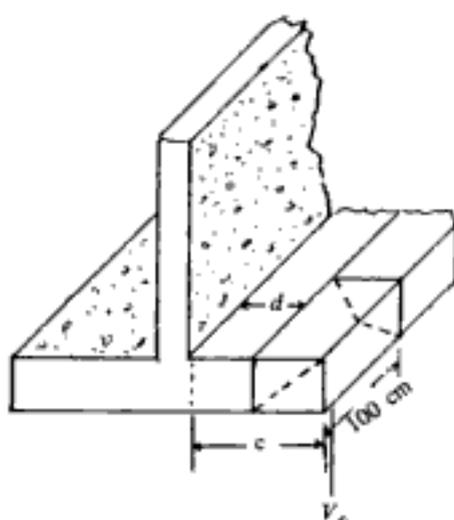


Figura 24.8

REVISIÓN DEL PERALTE POR CORTE

El análisis de la zapata por corte se hará en una sección a una distancia d de la cara del muro de concreto (ver figura 24.8), por lo que la fuerza de corte (V_c) igual a R en la figura vale:

$$V_c = \sigma_n (c - d) 100 = 0.93 (55 - 15) 100 = 3720 \text{ kg}$$

El esfuerzo de corte actuante en la sección mencionada es de:

$$v_c = \frac{V_c}{b \cdot d} = \frac{3720}{100 \times 15} = \frac{3,720}{1,500} = 2.47 \text{ kg/cm}^2$$

El resultado anterior indica que la losa de 15 cm de peralte efectivo trabajará bien al corte, ya que 2.47 kg/cm^2 es menor que 3.84 kg/cm^2 , que es el permisible.

CÁLCULO DEL REFUERZO

La cantidad necesaria de refuerzo para resistir el momento debe ser de:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{140,700}{1,400 \times 0.864 \times 15} = 7.8 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas del No. 3 ($3/8'' \phi$) se tiene:

$$N = \frac{A_s}{A_v} = \frac{7.8}{0.71} = 11 \text{ var.}$$

Se colocarán varillas del No. 3 a 9 cm de centro a centro. La primera varilla y la última se colocarán a la mitad de la separación calculada, o sea a 4.5 cm del borde de la losa.

Revisión de la longitud de desarrollo:

La longitud de desarrollo para varilla No. 3 y con $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$ estará dada por el resultado mayor que se obtenga en las siguientes expresiones:

$$l_d = \frac{0.06 A_v \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{(0.06) (0.71) (2,800)}{\sqrt{175}} = 9.01 \text{ cm}$$

$$l_d = (0.006) (d_v) (f_y) = (0.006) (0.95) (2,800)$$

$$= 15.96 \text{ cm}$$

$$l_d = 30.0 \text{ cm}$$

Se usará el mayor valor, o sea $l_d = 30 \text{ cm}$

Suponiendo un recubrimiento de 7.5 cm entre el extremo de la varilla y el borde de la zapata, la longitud de desarrollo disponible es de $C - 7.5 = 55 - 7.5 = 47.5 \text{ cm}$, que es mayor que la longitud l_d requerida.

REFUERZO POR TEMPERATURA

Este refuerzo se coloca perpendicular al refuerzo por flexión y sirve para absorber tanto los esfuerzos de contracción por fraguado y temperatura como para ayudar a tomar los esfuerzos producidos por alguna variación en las reacciones del suelo. Además, sirve para fijar el acero de flexión.

$$A_t = p \cdot b \cdot h = (0.002) (140) (15 + 7.5) = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Varillas del No. 3 necesarias: } N = \frac{6.3}{0.71} = 9$$

Se usarán varillas del No. 3 a 15.5 cm de centro a centro. La primera y la última varilla se colocarán a la mitad del espacio calculado. Hay por supuesto que cerrar valores (ver figura 24.9).

ZAPATAS REFORZADAS AISLADAS Y CUADRADAS PARA COLUMNAS. TEORÍA ELÁSTICA

Para el análisis de estas zapatas se sigue el mismo procedimiento ya visto para el cálculo de las zapatas para muros, pero con la diferencia de que en las zapatas

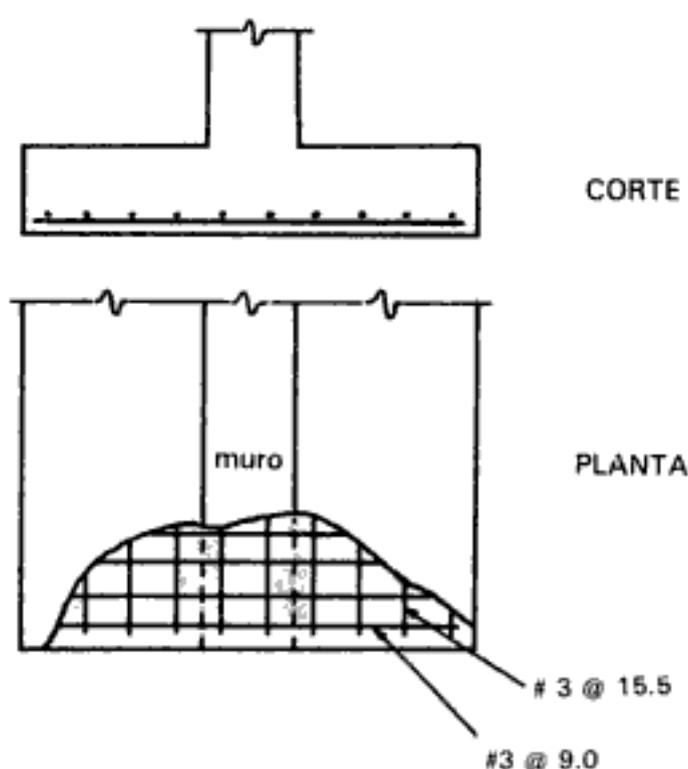


Figura 24.9

cuadradas el refuerzo a flexión se coloca en las dos direcciones. Las secciones críticas son las que se indicaron con anterioridad.

Ejemplo:

Calcular la zapata cuadrada necesaria para cimentar una columna de 0.60 m \times 0.60 m que en su base transmite una carga de 180 Tm.

Datos:

$$\sigma_a = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2.5 \text{ Tm/m}^3$$

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 79 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{ad} = 0.53 \sqrt{f'_c} = 7.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1,400 \text{ kg/cm}^2 \quad (f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2)$$

$$k = 0.41$$

$$j = 0.864$$

$$K = 14 \text{ kg/cm}^2$$

CÁLCULO DEL ÁREA DE LA ZAPATA

El peso de la zapata de cimentación se pondrá del 6% de la carga de la columna; por lo tanto, la carga total será (ver figura 24.10):

$$P_T = 180 + 10.8 = 190.8 \text{ Tm}$$

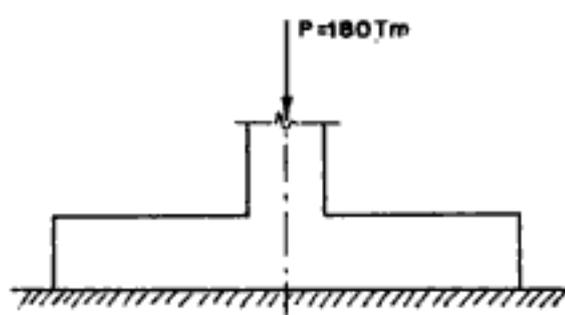


Figura 24.10

El área de la zapata será:

$$A = P_T / \sigma_n = \frac{190,800}{2.5} = 76,300 \text{ cm}^2 = 7.63 \text{ m}^2$$

siendo la zapata cuadrada, se tendrá:

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{7.63} = 2.76 \text{ m}$$

Se tomará como valor de B el de 2.80 m, por lo que la nueva área de la zapata (ver figura 24.11) será de 7.84 m² en vez de 7.63 m².

La sigma neta (σ_n) será por lo tanto de:

$$\sigma_n = 180/7.84 = 22.96 \text{ Tm/m}^2 = 2.3 \text{ kg/cm}^2$$

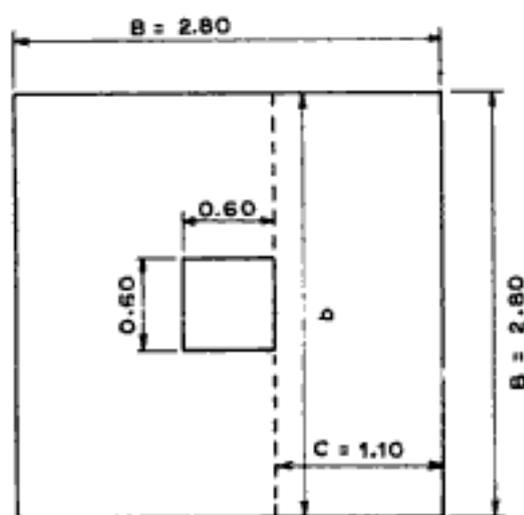


Figura 24.11

Hidden page

Se usará la varilla del No. 7 que tiene un $d_v = 2.2$ cm y una $A_v = 3.87$ cm²

Número de varillas del No. 7 = $67.1/3.87 = 17.3 \cong 18$

Se usarán varillas No. 7 a 15.6 cm de c. a c. quedando el resto del espacio para los extremos, tratando de que la primera varilla y la última queden a la mitad de la separación calculada, aproximadamente.

Verificación de la longitud de desarrollo:

Para varillas No. 7 y $f_y = 2,800$ kg/cm²

$$l_d = \frac{0.06 A_v \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{(0.06) (3.87) (2,800)}{\sqrt{175}} = 49.15 \text{ cm}$$

$$l_d = 0.006 \cdot d_v \cdot f_y = (0.006) (2.2) (2,800) = 37.30 \text{ cm}$$

Se tomará $l_d = 49$ cm

Suponiendo un recubrimiento de 7.5 cm entre el extremo de la varilla y el borde de la zapata, la longitud disponible de desarrollo será:

$$C - 7.5 = 110 - 7.5 = 102.5 \text{ cm}$$

que es mayor que 49 cm.

En definitiva quedará el espesor de losa y el armado de la misma así (ver figura 24.13):

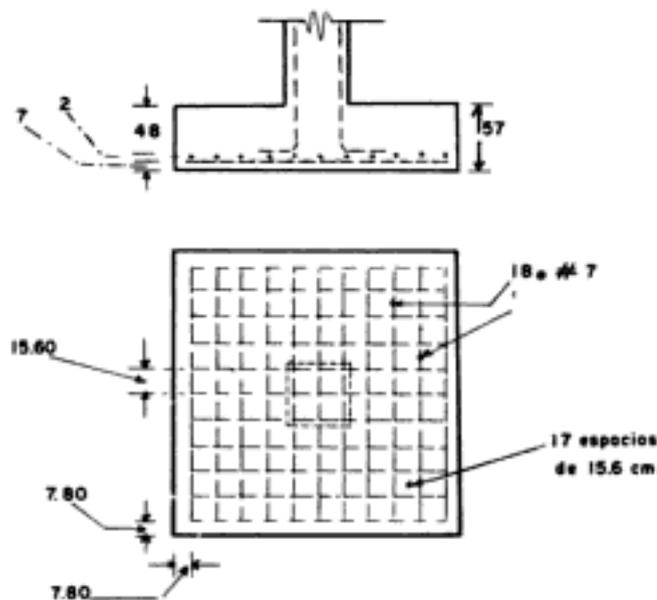


Figura 24.13

Como se puede observar en la figura anterior, el armado, por ser zapata cuadrada, es el mismo para el otro lado de la zapata.

En las páginas 364 a 367 se presentó el diseño, por teoría elástica, de una zapata cuadrada. Ahora se resolverá el mismo problema por teoría última.

Datos:

Col. 0.60×0.60 m; $C.V. = 90$ Tm; $C.M. = 90$ Tm; $\sigma_a = 25$ Tm/m², $f'_c = 175$ kg/cm²; $f_y = 2,530$ kg/cm²; $P = 180$ Tm

1. Cálculo del área de la zapata:

$$A = \frac{P + \% P}{\sigma_a} = \frac{180 + 10.8}{25} = 7.63 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{7.63} = 2.76 \text{ m} \Rightarrow B = 2.80$$

$$A_n = 7.84 \text{ m}^2$$

$$\sigma_n = \frac{P_n}{A_n} = \frac{90 \times 1.4 + 90 + 1.7}{7.84}$$

$$= 35.58 \text{ Tm/m}^2 \text{ o } 3.558 \text{ kg/cm}^2$$

2. Cálculo del momento externo = M_u .

$$M_u = \frac{\sigma_n \cdot C^2 \cdot B}{2} = \frac{3.558 \times (110)^2 \times 280}{2} = 6,024,252 \text{ kg-cm} \quad \text{m}$$

3. Cálculo de las cuantías:

$$\rho_{\min} = 0.0020$$

$$\rho_{\max} = 0.75 p_b = 0.75 (0.85) (0.85) \left(\frac{6,115}{6,115 + 2,530} \right) \left(\frac{175}{2,530} \right)$$

$$= (0.75) (0.035) = 0.0265, \text{ ya que } p_b = 0.85 K_1 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\times \frac{6,115}{6,115 + f_y} \text{ y como } f'_c < 280 \text{ kg/cm}^2 \text{ se usó } K_1 = 0.85$$

Se tomó como cuantía 0.01 al tanteo, ya que:

$$0.0020 < 0.01 < 0.0265$$

4. Cálculo del peralte por flexión:

$$d^2 = \frac{M_u}{\phi \cdot \rho \cdot b \cdot f_y \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right)}$$

$$= \frac{6,000,000}{0.90 \times 0.01 \times 280 \times 2,530 \left(1 - 0.59 \times 0.01 \frac{2,530}{175} \right)}$$

$$= 1,080 \text{ cm}^2 \quad d = \sqrt{1,080} = 32.0 \text{ cm} > 15.0 \text{ cm o.k.}$$

Suponiéndole un valor de $1.5 d$ por corte se tomarán, cerrando valores (ver figura 24.14):

$$d = 50 \text{ cm}$$

5. Comprobación al corte:

En zapatas cuadradas controla el corte por penetración:

$$V_u = \sigma_n [B^2 - (e + d)^2] = 35,450 [(2.80)^2 - (0.60 + 0.50)^2]$$

$$= 235,034 \text{ kg}$$

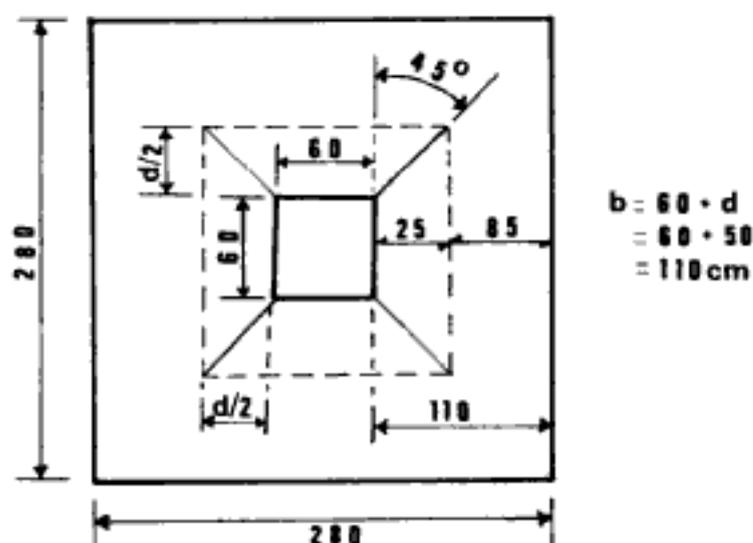


Figura 24.14

Hidden page

en las zapatas aisladas rectangulares sí es necesario analizar los dos sentidos de la zapata, y además que el acero de flexión en el sentido corto debe colocarse de acuerdo con la especificación relativa a momentos flectores de la página 351

Los puntos que deben resolverse serán:

1. Suponer un valor P' , como peso propio de la zapata (de 6 al 10% de la carga P dada por la columna) y calcular el área de la misma.

$$A = \frac{P + P'}{\sigma_a}$$

2. Calcular el valor de la sigma neta

$$\sigma_n = \sigma_a - \sigma_c.$$

3. Considerar el sentido largo de la zapata y obtener el valor del largo c del cantiliver que se va a analizar.
4. Calcular el peralte efectivo d por momento flector.
5. Estimar un nuevo valor de d , mayor que el obtenido por momento. Revisar por corte analizando dos criterios, la falla por corte considerando que la zapata actúa como una viga en la dirección larga y la falla tradicional de corte por penetración en zapatas aisladas.
6. Si no se satisface el valor del corte admisible, aumentar el peralte supuesto hasta obtener un corte admisible.
7. Calcular el área de acero, considerando, además, que el mínimo admitido es de 0.20% del área de concreto ($0.0020 A_c$).
8. Revisar por longitud de desarrollo en la forma ya conocida.
9. Considerar el sentido corto y determinar la longitud c , del cantiliver a analizar.
10. Verificar el área de acero en el sentido corto.
11. Calcular el área de acero en el sentido corto. De este acero calculado se pondrá una cantidad $p' A_s$ uniformemente en una faja central igual al ancho de la zapata, y la parte restante deberá distribuirse de manera balanceada en el resto del largo de la zapata. Los valores necesarios son:

$$p' = \frac{2}{s + 1}; \quad s = L/B$$

L = largo de la zapata; B = ancho de la zapata.

Ejemplo

Revisión de una zapata rectangular sujeta a una carga P y a un momento M (ver figura 24.15).

$$P = 50 \text{ Tm}; \quad P' = 0.08P; \quad P' = 4 \text{ Tm}$$

$$M = 15 \text{ Tm-m}$$

Hidden page

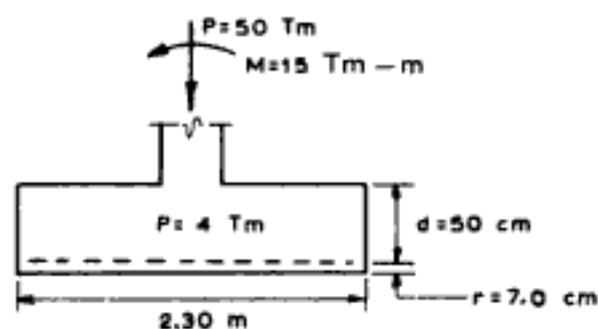


Figura 24.16

Para hacer el problema más objetivo se van a separar, y luego a combinar, los diagramas de esfuerzos.

El diagrama de esfuerzos es uniforme debido a la carga vertical total, y vale (ver figura 24.17):

$$\sigma_1 = \sigma_1' = P_T/A$$



Figura 24.17

El diagrama de esfuerzos es del tipo de la figura 24.18, debido al momento y vale:

$$\sigma_2 = \frac{M \cdot c}{I}; \sigma_2' = -\frac{M \cdot c}{I}$$

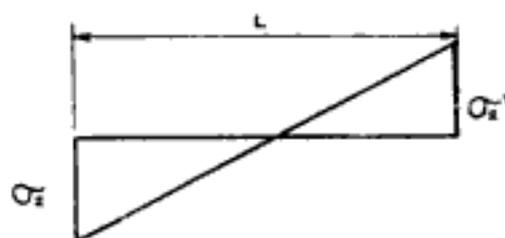


Figura 24.18

La combinación de los dos diagramas anteriores proporcionará el diagrama de esfuerzos resultante, que puede ser de cualquiera de las figuras 24.19a, b o c.

Hidden page

Hidden page

Hidden page

Se calculará ahora el valor de la fuerza V que provocará el momento máximo en el empotramiento (ver figura 24.25):

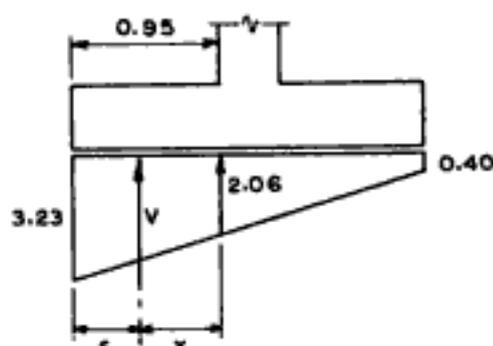


Figura 24.25

$$V = \left(\frac{32.3 + 20.6}{2} \right) (0.95)(1.20) \\ = 30.1 \text{ Tm}$$

El punto de aplicación de la fuerza V se encuentra a una distancia S del extremo de la ménsula, cuyo valor es:

$$S = c/3 \times \frac{\sigma_n + 2 \sigma_x}{\sigma_n + \sigma_x} = \frac{0.95}{3} \times \frac{3.23 + (2 \times 2.06)}{3.23 + 2.06} = 0.441 \text{ m}$$

La distancia del punto de aplicación de la fuerza V al empotramiento de la ménsula es por lo tanto de:

$$x = c - S = 0.95 - 0.44 = 0.51 \text{ m}$$

CÁLCULO DEL MOMENTO FLECTOR

El momento en el empotramiento vale:

$$M = V \cdot x = 30.1 \times 0.51 = 15.4 \text{ Tm-m} = 15,400 \text{ kg-m} = 1,540,000 \text{ kg-cm.}$$

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO

El área de acero necesaria es de:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{1,540,000}{1,300 \times 0.86 \times 50} = 27.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = (0.0020) (57) (120) = 13.68 \text{ cm}^2 < 27.5 \text{ cm}^2$$

El número de varillas No. 5 necesario es de:

$$N = \frac{27.5}{1.99} = 14$$

Como se puede observar en cuanto a la cantidad de acero la zapata está bien, ya que se necesitan 14 varillas de $5/8'' \phi$, que son las que tiene.

Se revisará ahora la longitud de desarrollo:

La longitud de desarrollo para varillas No. 5 y con $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$ estará dada por la mayor de estas expresiones:

$$l_d = \frac{0.06 A_v \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.06 (1.99) (2,800)}{\sqrt{175}} = 25.27 \text{ cm}$$

$$l_d = 0.006 d_v \cdot f_y = 0.006 (1.59) (2,800) = 26.71 \text{ cm}$$

$$l_d = 30 \text{ cm}$$

Se usará: $l_d = 30 \text{ cm}$ por ser el mayor valor de los tres. Suponiendo un recubrimiento de 7.5 cm entre el extremo de la varilla y el borde de la zapata, la longitud de desarrollo disponible será:

$c - 7.5 = 95 - 7.5 = 87.5 \text{ cm}$, que es mayor a la l_d requerida.

REVISIÓN POR CORTE

Para revisar al corte se analizarán los dos criterios ya conocidos (ver figuras 24.26a y b).

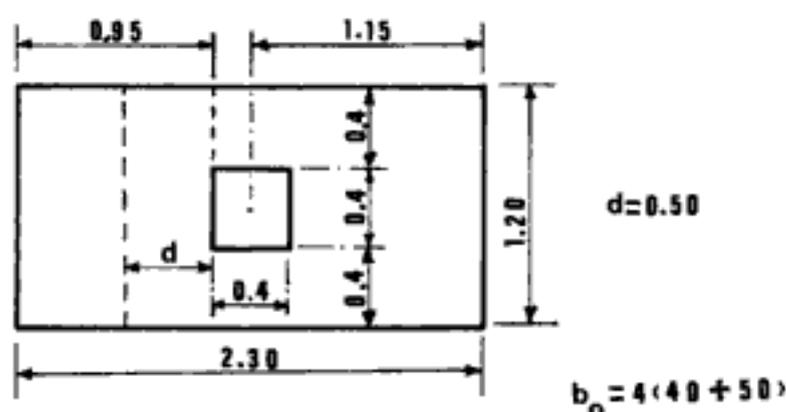


Figura 24.26a

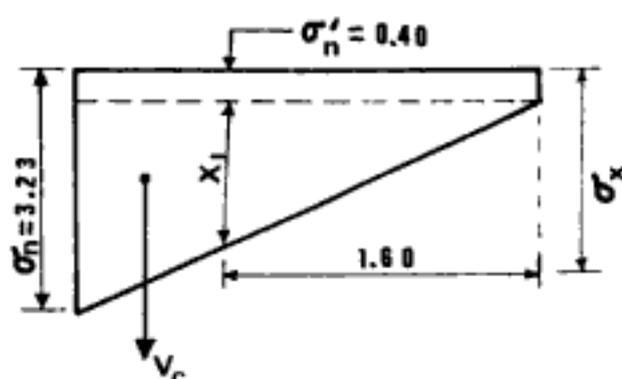


Figura 24.26b

a) Zapata actuando como viga en la dirección larga.

Se obtendrá el valor de σ_x por medio de la relación siguiente:

$$\frac{\sigma_n - \sigma_n'}{2.30} = \frac{x_1}{1.85}$$

$$x_1 = \frac{(2.83)(1.85)}{2.30} = 2.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x = 2.28 + 0.40 = 2.68 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora se calculará el valor de la fuerza V .

$$V = \left(\frac{3.23 + 2.68}{2} \right) (45) (120) = 15,957 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{15,957}{(120)(50)} = 2.66 \text{ kg/cm}^2$$

por considerar que la zapata actúa como viga.

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'_c} = 0.29 \sqrt{175} = 3.84 \text{ kg/cm}^2 > 2.66 \text{ kg/cm}^2$$

por lo cual es adecuado el peralte por corte en una dirección.

b) Revisión del corte por penetración.

$$V = \frac{3.23 + 0.40}{2} \left[(230)(120) - (40 + 50)^2 \right] =$$

$$V = 35,393 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{b_o \cdot d} = \frac{35,393}{4(40 + 50)(50)} = 1.97 \text{ kg/cm}^2$$

La sección de la columna es cuadrada, por lo tanto gobierna la siguiente expresión para v_c :

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{175} = 7.01 \text{ kg/cm}^2, \text{ el cual es mayor que } v = 1.97 \text{ kg/cm}^2.$$

Con lo anterior se concluye que, de acuerdo con los datos dados, el lado largo de la zapata se encuentra bien.

CÁLCULO DEL LADO CORTO DE LA ZAPATA RECTANGULAR

El lado corto se calcula de la misma manera que el lado largo, pero recordando la especificación con relación a la distribución del acero en el mismo.

Para que el estudio del lado corto se visualice con más facilidad, en la figura 24.27 se dibuja una perspectiva del diagrama de esfuerzos netos, los cuales fueron determinados al comenzar la resolución de este problema.

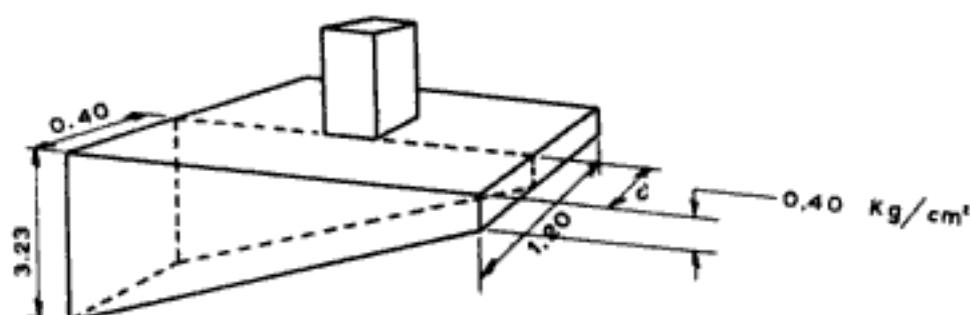


Figura 24.27

Como puede observarse, no es necesario volver a determinar el espesor de la losa, ya que los esfuerzos en el lado corto son menores a los del lado largo. Debido a lo anterior, nada más se determinará el momento para obtener el área de acero y distribuirlo de acuerdo con la especificación ya conocida.

CÁLCULO DEL MOMENTO FLECTOR

El momento flector en el empotramiento de la ménsula corta vale:

$$M = V \cdot x_2$$

siendo V la fuerza de adherencia, y x_2 la distancia del punto de aplicación de la misma al empotramiento de la ménsula (ver figura 24.28).

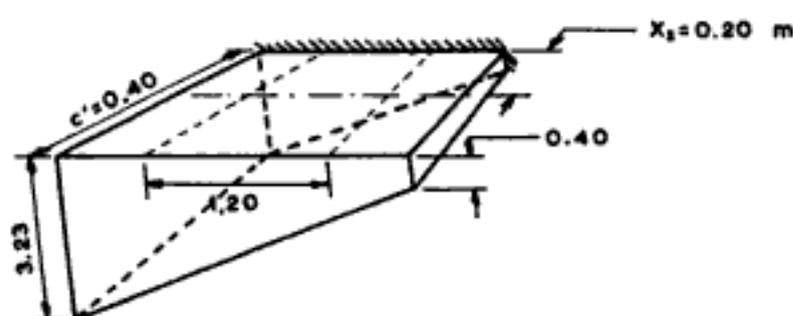


Figura 24.28

$$V = \left(\frac{3.23 + 0.40}{2} \right) (230) (40) = 16,700 \text{ kg}$$

$$X_2 = c'/2 = 40/20 = 20 \text{ cm}$$

$$M = 16,700 \times 20 = 334,000 \text{ kg-cm}$$

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO Y SU DISTRIBUCIÓN

La cantidad de refuerzo para el lado corto es de:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{334,000}{1,300 \times 0.86 \times 50} = 5.97 \text{ cm}^2$$

Como es un área de acero bastante pequeña se comprobará con el área de acero necesaria por temperatura:

$$A_t = p \cdot b \cdot h = (0.002) (230) (57) = 26.2 \text{ cm}^2$$

Como se puede advertir, es necesario hacer uso del área de acero de 26.2 cm² para el lado corto por ser mayor que la necesaria por flexión.

El número de varillas del No. 5 totales será:

$$N = \frac{26.2}{1.99} = 13.18 = 13 \text{ var. No. 5}$$

y se repartirán así:

En la parte central, en un ancho igual al ancho B de la zapata, se colocará un área de acero de:

$$A'_s = A_t \cdot \frac{2}{S + 1}, \text{ siendo } S = L/B = \frac{2.30}{1.20} = 1.92$$

Hidden page

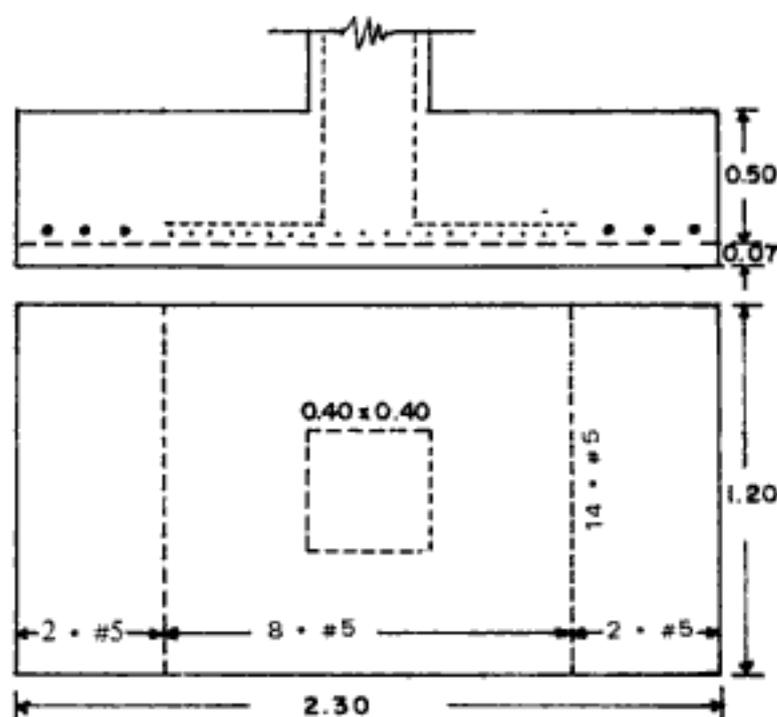


Figura 24.30

DISEÑO DE UNA ZAPATA CIRCULAR

Datos:

$$P = 180 \text{ Tm}$$

$$D = \text{diámetro de la columna} = 0.60 \text{ m}$$

$$\sigma_a = 25 \text{ Tm/m}^2$$

$$\gamma_c = 2.5 \text{ Tm/m}^3$$

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 79 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = 0.53 \sqrt{f'_c} = 7.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1,400 \text{ kg/cm}^2; f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0.864$$

$$K = 14 \text{ kg/cm}^2$$

1. Cálculo del área de la zapata circular:

Se usará como peso de la zapata el 6% de la carga en la columna.

$$P' = 180 + 10.8 = 190.8 \text{ Tm} = \text{carga total}$$

$$A = \frac{P'}{\sigma_a} = \frac{190,800}{2.5} = 7.63 \text{ m}^2$$

$A = \frac{\pi D^2}{4}$, por lo que el diámetro de la zapata es de:

$$D = \sqrt{\frac{7.63}{0.7856}} = 3.12 \text{ m} = 3.20 \text{ m}$$

$$A_n = 0.7856 \times (3.20)^2 = 8.04 \text{ m}^2$$

$$\sigma_n = \frac{180}{8.04} = 2.24 \text{ kg/cm}^2$$

2. Cálculo del peralte efectivo de la zapata:

$M = \sigma_n \cdot A \cdot r_o = \text{fuerza por distancia.}$

$$\sigma_n = 2.24 \text{ kg/cm}^2$$

$A = \text{Área } abcd \text{ de la sección considerada } (\theta = 30^\circ)$

$r_o = \text{Distancia del centroide de } abcd \text{ a la cara } bc \text{ de la columna}$

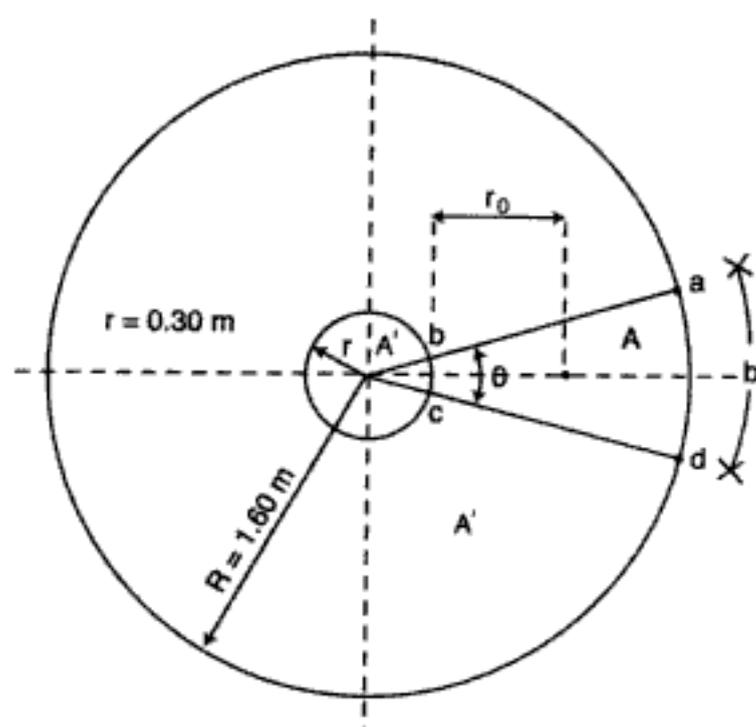


Figura 24.31 Sección de momento.

El área A del sector anular $abcd$ se puede obtener así:

$$A = \frac{A' - A''}{12} = \frac{8.04 - 0.28}{12} = 0.646 \text{ m}^2$$

o por la fórmula:

$$A = \frac{2 \alpha \pi}{360} (R^2 - r^2) = \frac{2 \times 15 \times 3.1416}{360} (1.6)^2 - (0.3)^2 = 0.646 \text{ m}^2$$

La determinación de la distancia r_o del centroide del sector anular $abcd$ se obtiene por la fórmula:

$$r_o = 38.197 \frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2} \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\alpha}, \text{ siendo } \alpha = \frac{\theta}{2}$$

$$= 38.197 \frac{(1.6)^3 - (0.3)^3}{(1.6)^2 - (0.3)^2} \cdot \frac{0.2588}{15} = 0.75 \text{ m}$$

El momento flector valdrá:

$$M = \sigma_n \cdot A \cdot r_o$$

o sea que es igual al producto de la presión neta por el área y por la distancia del centroide del área al paramento mencionado.

$$M = 22,400 (0.646) (0.75) = 10,800 \text{ kg-m} = 1,080,000 \text{ kg-cm}$$

$$b = \frac{\pi D}{12} = \frac{3.1416 \times 0.60}{12} = 0.15708 \text{ m}$$

y el peralte efectivo será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{1,080,000}{(14) (15.7)}} = 70 \text{ cm}$$

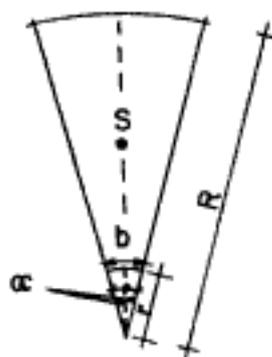


Figura 24.32

3. Revisión al corte:

$$d = 70 \text{ cm}; \frac{d}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$b_o = \frac{2\pi\left(r + \frac{d}{2}\right)}{4} = \frac{2 \times 3.1416 (0.30 + 0.35)}{4} = 1.021 \text{ m}$$

Área del sector que provoca corte.

$$A = \pi \left(\frac{D^2 - D_1^2}{4} \right) \div 4 = 0.7856 [(3.2)^2 - (1.3)^2] \div 4 = 1.68 \text{ m}^2$$

$$V = \sigma_n \cdot A = (22,400) (1.68) = 37,600 \text{ kg}$$

$$v_{\text{act}} = \frac{V_c}{b_o d} = \frac{37,600}{(102.1) (70)} = 5.25 \text{ kg/cm}^2 < 7.02 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

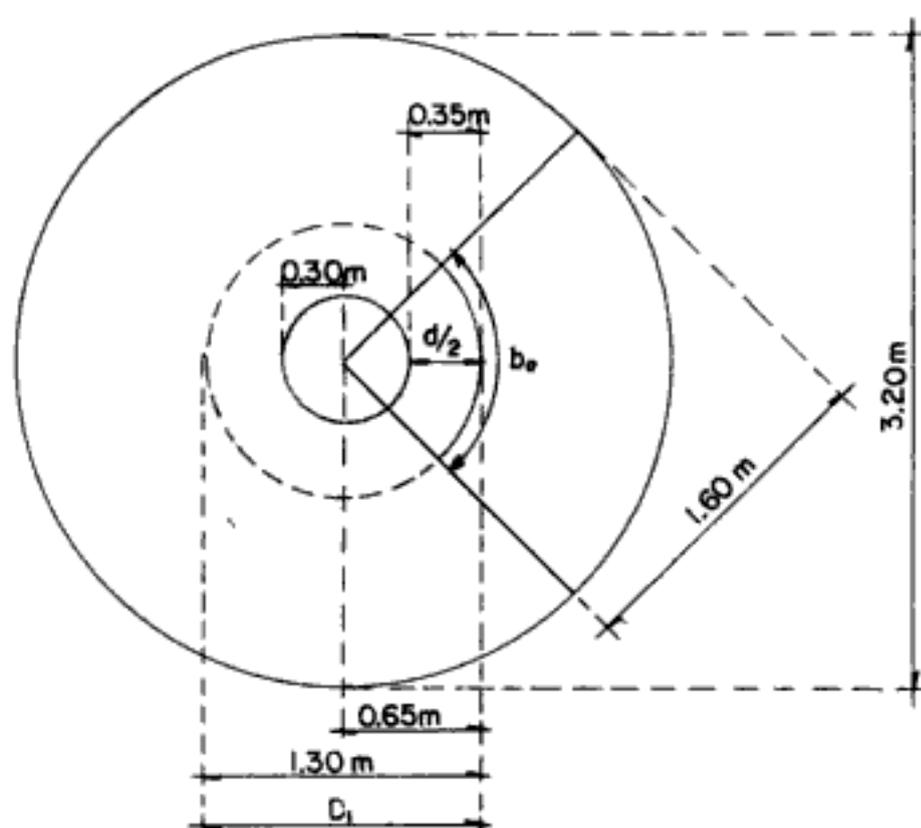


Figura 24.33 Sección de corte.

4. Cálculo del refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{1080,000}{(1,400) (0.864) (70)} = 12.8 \text{ cm}^2$$

El acero en la sección *abcd* será:

$$N = \frac{A_s}{A_v} = \frac{12.8}{6.42} = 2 \text{ var. No. 9 en la sección de } 30^\circ; \text{ o sea una varilla}$$

por cada 15° , y por lo tanto $\frac{360}{15} = 24$ varillas en toda la sección de la zapata.

5. Comprobación de la longitud de desarrollo:

La longitud de desarrollo para varillas No. 9 y $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$ estará dada por la mayor de las expresiones siguientes:

$$l_d = \frac{0.06 A_v \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{(0.06) (6.42) (2,800)}{\sqrt{175}} = 81.5 \text{ cm}$$

$$l_d = 0.006 d_v \cdot f_y = (0.006) (2.86) (2,800) = 48.0 \text{ cm}$$

$$l_d = 30 \text{ cm}$$

Se usará: $l_d = 81.5 \text{ cm}$

Suponiendo un recubrimiento de 7.5 cm entre el extremo de la varilla y el borde de la zapata, la longitud de desarrollo disponible será:

$$160 - 30 - 7.5 = 122.5 \text{ cm}$$

la cual es mayor que la requerida.

6. Refuerzo por temperatura:

$$A_t = 0.002 \cdot b \cdot h = (0.002) (160) (77) = 24.6 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{24.6}{3.87} = 6.35 \approx 7 \text{ var. No. 7, o sea var. No. 7 a } \frac{160}{7} = 22.8$$

cm de separación de c. a c.

Por comodidad se pondrán varillas No. 7 a 20 cm de c. a c. como refuerzo de temperatura (ver figura 24.34).

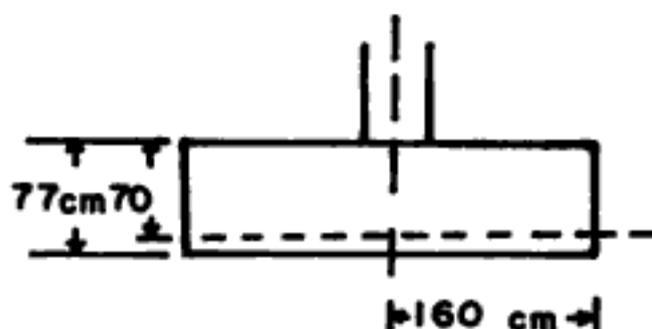


Figura 24.34

Hidden page

1. VIGA APOYADA EN AMBOS EXTREMOS CON CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA

$$C = wl$$

$$R = V = \frac{wl}{2}$$

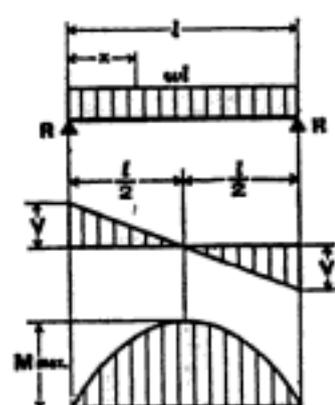
$$V_x = w \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$M_{\text{máx}} = \left(\text{en el centro} \right) = \frac{wl^2}{8}$$

$$M_x = \frac{wx}{2} (l - x)$$

$$f_{\text{máx}} = \left(\text{en el centro} \right) = \frac{5wl^4}{384EI}$$

$$f_x = \frac{wx}{24EI} (l^3 - 2lx^2 + x^3)$$



2. VIGA APOYADA EN AMBOS EXTREMOS CON CARGA AUMENTANDO UNIFORMEMENTE HACIA UN EXTREMO

$$R_1 = V_1 = \frac{W}{3} \quad C = \frac{16W}{9\sqrt{3}} = 1.0264$$

$$R_2 = V_{2\text{máx}} = \frac{2W}{3}$$

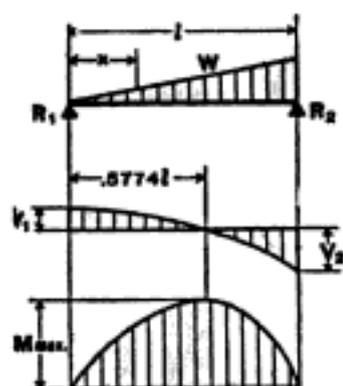
$$V_x = \frac{W}{3} - \frac{Wx^2}{l^2}$$

$$M_{\text{máx}} = \left(\text{en } x = \frac{l}{\sqrt{3}} = 0.5774l \right) = \frac{2Wl}{9\sqrt{3}} = 0.1283$$

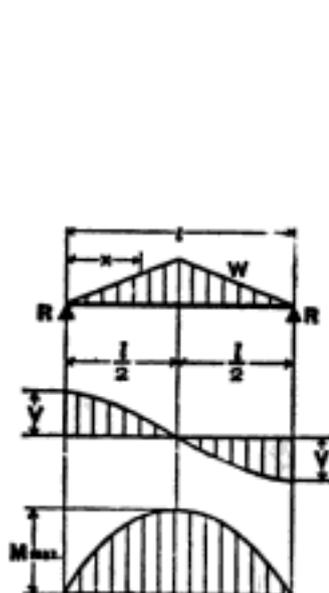
$$M_x = \frac{Wx}{3l^2} (l^2 - x^2)$$

$$f_{\text{máx}} = \left(\text{en } x = \sqrt{1 - \sqrt{\frac{8}{15}}} = 0.5193l \right) = 0.1304 \frac{W}{E}$$

$$f_x = \frac{Wx}{180EI l^2} (3x^4 - 10l^2x^2 + 7l^4)$$



3. VIGA APOYADA EN AMBOS EXTREMOS CON CARGA AUMENTANDO UNIFORMEMENTE HACIA EL CENTRO



$$C = \frac{4W}{3}$$

$$R = V = \frac{Wl}{2}$$

$$V_x = \left(\text{si } x < \frac{l}{2} \right) = \frac{W}{2l^2} (l^2 - 4x^2)$$

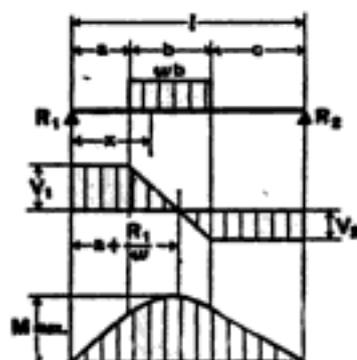
$$M_{\max} = \left(\text{al centro} \right) = \frac{Wl^3}{6}$$

$$M_x = \left(\text{si } x < \frac{l}{2} \right) = W_x \left(\frac{1}{2} - \frac{2x^2}{3l^2} \right)$$

$$f_{\max} \left(\text{al centro} \right) = \frac{Wl^3}{60EI}$$

$$f_x = \frac{Wx}{480EI l^2} \left(5l^2 - 4x^2 \right)^2$$

4. VIGA APOYADA EN AMBOS EXTREMOS CON CARGA UNIFORME, DISTRIBUIDA PARCIALMENTE



$$R_1 = V_1 = \left(\text{máx si } a < c \right) = \frac{wb}{2l} (2c + b)$$

$$R_2 = V_2 = \left(\text{máx si } a > c \right) = \frac{wb}{2l} (2a + b)$$

$$V_x = \left(\text{si } x > a \text{ como } < (a + b) \right) = R_1 - w(x - a)$$

$$M_{\max} = \left(\text{en } x = a + \frac{R_1}{w} \right) = R_1 \left(a + \frac{R_1}{2w} \right)$$

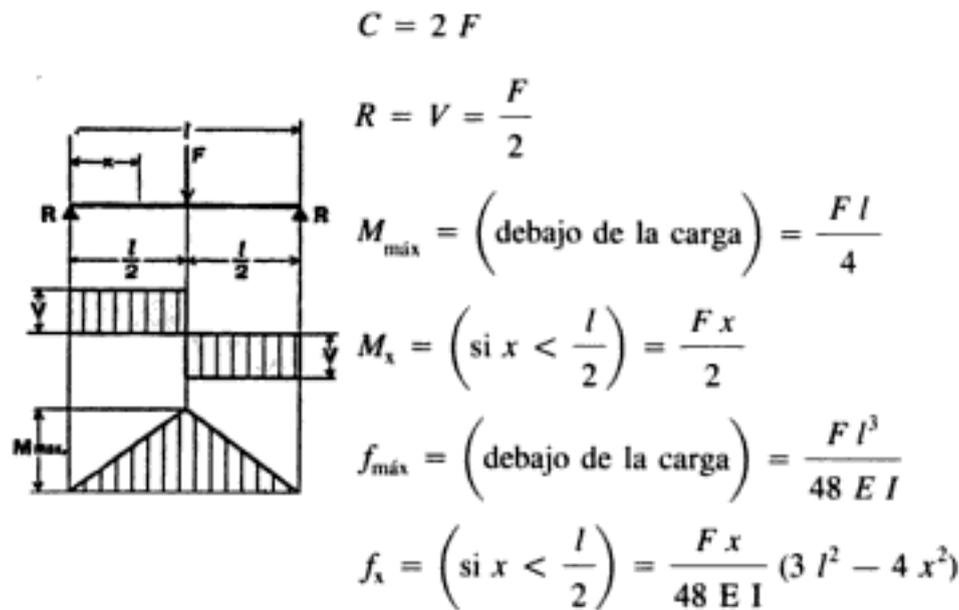
$$M_x = \left(\text{si } x < a \right) = R_1 x$$

$$M_x = \left(\text{si } x > a \text{ como } < (a + b) \right) = R_1 x - \frac{w}{2} (x - a)^2$$

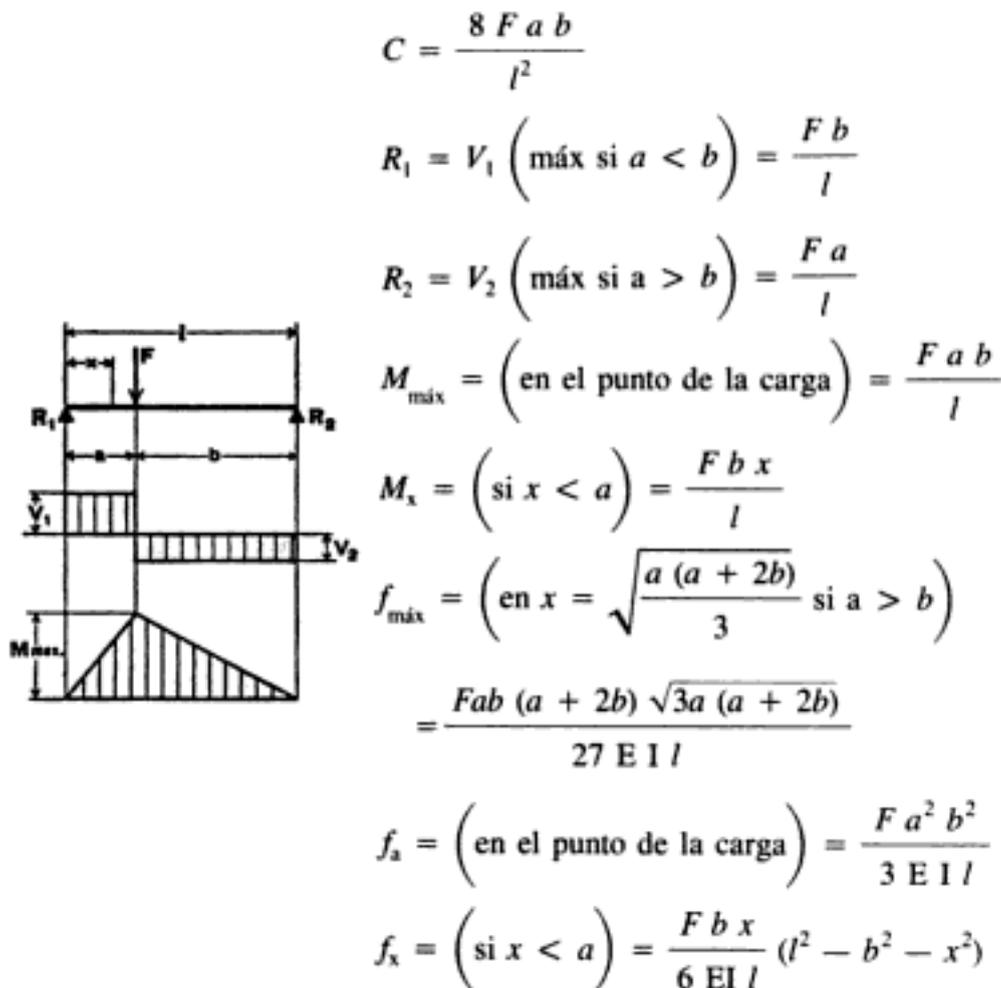
$$M_x = \left(\text{si } x > (a + b) \right) = R_2 (l - x)$$

Hidden page

7. VIGA APOYADA EN AMBOS EXTREMOS CON CARGA CONCENTRADA EN EL CENTRO



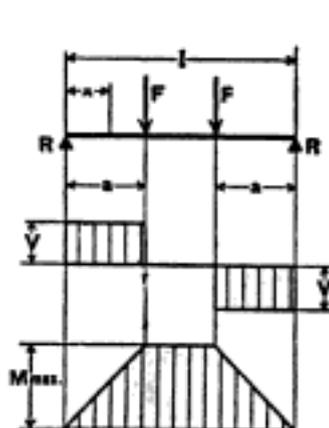
8. VIGA APOYADA EN AMBOS EXTREMOS CON UNA CARGA CONCENTRADA EN CUALQUIER PUNTO DE LA VIGA



9. VIGA APOYADA EN AMBOS EXTREMOS CON DOS CARGAS CONCENTRADAS E IGUALES, SIMÉTRICAMENTE COLOCADAS

$$C = \frac{8 F a}{l}$$

$$R = V = F$$



$$M_{\text{máx}} = \left(\text{entre ambas cargas} \right) = F a$$

$$M_x = \left(\text{si } x < a \right) = F x$$

$$f_{\text{máx}} = \left(\text{en el centro} \right) = \frac{F a}{24 E I} (3 l^2 - 4 a^2)$$

$$f_x = \left(\text{si } x < a \right) = \frac{F x}{6 E I} (3 l a - 3 a^2 - x^2)$$

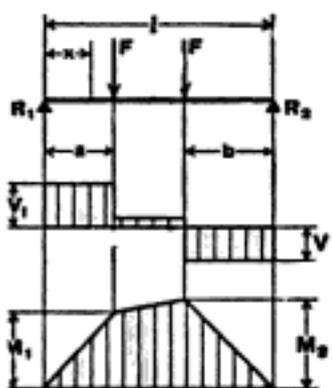
$$f_x = \left(\text{si } x > a \text{ como } < (l - a) \right)$$

$$= \frac{F a}{6 E I} (3 l x - 3 x^2 - a^2)$$

10. VIGA APOYADA EN AMBOS EXTREMOS CON DOS CARGAS CONCENTRADAS E IGUALES, PERO COLOCADAS EN CUALQUIER PUNTO DE LA VIGA

$$R_1 = V_1 \left(\text{máx si } a < b \right) = \frac{F}{l} (l - a + b)$$

$$R_2 = V_2 \left(\text{máx si } a > b \right) = \frac{F}{l} (l - b + a)$$



$$V_x = \left(\text{si } x > a \text{ como } < (l - b) \right) = \frac{F}{l} (b - a)$$

$$M_1 = \left(\text{máx si } a > b \right) = R_1 a$$

$$M_2 = \left(\text{máx si } a < b \right) = R_2 b$$

$$M_x = \left(\text{si } x < a \right) = R_1 x$$

$$M_x = \left(\text{si } x > a \text{ como } < (l - b) \right) = R_1 x - F (x - a)$$

Hidden page

13. VIGA EMPOTRADA EN UN EXTREMO Y APOYADA EN EL OTRO EXTREMO CON UNA CARGA CONCENTRADA EN EL CENTRO

$$C = \frac{3 F}{2}$$

$$R_1 = V_1 = \frac{5 F}{16}$$

$$R_2 = V_2 \text{ máx} = \frac{11 F}{16}$$

$$M_{\text{máx}} = \left(\text{en el extremo empotrado} \right) = \frac{3 F l}{16}$$

$$M_1 = \left(\text{en el punto de la carga} \right) = \frac{5 F l}{32}$$

$$M_x = \left(\text{si } x < \frac{l}{2} \right) = \frac{5 F x}{16}$$

$$M_x = \left(\text{si } x > \frac{l}{2} \right) = F \left(\frac{l}{2} - \frac{11 x}{16} \right)$$

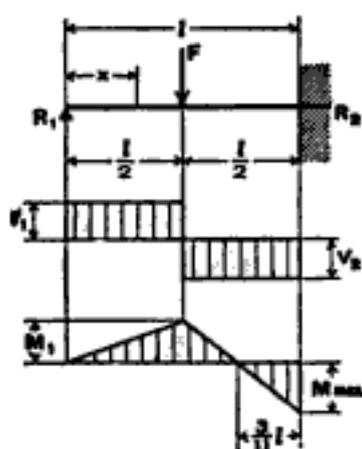
$$f_{\text{máx}} = \left(\text{en } x = l \sqrt{\frac{1}{5}} = 0.4472 l \right) = \frac{F l^3}{48 E I \sqrt{5}}$$

$$= 0.009317 \frac{F l^3}{E I}$$

$$f_x = \left(\text{en el punto de la carga} \right) = \frac{7 F l^3}{768 E I}$$

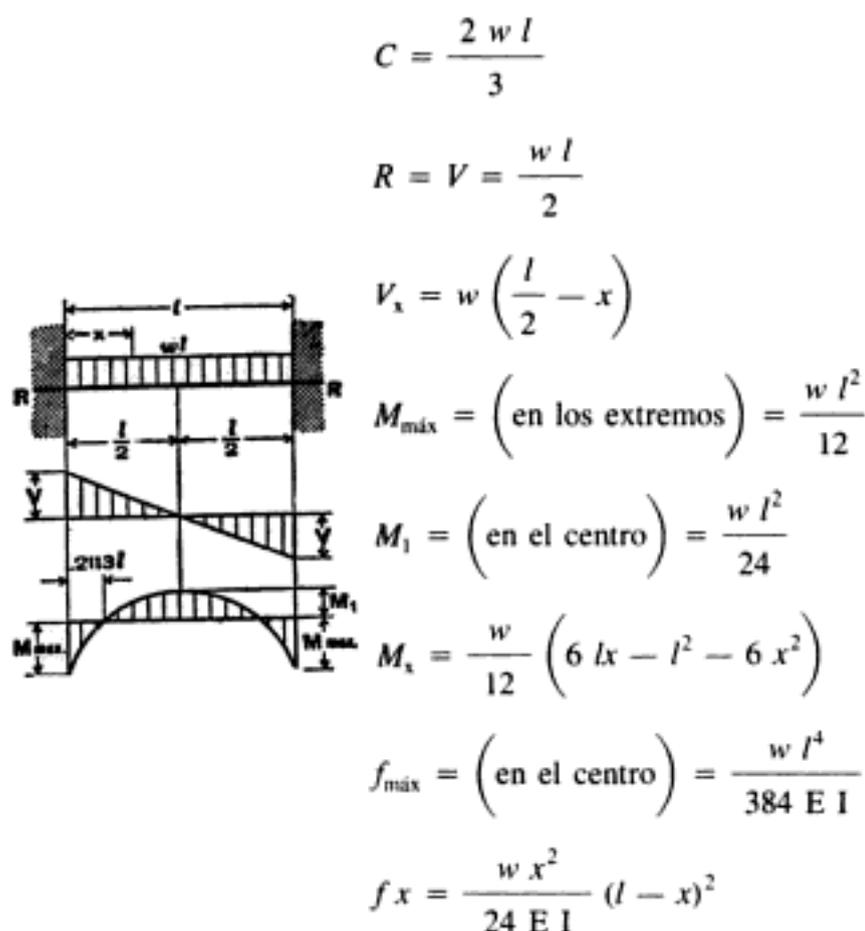
$$f_x = \left(\text{si } x < \frac{l}{2} \right) = \frac{F x}{96 E I} (3 l^2 - 5 x^2)$$

$$f_x = \left(\text{si } x > \frac{l}{2} \right) = \frac{F}{96 E I} (x - l)^2 (11 x - 2 l)$$

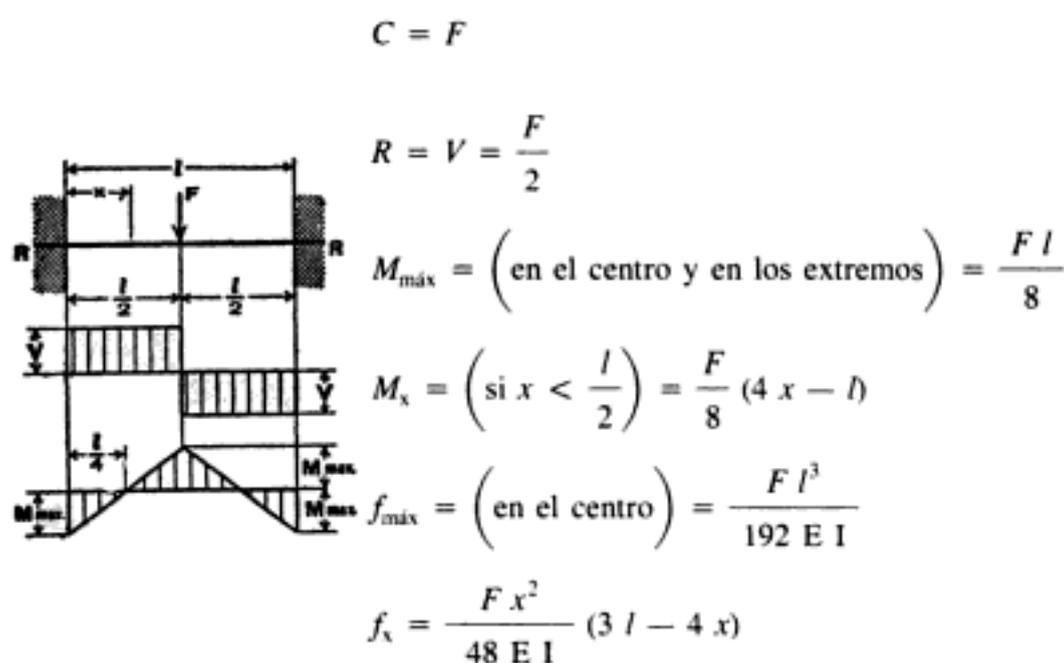


Hidden page

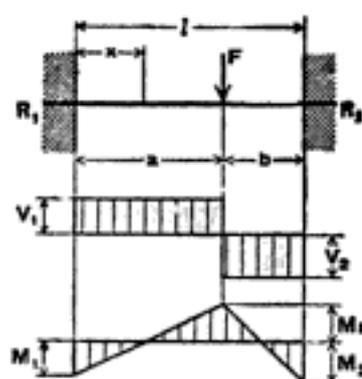
15. VIGA EMPOTRADA EN AMBOS EXTREMOS CON UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA



16. VIGA EMPOTRADA EN AMBOS EXTREMOS CON UNA CARGA CONCENTRADA EN EL CENTRO



17. VIGA EMPOTRADA EN AMBOS EXTREMOS CON UNA CARGA CONCENTRADA EN CUALQUIER PUNTO DE LA VIGA



$$R_1 = V_1 = \left(\text{máx si } a < b \right) = \frac{F b^2}{l^3} (3a + b)$$

$$R_2 = V_2 = \left(\text{máx si } a > b \right) = \frac{F a^2}{l^3} (a + 3b)$$

$$M_1 = \left(\text{máx si } a < b \right) = \frac{F a b^2}{l^2}$$

$$M_2 = \left(\text{máx si } a > b \right) = \frac{F a^2 b}{l^2}$$

$$M_a = \left(\text{en el punto de la carga} \right) = \frac{2 F a^2 b^2}{l^3}$$

$$M_x = \left(\text{si } x < a \right) = R_1 x - \frac{F a b^2}{l^2}$$

$$f_{\text{máx}} = \left(\text{si } a > b \text{ en } x = \frac{2 a l}{3 a + b} \right) = \frac{2 F a^3 b^2}{3 E I (3 a + b)^2}$$

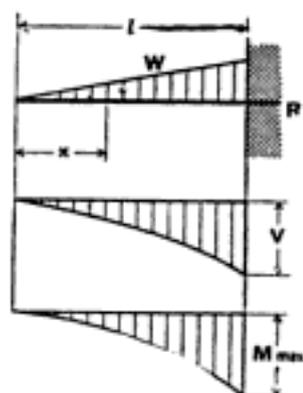
$$f_a = \left(\text{en el punto de la carga} \right) = \frac{F a^3 b^3}{3 E I l^3}$$

$$f_x = \left(\text{si } x < a \right) = \frac{F b^2 x^2}{6 E I l^3} (3 a l - 3 a x - b x)$$

18. VIGA EMPOTRADA EN UN EXTREMO Y LIBRE EN EL OTRO CON CARGA AUMENTANDO UNIFORMEMENTE HASTA EL EMPOTRE

$$C = \frac{8}{3} W$$

$$R = V = W$$



$$V_x = W \frac{x^2}{l^2}$$

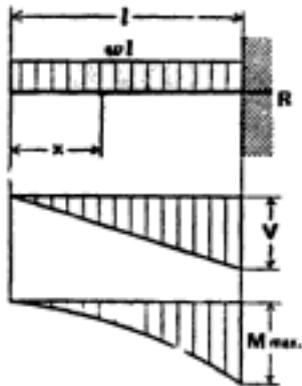
$$M_{\text{máx}} = \left(\text{en el extremo empotrado} \right) = \frac{W l}{3}$$

$$M_x = \frac{W x^3}{3 l^2}$$

$$f_{\text{máx}} = \left(\text{en el extremo libre} \right) = \frac{W l^3}{15 E I}$$

$$f_x = \frac{W}{60 E I l^2} (x^5 - 5 l^4 x + 4 l^5)$$

19. VIGA EMPOTRADA EN UN EXTREMO Y LIBRE EN EL OTRO CON CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA



$$C = 4 w l$$

$$R = V = w l$$

$$V_x = w x$$

$$M_{\text{máx}} = \left(\text{en el extremo empotrado} \right) = \frac{w l^2}{2}$$

$$M_x = \frac{w x^2}{2}$$

$$f_{\text{máx}} = \left(\text{en el extremo libre} \right) = \frac{w l^4}{8 E I}$$

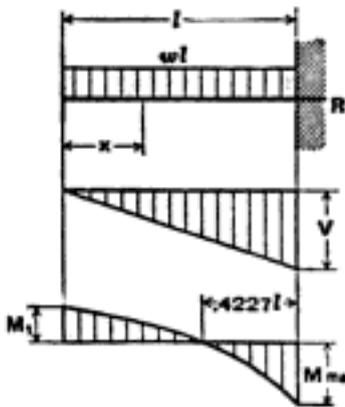
$$f_x = \frac{w}{24 E I} (x^4 - 4 l^3 x + 3 l^4)$$

20. VIGA EMPOTRADA EN UN EXTREMO Y LIBRE, PERO GUIADA EN EL OTRO EXTREMO CON CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA

La flexión en el extremo guiado se considera vertical

$$C = \frac{8}{3} w l$$

$$R = V = w l$$



$$V_x = w x$$

$$M_{\text{máx}} = \left(\text{en el extremo empotrado} \right) = \frac{w l^2}{3}$$

$$M_l = \left(\text{en el extremo guiado} \right) = \frac{w l^2}{6}$$

$$M_x = \frac{w}{6} (l^2 - 3 x^2)$$

$$f_{\text{máx}} = \left(\text{en el extremo guiado} \right) = \frac{w l^4}{24 E I}$$

$$f_x = \frac{w (l^2 - x^2)^2}{24 E I}$$

21. VIGA EMPOTRADA EN UN EXTREMO Y LIBRE EN EL OTRO CON UNA CARGA CONCENTRADA EN CUALQUIER PUNTO DE LA VIGA

$$C = \frac{8 F b}{l}$$

$$R = V = \left(\text{si } x > a = F \right)$$

$$M_{\text{máx}} = \left(\text{en el extremo empotrado} \right) = F b$$

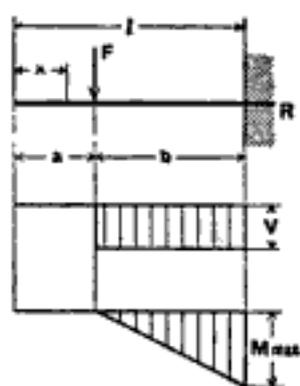
$$M_x = \left(\text{si } x > a \right) = F (x - a)$$

$$f_{\text{máx}} = \left(\text{en el extremo libre} \right) = \frac{F b^2}{6 E I} (3 l - b)$$

$$f_a = \left(\text{en el punto de la carga} \right) = \frac{F b^3}{3 E I}$$

$$f_x = \left(\text{si } x < a \right) = \frac{F b^2}{6 E I} (3 l - 3 x - b)$$

$$f_x = \left(\text{si } x > a \right) = \frac{F (l - x)^2}{6 E I} (3 b - l + x)$$



22. VIGA EMPOTRADA EN UN EXTREMO Y LIBRE EN EL OTRO EXTREMO CON UNA CARGA CONCENTRADA EN ESTE EXTREMO

$$C = 8 F$$

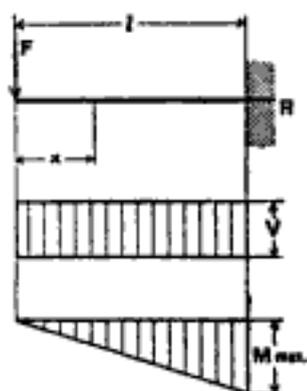
$$R = V = F$$

$$M_{\text{máx}} = \left(\text{en el extremo empotrado} \right) = F l$$

$$M_x = F x$$

$$f_{\text{máx}} = \left(\text{en el extremo libre} \right) = \frac{F l^3}{3 E I}$$

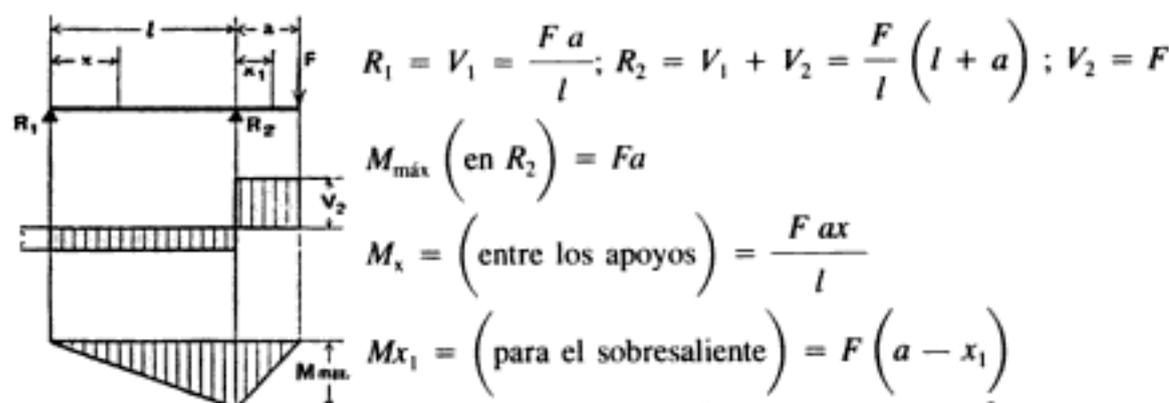
$$f_x = \frac{F}{6 E I} (2 l^3 - 3 l^2 x + x^3)$$



Hidden page

Hidden page

26. VIGA CON DOS APOYOS SOBRESALIENDO UN EXTREMO CON UNA CARGA CONCENTRADA EN EL EXTREMO DEL SOBRESALIENTE



$$f_{\text{máx}} = (\text{entre los apoyos en } x = \frac{l}{\sqrt{3}}) = \frac{F a l^2}{9\sqrt{3} E I} = 0.06415 \frac{F a l^2}{E I}$$

$$f_{\text{máx}} = (\text{para el sobresaliente en } x_1 = a) = \frac{F a^2}{3 E I} (l + a)$$

$$f_x = (\text{entre apoyos}) = \frac{F a x}{6 E I l} (l^2 - x^2)$$

$$f_{x_1} = (\text{para el sobresaliente}) = \frac{F x_1}{6 E I} (2 a l + 3 a x_1 - x_1^2)$$

27. VIGA CON DOS APOYOS SOBRESALIENDO UN EXTREMO CON CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA ENTRE LOS DOS APOYOS

$$C = w l$$

$$R = V = \frac{w l}{2}$$

$$V_x = w \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

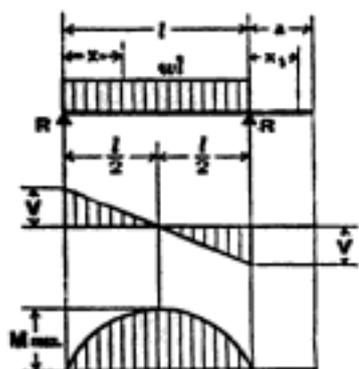
$$M_{\text{máx}} (\text{en el centro}) = \frac{w l^2}{8}$$

$$M_x = \frac{w x}{2} (l - x)$$

$$f_{\text{máx}} (\text{en el centro}) = \frac{5 w l^4}{384 E I}$$

$$f_x = \frac{w x}{24 E I} (l^3 - 2 l x^2 + x^3)$$

$$f_{x_1} = \frac{w l^3 x_1}{24 E I}$$



Hidden page

MOMENTOS PRÁCTICOS SEGÚN EMPOTRAMIENTO

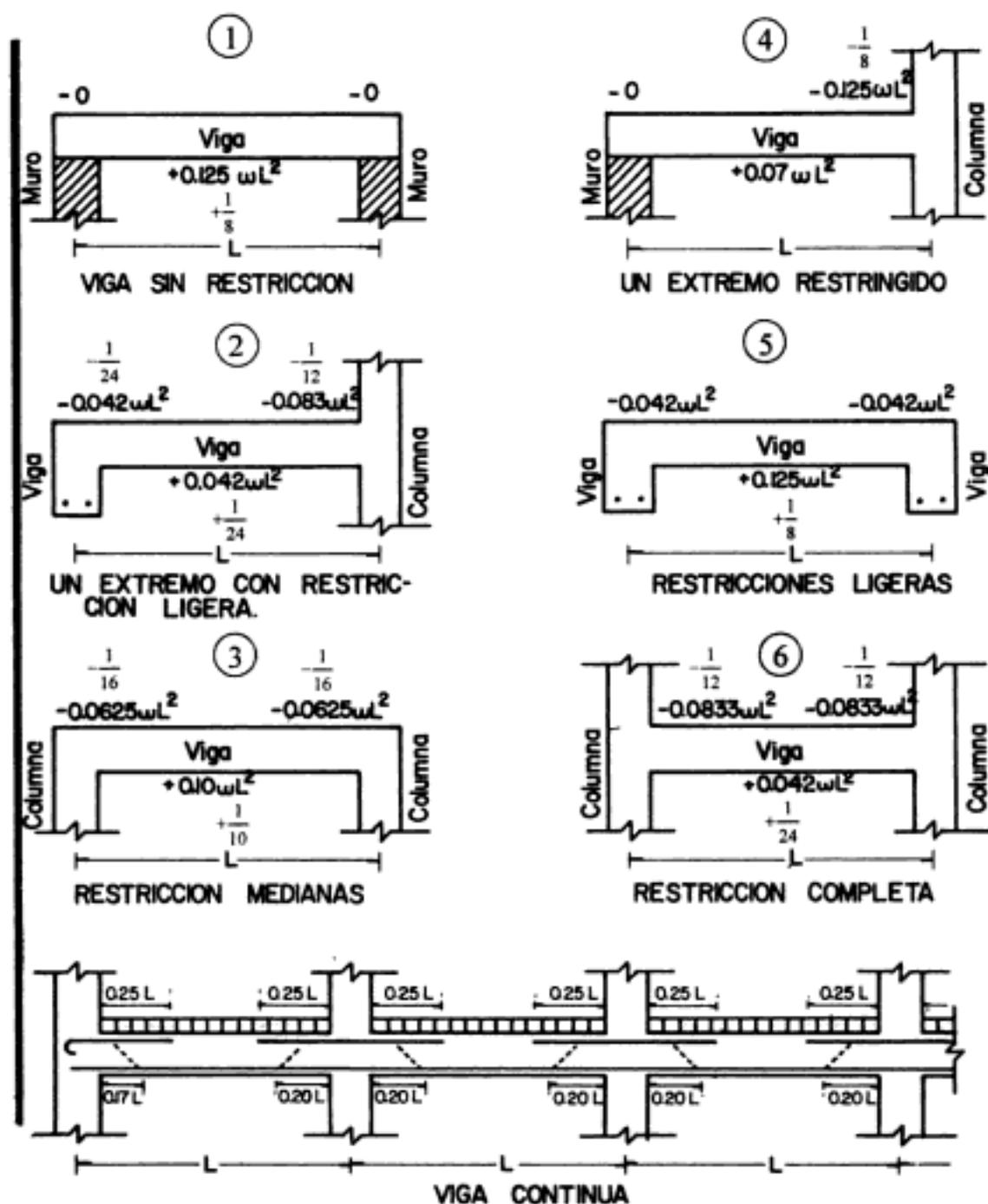


Figura 24.36

CAPÍTULO 25

Zapatas de lindero

ESTUDIO Y PROYECTO DE ZAPATAS DE LINDERO

En los edificios confinados en lotes rodeados por otras construcciones se presenta el problema de cimentar las columnas de lindero, ya que si se empleara una zapata sencilla centrada bajo la columna, como en el caso de la A-2 que se muestra en la figura 25.1, la zapata se saldría del límite de propiedad. Si se empleara

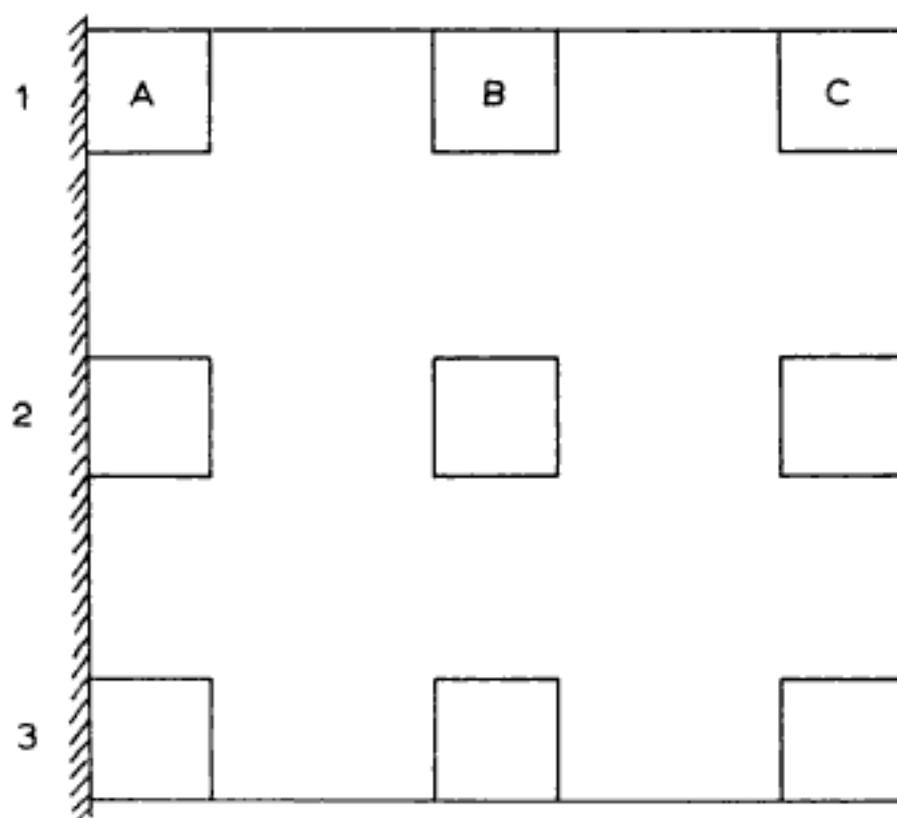


Figura 25.1

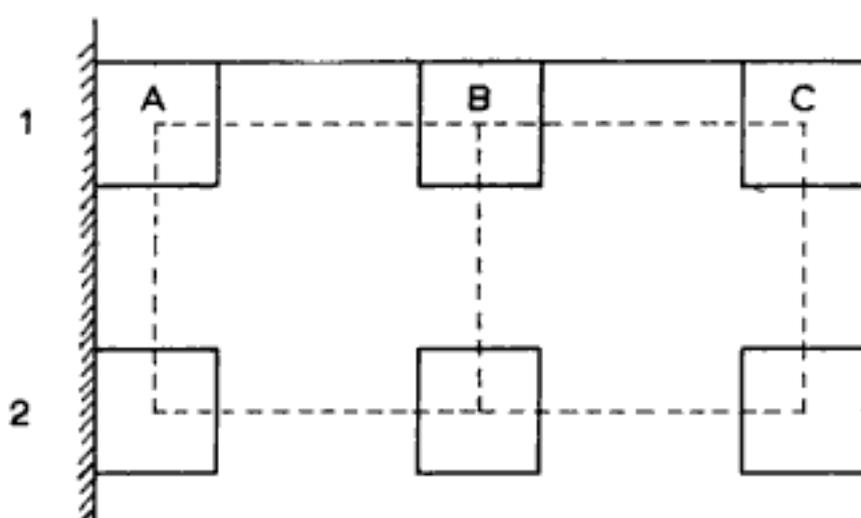


Figura 25.2

una zapata sencilla excéntrica resultaría una distribución de presiones desuniforme, presentándose la posibilidad de que la zapata se incline y consecuentemente se flexione la columna. En estos casos la mejor solución corresponde al uso de zapatas ligadas.

A continuación se resolverán algunos problemas relativos a zapatas ligadas.

CIMENTACIÓN DE UNA COLUMNA DE LINDERO LIGADA A UNA COLUMNA INTERIOR POR MEDIO DE UNA TRABE

Con el fin de ver las posibilidades que admite el problema, se resolverá el caso de cimentar la columna *A-2* de linderos con la *B-2* central (ver figura 25.2).

CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN

Supónganse los siguientes datos (ver figura 25.3):

Carga P sobre la columna *A-2* = 60 Tm

Carga P' sobre la columna *B-2* = 100 TM

Esfuerzo neto (σ_n) del terreno = 15 Tm/m²

Columna *A-2* de 0.40 × 0.40 m

Columna *B-2* de 0.50 × 0.50 m

Distancia del linderos al centro de la columna *B-2* = 5.00 m

En la planta anterior, *ABCD* representa la zapata de la columna *A-2*.

Hidden page

Hidden page

Hidden page

Hidden page

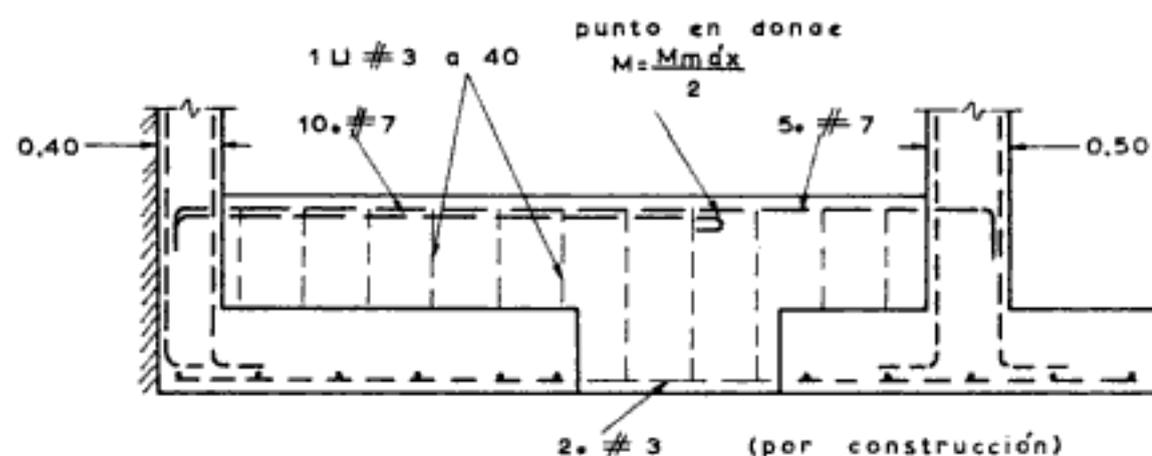


Figura 25.7

El corte que debe tomarse con estribos es de:

$v' = 4.30 - 3.4 = 0.90 \text{ kg/cm}^2$. Se emplearán estribos No. 3 por construcción, a 40 cm de separación.

Cálculo de la cantidad de acero para la trabe

El acero para la trabe será de:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{4,800,000}{1400 \times 0.866 \times 105} = 37.7 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas del No. 7 con A_v de 3.87 cm^2 se tiene:

Número de varillas = $N = 37.7/3.87 \doteq 10$.

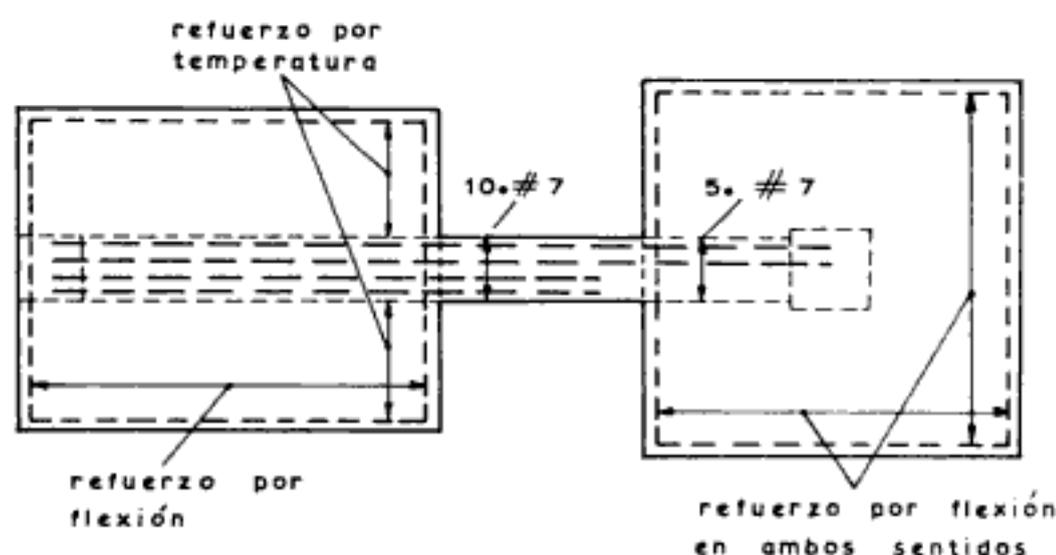


Figura 25.8

Hidden page

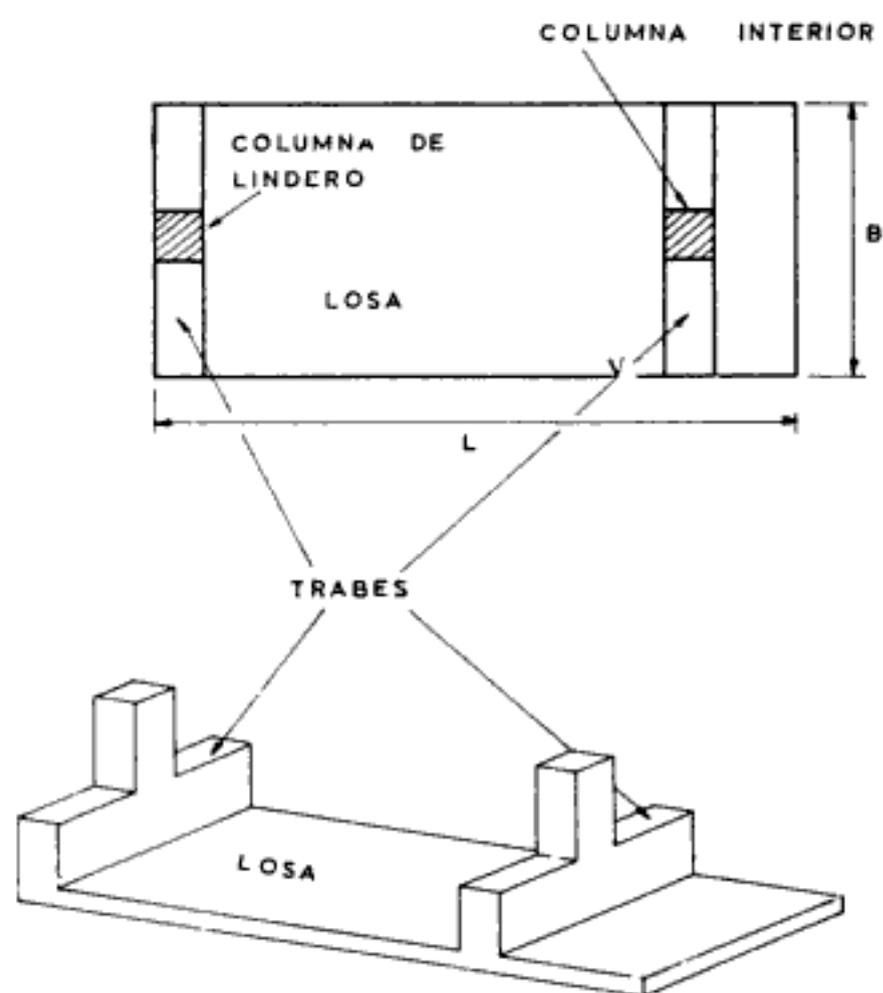


Figura 25.10

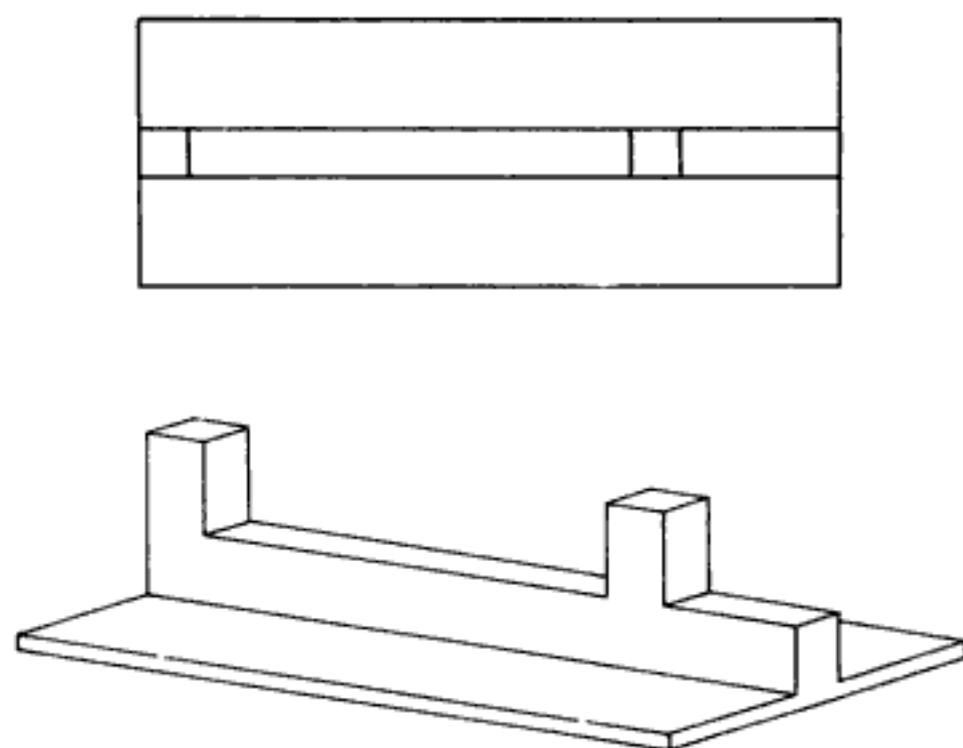


Figura 25.11

Una tercera manera de resolver el problema consiste en emplear una trabe longitudinal como se muestra en la figura 25.11, que divide a la losa en dos ménsulas. La trabe trabaja como una viga empotrada y en voladizo.

CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA LOSA RECTANGULAR PARA CIMENTAR CONJUNTAMENTE LA COLUMNA DE LINDERO Y LA COLUMNA INTERIOR

Para resolver por este medio la cimentación primero se debe calcular el valor de la resultante de las cargas P y P' y su distancia al eje de una de las dos columnas (ver figura 25.12).

La resultante R' de las cargas P y P' vale, como se sabe, 160 Tm, y su distancia al eje de la columna de linderó se obtiene tomando momentos con respecto a dicho eje:

$$100 \times 4.80 = 160 X'$$

$$X' = 480/160 = 3.00 \text{ m}$$

lo que quiere decir que la resultante pasa a $X' = 3.00$ m del eje de la columna de linderó y a $X_1 = 3.20$ m del linderó mismo, ya que la columna de linderó es de 0.40×0.40 m.

Si el valor de la sigma neta (σ_n), esfuerzo neto del terreno, es de 15 Tm/m^2 , el problema se reduce a proporcionar una área de:

$$A = R'/\sigma_n = 160/15 = 10.67 \text{ m}^2$$

en la cual la resultante R de las presiones del suelo coincida con la resultante R' de las cargas. Esto puede resolverse con un rectángulo de un ancho de:

$$2 X_1 \cdot B = 10.67 \text{ m}^2$$

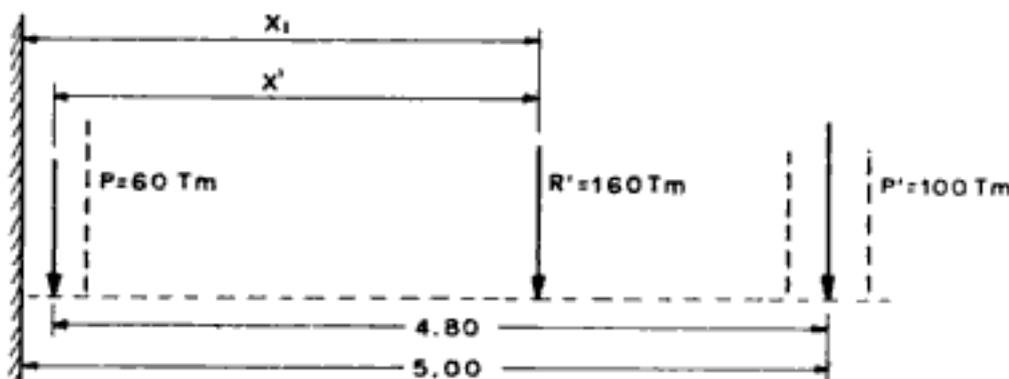


Figura 25.12

Hidden page

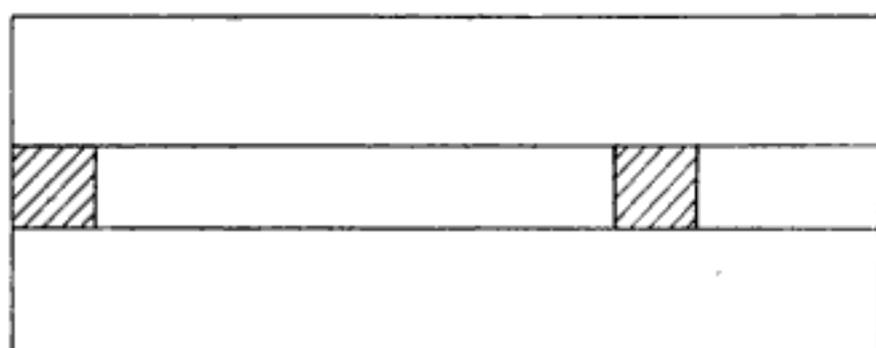


Figura 25.15

CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA LOSA TRAPEZIAL PARA CIMENTAR CONJUNTAMENTE LA COLUMNA DE LINDERO Y LA COLUMNA INTERIOR

Como en el caso anterior, el área de la zapata debe ser de:

$$A = R'/\sigma_n = 160/15 = 10.67 \text{ m}^2.$$

Ahora bien, el sistema de cargas P y P' , o bien su resultante R' (ver figura 25.16), puede descomponerse en dos cargas (P_1 y P_2) que pasen por $1/3$ del largo de la losa medida desde el extremo de éste.

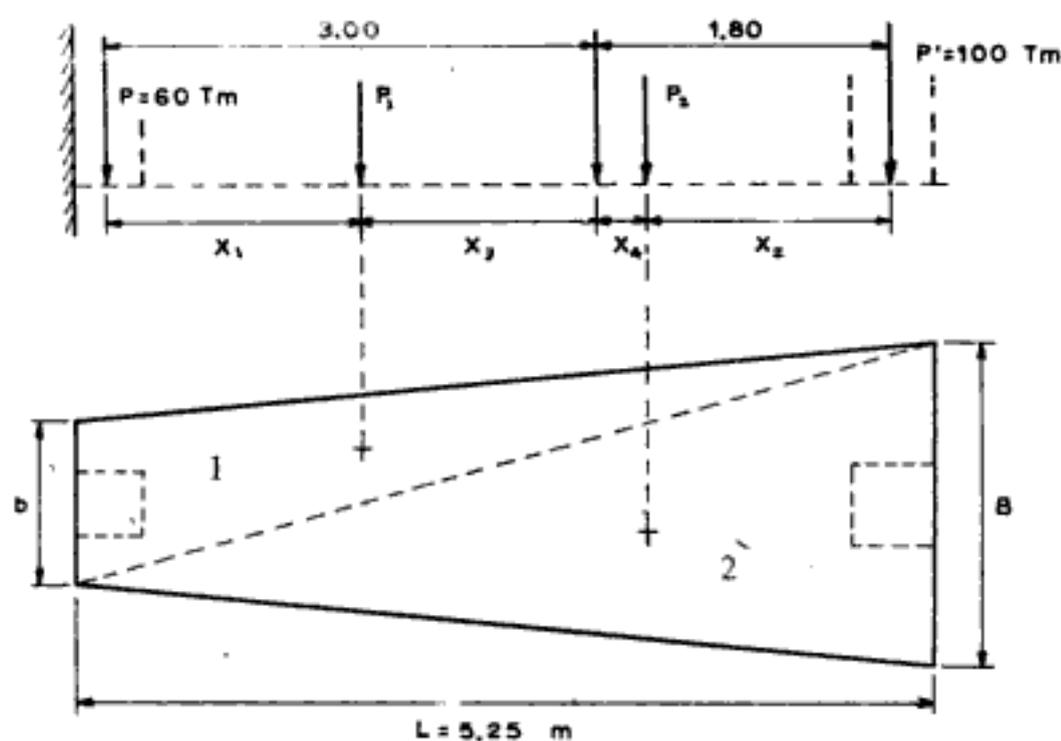


Figura 25.16

Teniendo en cuenta que la columna $A - 2$ tiene un ancho de 40 cm y que la columna $B - 2$ tiene un ancho de 50 cm, y suponiendo que la zapata termina del lado derecho al paño de la columna, las dimensiones X_1 y X_2 serán respectivamente:

$$\begin{aligned} X_1 &= L/3 - 20 = 525/3 - 20 = 155 \text{ cm} \\ X_2 &= L/3 - 25 = 525/3 - 25 = 150 \text{ cm} \end{aligned}$$

En consecuencia, las distancias X_3 y X_4 serán:

$$\begin{aligned} X_3 &= 300 - 155 = 145 \text{ cm} \\ X_4 &= 180 - 150 = 30 \text{ cm} \\ X_3 + X_4 &= 175 \text{ cm} \end{aligned}$$

Los valores de las cargas P_1 y P_2 , que serán resistidas, respectivamente, por las áreas de los triángulos 1 y 2, serán:

a) Tomando momentos con respecto al punto de aplicación de P_2 :

$$\begin{aligned} P_1 \times 175 &= 160 X_4 \\ P_1 &= \frac{160 \times 30}{175} = 27.5 \text{ Tm} \end{aligned}$$

b) Tomando momentos con respecto al punto de aplicación de P_1 :

$$\begin{aligned} P_2 \cdot 175 &= 160 X_3 \\ P_2 &= \frac{160 \times 145}{175} = 132.5 \text{ Tm} \\ P_1 + P_2 &= R' = 27.5 + 132.5 = 160 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Ya con los datos obtenidos se pueden calcular las bases del trapecio, como se indica a continuación:

Base menor = b :

$$\begin{aligned} b \cdot \frac{L}{2} \cdot \sigma_n &= P_1 \\ b &= \frac{2P_1}{\sigma_n \cdot L} = \frac{2 \times 27.5}{15 \times 5.25} = 0.70 \text{ m} \end{aligned}$$

Base mayor = B :

$$\begin{aligned} B \cdot \frac{L}{2} \cdot \sigma_n &= P_2 \\ B &= \frac{2P_2}{\sigma_n \cdot L} = \frac{2 \times 132.5}{15 \times 5.25} = 3.34 \text{ m} \end{aligned}$$

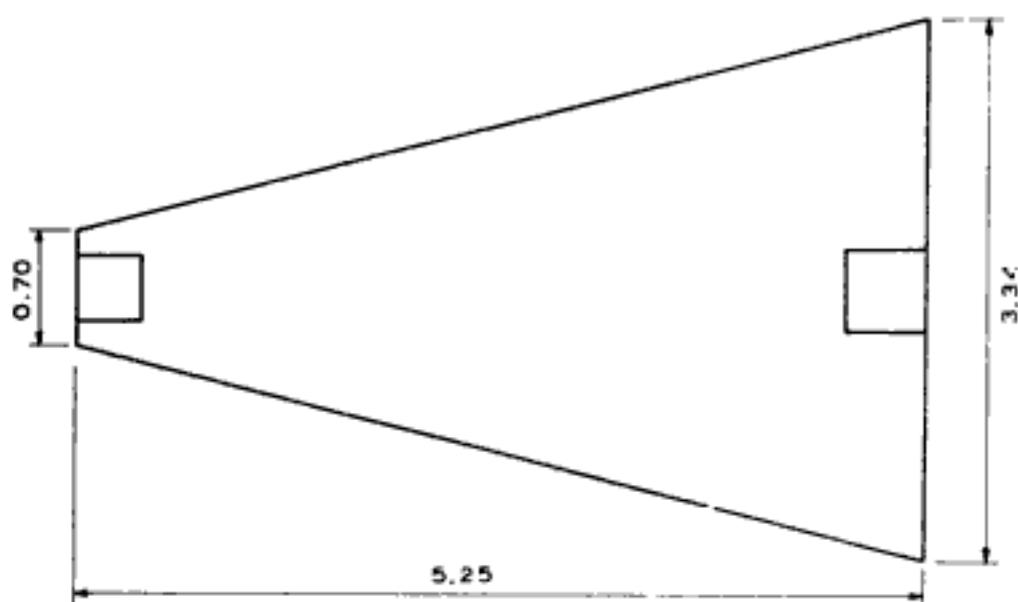


Figura 25.17

Las dimensiones, en planta, de la losa de cimentación trapezoidal quedan como se indica en la figura 25.17.

Como puede observarse por los resultados obtenidos, la cimentación por área trapezoidal queda en este caso, algo desproporcionada.

Para el cálculo de la losa se acostumbra hacer lo mismo que en el caso de las zapatas rectangulares, o sea, colocándole traveses transversales o una longitudinal, o analizándola sin traveses (ver figuras 25.18a, b y c).

De estas zapatas trapezoidales quizá la forma más aconsejable de cálculo de la base sea mediante el empleo de la trabe longitudinal, para que la losa se pueda considerar como en doble ménsula y la viga como doblemente empotrada con carga creciente hacia un extremo (ver figura 25.19).

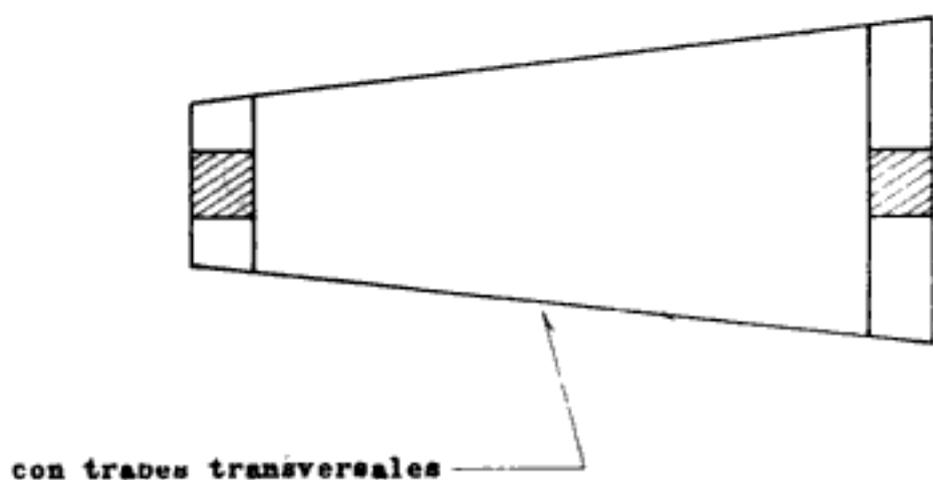


Figura 25.18a

Hidden page

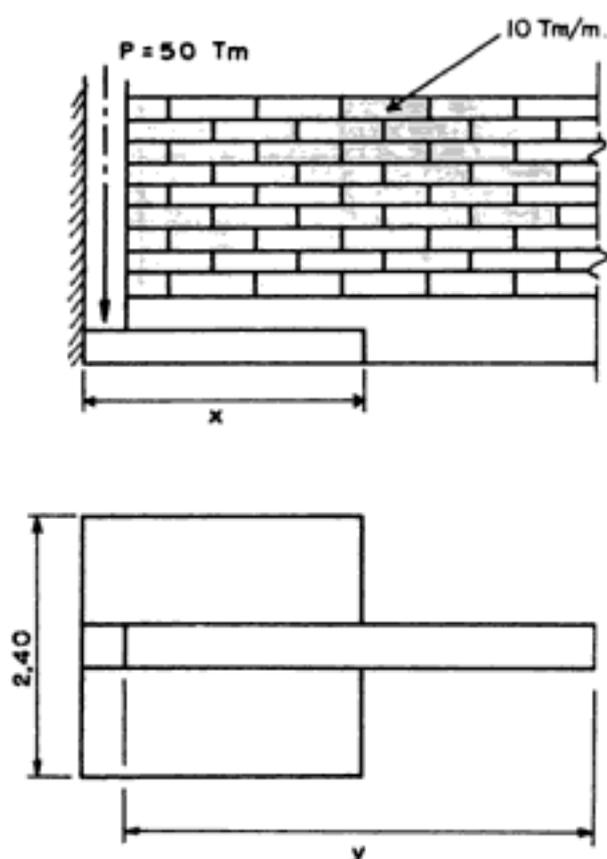


Figura 25.20

Una columna de lindero de $0,40 \times 0,40$ m con una carga de 50 Tm se va a ligar a un muro que carga 10 Tm/m y que es perpendicular al lindero.

DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA DE LA ZAPATA Y DETERMINACIÓN DE LA LONGITUD DE LA TRABE BAJO EL MURO

Si se supone que la cimentación se hace con una zapata de 2,4 m de ancho, la reacción por metro lineal sobre la trabe que ligue al muro y a la columna será de 36 Tm/m, si se considera una σ_n de 15 Tm/m².

El diagrama de carga es el que se muestra en la figura 25.21.

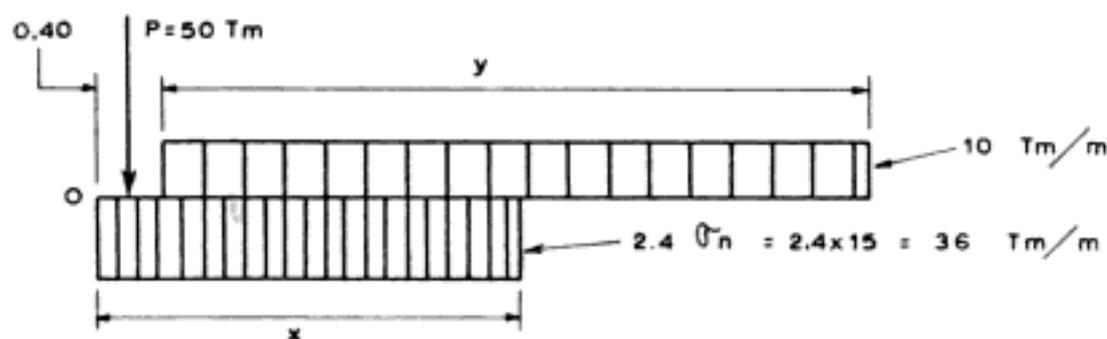


Figura 25.21

Haciendo una suma de momentos en el punto O :

$$50(0.20) + 10y(0.40 + y/2) - 15(x)(2.4)\left(\frac{x}{2}\right) = 0$$

de donde:

$$10 + 4y + 5y^2 - 18x^2 = 0$$

Haciendo una suma de fuerzas verticales:

$$- 50 - 10y + 36x = 0$$

de donde:

$$x = \frac{50 + 10y}{36} = 1.39 + 0.278 \cdot y$$

y sustituyendo en la primera ecuación:

$$10 + 4y + 5y^2 - 18(1.39 + 0.278y)^2 = 0$$

$$10 + 4y + 5y^2 - 18(1.93 + 0.775y + 0.0775y^2) = 0$$

$$10 + 4y + 5y^2 - 34.7 - 14y - 1.39y^2 = 0$$

$$3.61y^2 - 10y - 24.7 = 0$$

$$y^2 - 2.76y - 6.83 = 0$$

$$y = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{2.76 \pm \sqrt{7.6 - 4(1)(-6.83)}}{2 \times 1} =$$

$$= 1.38 \pm \sqrt{\frac{34.92}{2}} = 1.38 \pm 2.95$$

de donde resulta que $y \pm 4.35$ m, y reemplazando este valor en la segunda ecuación se tiene:

$$x = 1.39 + 0.278(4.35) = 1.39 + 1.21 = 2.60 \text{ m}$$

En planta la cimentación queda como se indica en la figura 25.22.

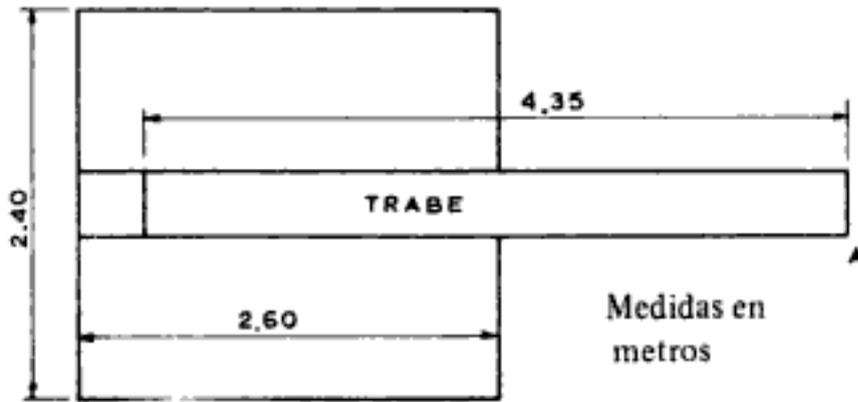


Figura 25.22

Cálculo de la trabe bajo el muro

La trabe se considerará como una ménsula sujeta a las cargas que se indican en las figuras 25.23a, b, c y d, en las que también se han dibujado los diagramas de corte y de momento. De los diagramas se observa que:

$$V_1 = 10x; \quad V_2 = 36(x - 2.15) \text{ (ver figuras)}$$

Como los cortes son de signo contrario en los diagramas, al igualar sus valores absolutos se obtendrá el punto donde el corte se hace cero, que es donde ocurre el momento máximo. Por lo tanto:

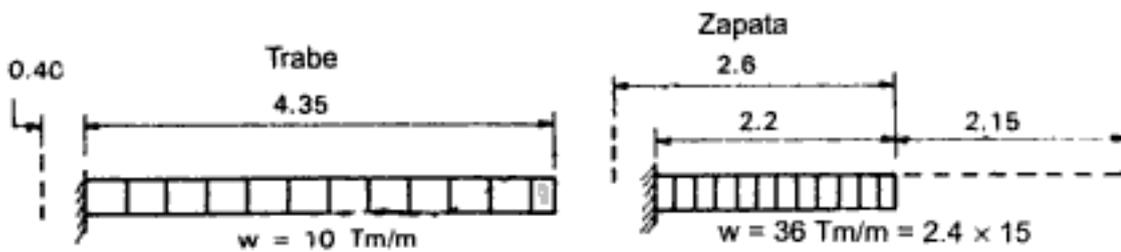


Figura 25.23a

Figura 25.23b

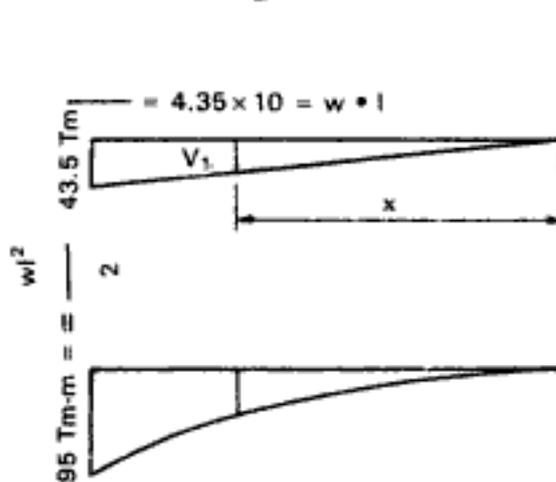


Figura 25.23c

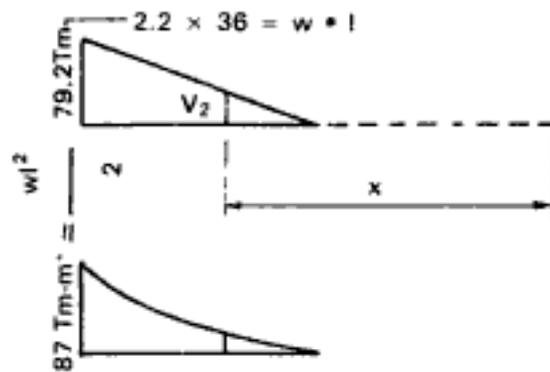


Figura 25.23d

$$\begin{aligned}V_1 &= V_2 \\10x &= 36(x - 2.15) \\10x &= 36x - 77.40 \\10x - 36x &= -77.40\end{aligned}$$

$x = 77.4/26 = 2.98 \text{ m} = 3.00 \text{ m}$, distancia a la cual el corte se hace cero y el momento es máximo.

El momento M_1 vale, aproximadamente:

$$M_1 = V_1 \frac{x}{2} = 10x \cdot (x/2) = 5x^2$$

y como $x = 3.0 \text{ m}$, se tiene:

$M_1 = 5(3)^2 = 5 \times 9 = 45 \text{ Tm}\cdot\text{m}$, que en este caso, según el diagrama, es negativo, o sea de $-45 \text{ Tm}\cdot\text{m}$. El momento M_2 vale aproximadamente:

$$M_2 = V_2 \cdot \frac{x - 2.15}{2}$$

y como $V_2 = 36(x - 2.15) = 36(3 - 2.15) = 30.5 \text{ Tm}$ se tiene que:

$$M_2 = 30.5 \frac{3 - 2.15}{2} = 30.5 \times 0.425 = 12.95 \text{ Tm}\cdot\text{m}$$

$$M_t = M_1 + M_2 = -45 + 12.95 = -32.05 \text{ Tm}\cdot\text{m}$$

de donde:

$$d = \sqrt{\frac{M_T}{K \cdot b}}$$

Si se le supone a la trabe un ancho igual al ancho de la columna de linderero, que en este caso es de 40 cm, y si se consideran los siguientes valores como datos:

$$\begin{aligned}f_c &= 140 \text{ kg/cm}^2 \\v &= 0.29 \sqrt{f_c} = 3.4 \text{ kg/cm}^2 \\\gamma_c &= 2,500 \text{ kg/m}^3 \\f_s &= 1,400 \text{ kg/cm}^2 \\k &= 0.402 \\j &= 0.866 \\K &= 11 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Se obtiene un valor del peralte de la trabe de:

$$d = \sqrt{\frac{3,205,000}{11 \times 40}} = \sqrt{7,300} = 85.2 \text{ cm}$$

$$h = d + r = 85.2 + 10 = 95.2 \text{ cm} = 95 \text{ cm}$$

Comprobación al corte

El corte máximo vale:

$$V_{\text{máx.}} = 79.2 - 43.5 = 35.7 \text{ Tm}$$

$$v_c = \frac{V}{b d} = \frac{35,700}{40 \times 85} = 10.5 \text{ kg/cm}^2$$

como el corte admisible, v , es de 3.4 kg/cm^2 , quiere decir que se necesitan estribos. Por lo tanto el corte que debe tomarse con estribos es:

$$v' = v_c - v = 10.5 - 3.4 = 7.1 \text{ kg/cm}^2$$

Empleando varillas del No. 4 en los estribos se tiene que la separación entre estribos es:

$$S = \frac{A_s \cdot f_v}{v' \cdot b} = \frac{2 \times 1.27 \times 1400}{7.1 \times 40} = 12.52 \text{ cm}$$

Se emplearán estribos del No. 4 a 12.5 cm de separación.

Cálculo del refuerzo necesario

La cantidad de acero de refuerzo principal será:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{3,205,000}{1400 \times 0.866 \times 85} = 31.1 \text{ cm}^2$$

Número de varillas de 1" ϕ necesarias:

$$N = \frac{31.1}{5.07} = 6.1$$

Usar seis varillas del No. 8 como refuerzo principal, comprobando si satisface la longitud de desarrollo.

Cálculo de la zapata

El cálculo de la zapata se realizará como ménsula empotrada a la trabe, lo cual ya se sabe efectuar.

La cimentación de la columna de lindero y del muro de carga en la parte ligada a la zapata queda como se muestra en la figura 25.24.

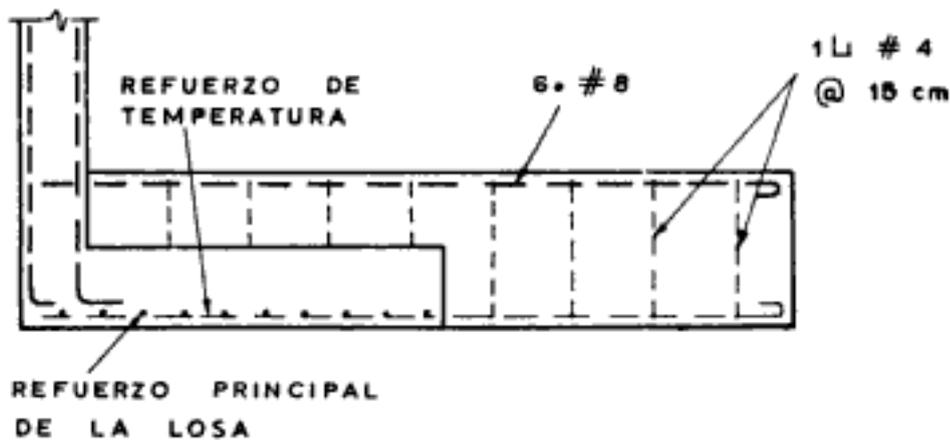


Figura 25.24

CIMENTACIÓN DE UN MURO CARGADOR Y DE LINDERO LIGADO A UNA COLUMNA INTERIOR

En los suelos resistentes es común hacer de carga los muros exteriores, y en las construcciones pequeñas todos los muros exteriores se hacen, generalmente, de carga.

Supóngase que el muro de lindero de la figura 25.25 lleva una carga de 10 Tm/m y que se va a ligar a columnas interiores de 0.50×0.50 m que cargan 100 Tm cada una.

La losa AB descarga en el muro y en la viga de volteo C . Se estudiará la cimentación de un tramo central de muro comprendido entre las mitades de las distancias entre dos columnas.

La carga P_m representa la carga del muro en 5 m de longitud, por lo que vale:

$$P_m = 5 \times 10 = 50 \text{ Tm}$$

La reacción del terreno (con una intensidad neta de 15 Tm/m^2) en la losa AB valdrá: $15 \times 5 = 75 \text{ Tm/m}$.

Haciendo suma de fuerzas verticales se tiene:

$$- 50 - y + 75x = 0$$

de donde:

$$y = 75x - 50$$

Haciendo una suma de momentos en el punto A se tiene:

$$50 \times 0.10 - 75x \cdot x/2 + 7y = 0$$

$$5 - 37.5x^2 + 7y = 0$$

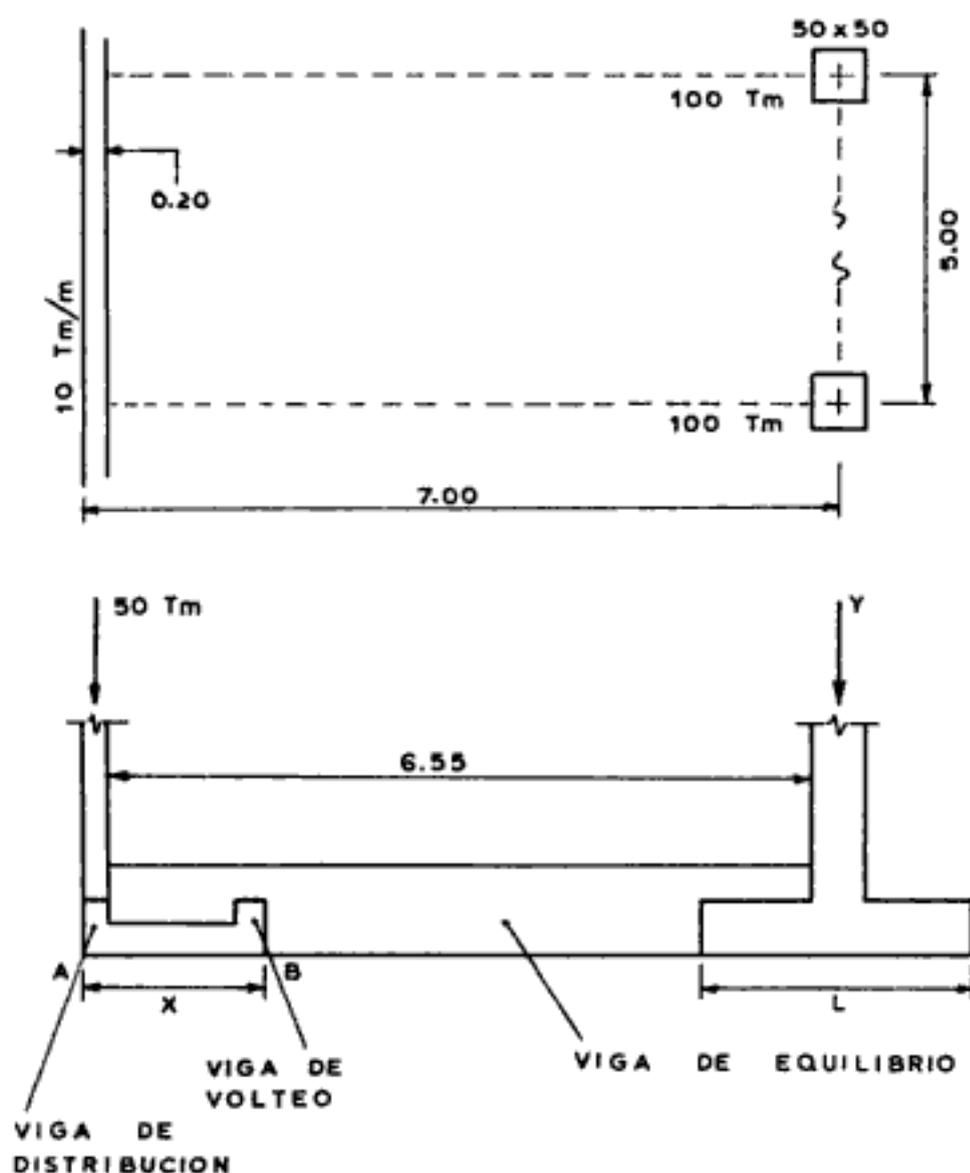


Figura 25.25

Reemplazando el valor de y anteriormente obtenido:

$$\begin{aligned} 5 - 37.5x^2 + 7(75x - 50) &= 0 \\ -37.5x^2 + 525x - 350 + 5 &= 0 \\ 37.5x^2 - 525x + 345 &= 0 \\ x^2 - 14x + 9.2 &= 0 \end{aligned}$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{14 \pm \sqrt{196 - 36.8}}{2} = \frac{14 \pm 12.6}{2}$$

$$x_1 = \frac{26.6}{2} = 13.3 \text{ m}$$

$$x_2 = \frac{1.4}{2} = 0.70 \text{ m}$$

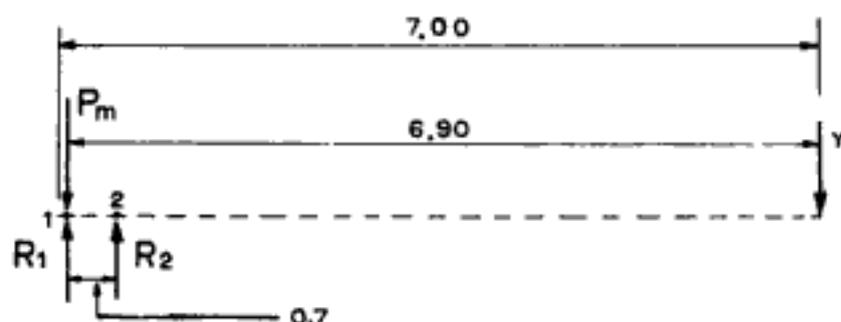


Figura 25.26

Se escogerá para x el menor valor, o sea $x = 0.70$ m de donde y será de:

$$y = 75x - 50 = (75)(0.70) - 50 = 2.5 \text{ Tm}$$

La losa AB se calculará como apoyada en la trabe de distribución bajo el muro y en la trabe de volteo C . La trabe de distribución se calculará como viga continua, llevando una carga uniforme igual a la diferencia del peso del muro y de la reacción de la losa de cimentación. La trabe C de volteo se calculará como continua sobre una serie de vigas de equilibrio, y, finalmente, ésta con el diagrama de cargas de la figura 25.26.

Las reacciones $R_1 = R_2$ valen:

$$R_1 = R_2 = \frac{5 \times 0.70 \times 15}{2} = 26.25 \text{ Tm}$$

Cálculo del espesor de la losa AB

Considerando a la losa como un elemento simplemente apoyado en los puntos (1) y (2) (ver figura 25.27), con una carga w de $5 \times 15 = 75$ Tm/m se tiene:

$$\begin{aligned} w &= 75 \text{ Tm/m} \\ V &= \frac{wl}{2} = 26.25 \text{ Tm} \\ M &= \frac{wl^2}{8} = 4.6 \text{ Tm-m} \end{aligned}$$

El momento máximo vale:

$$M_{\text{máx}} = \frac{wl^2}{8} = \frac{(15)(5)(0.70)^2}{8} = 4.6 \text{ Tm-m} = 460,000 \text{ kg-cm}$$

de donde:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{460,000}{(11)(500)}} = 9.1 \text{ cm}$$

Hidden page

Suponiendo un recubrimiento entre el extremo de la varilla y el borde de la losa de 5 cm, la longitud de desarrollo disponible es:

$\frac{l}{2} - 5 = \frac{70}{2} - 5 = 30$ cm, que es igual a la longitud de desarrollo requerida.

No es necesario aumentar el número de varillas principales para que la losa trabaje en forma adecuada a la temperatura. Así pues, se emplearán 36 varillas del No. 3 en los 5 m de losa, o sea varillas del No. 3 a 14.0 cm de separación.

En el sentido perpendicular a este refuerzo se usará el de temperatura $A_t = 0.002b \cdot h$, o sea:

$$A_t = (0.002)(b)(h) = (0.002)(70)(22) = 3.08 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas No. 3 se tiene:

$$N = \frac{3.08}{0.71} = 4.33 \approx 4 \text{ var.}$$

Se usarán var. No. 3 a 17.5 cm de separación para tomar los efectos de temperatura y fraguado.

CÁLCULO DE LA TRABE DE DISTRIBUCIÓN BAJO EL MURO

Esta trabe tiene como función concentrar la carga del muro en la serie de trabes de equilibrio. Se calculará como viga continua llevando una carga uniforme igual a la diferencia del peso del muro y de la reacción de la losa de cimentación (ver figura 25.28).

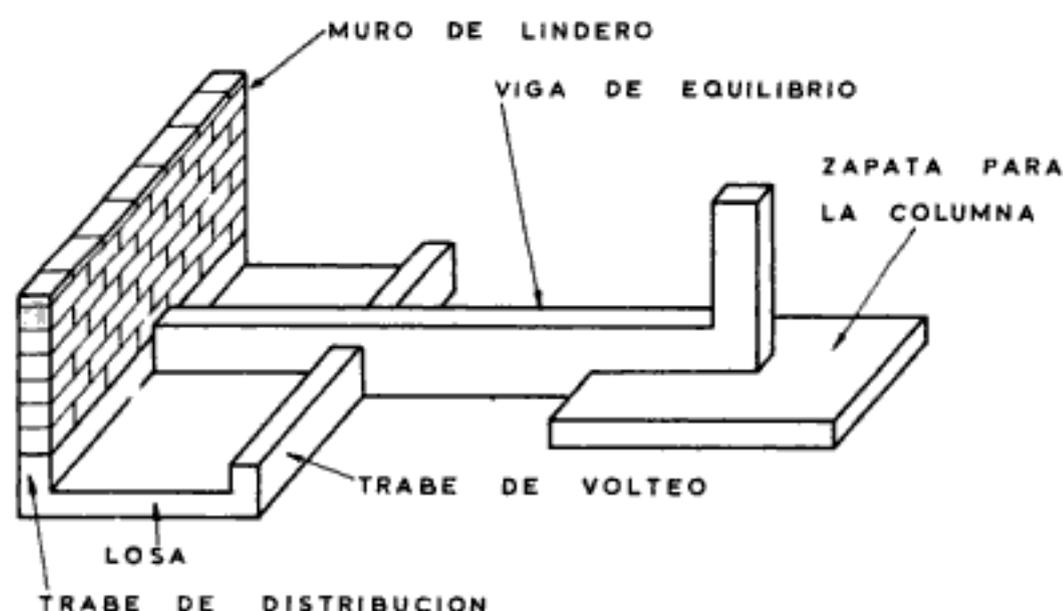


Figura 25.28

Hidden page

Se emplearán 3 varillas del No. 8. Para tomar el momento positivo de $9/128 w L^2$ se pueden pasar dos de las varillas anteriores.

El corte máximo vale:

$$V = \frac{5}{8} w \cdot L = \frac{5}{8} (4.75)(5) = 14.85 \text{ Tm}$$

$$v_c = \frac{14850}{20 \times 82} = 9.1 \text{ kg/cm}^2 > 3.40 \text{ kg/cm}^2$$

Se necesitan estribos. El corte que tomarán los estribos vale:

$$v' = v_c - v = 9.1 - 3.4 = 5.7 \text{ kg/cm}^2.$$

Usando varillas del No. 3 para los estribos, la separación entre ellos será:

$$S = \frac{A_v f_v}{v' b} = \frac{2 \times 0.71 \times 1400}{5.70 \times 20} = 17.4 \text{ cm}$$

Usar estribos del No. 3 a 17 cm de separación.

Cálculo de la trabe de volteo

En esta trabe se hacen las mismas consideraciones y diagramas de corte y momento que para la trabe de distribución, por lo que los coeficientes serán los mismos, variando nada más el valor de la carga distribuida, que en este caso corresponde solamente a la reacción que le proporciona la losa *AB* (ver figura 25.30).

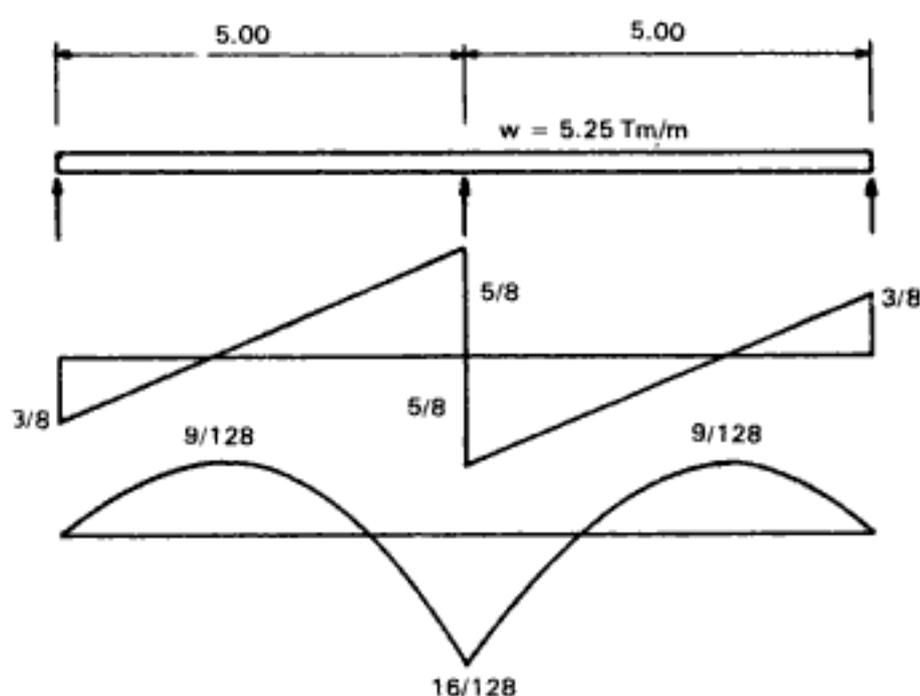


Figura 25.30

El valor de esta carga es de $W = 1/5(26.25) = 5.25$ Tm/m.

El momento máximo vale:

$$M_{\text{máx}} = \frac{16 w \cdot L^2}{128} = \frac{16 \times 5.25 \times 25}{128} = 16.4 \text{ Tm-m} = 1,640,000 \text{ kg-cm}$$

Suponiéndole a la trabe un ancho de 30 cm, se tiene:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{1,640,000}{11 \times 30}} = \sqrt{4,970} = 71 \text{ cm.}$$

Cálculo del refuerzo que se empleará

El refuerzo para esta trabe vale:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{1,640,000}{1400 \times 0.866 \times 71} = 19.1 \text{ cm}^2$$

Si se emplearan varillas del No. 8 para el armado de la trabe de volteo, se tiene:

$$N = \frac{19.1}{5.07} = 3.77$$

Se usarán 4 varillas del No. 8. Calcúlese el momento positivo y determínese el esfuerzo que deberá emplearse. Determínese el valor del corte y la cantidad de estribos que se usarán.

Cálculo de la trabe de equilibrio

La trabe de equilibrio se va a considerar sujeta a las cargas que se indican en el diagrama de la figura 25.31, en el cual también aparecen los diagramas de corte y momento.

El momento máximo se puede encontrar determinando el área máxima del diagrama de corte. Por lo tanto:

$$M_m = M_2 = 23.75 \times 0.70 = 16.625 \text{ Tm-m}$$

El peralte efectivo de la trabe suponiéndole un ancho de 40 cm es de:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{1,662,500}{11 \times 40}} = \sqrt{3800} \approx 61.5 \text{ cm}$$

Se tomará el peralte efectivo 62 cm y una altura total de 70 cm.

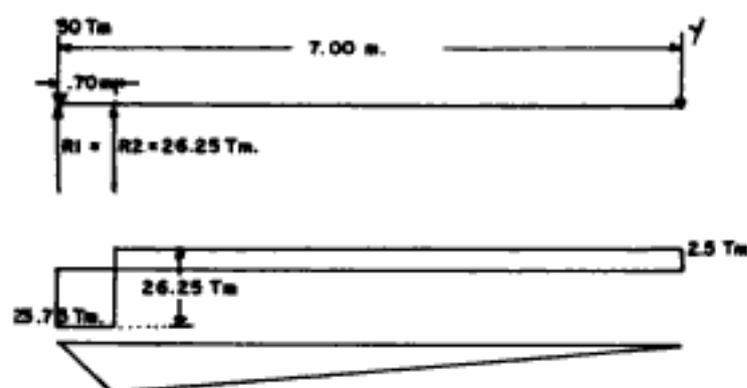


Figura 25.31

Cálculo del refuerzo para la trabe de equilibrio

El refuerzo para esta trabe será de:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{1,662,500}{1400 \times 0.866 \times 62} = 22.2 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas del No. 8 ($A_v = 5.07 \text{ cm}^2$) se tiene:

$$N = \frac{22.2}{5.07} = 4.4 \text{ var.}$$

Se emplearán 5 varillas del No. 8 como refuerzo de la trabe de equilibrio.

Revisión a corte de la trabe de equilibrio

En el diagrama de cortes anterior se puede apreciar que el corte máximo vale:

$$V_{\text{máx}} = 23.75 \text{ Tm}$$

$$\nu_c = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{23,750}{40 \times 62} = \frac{23,750}{2,480} = 9.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$9.6 \text{ kg/cm}^2 > 3.4 \text{ kg/cm}^2$$

$\nu' = 9.6 - 3.4 = 6.20 \text{ kg/cm}^2$. Empleando estribos del No. 4 se tiene:

$$S = \frac{A_v \cdot f_v}{\nu' \cdot b} = \frac{2.54 \times 1400}{6.20 \times 40} = 14.35 \text{ cm}$$

Usar estribos del No. 4 a 14 cm de separación en el tramo entre reacciones, y después colocarlos por construcción a 50 cm c. a c.

CÁLCULO DE LA ZAPATA PARA LA COLUMNA INTERIOR

La zapata para esta columna se calcula como una zapata aislada con una carga igual al tonelaje asignado (100 Tm en este caso) menos el valor de Y (2.5 Tm en este caso).

PROYECTO DE UN MURO CARGADOR DE LINDERO LIGADO A UN MURO CARGADOR PERPENDICULAR AL MISMO

El peso del muro = $P_m = 10 \times 4 = 40$ Tm.

Haciendo una suma de fuerzas verticales se tiene:

$$- 40 - 25y + (15 \times 4)x = 0$$

$$y = 2.4x - 1.6$$

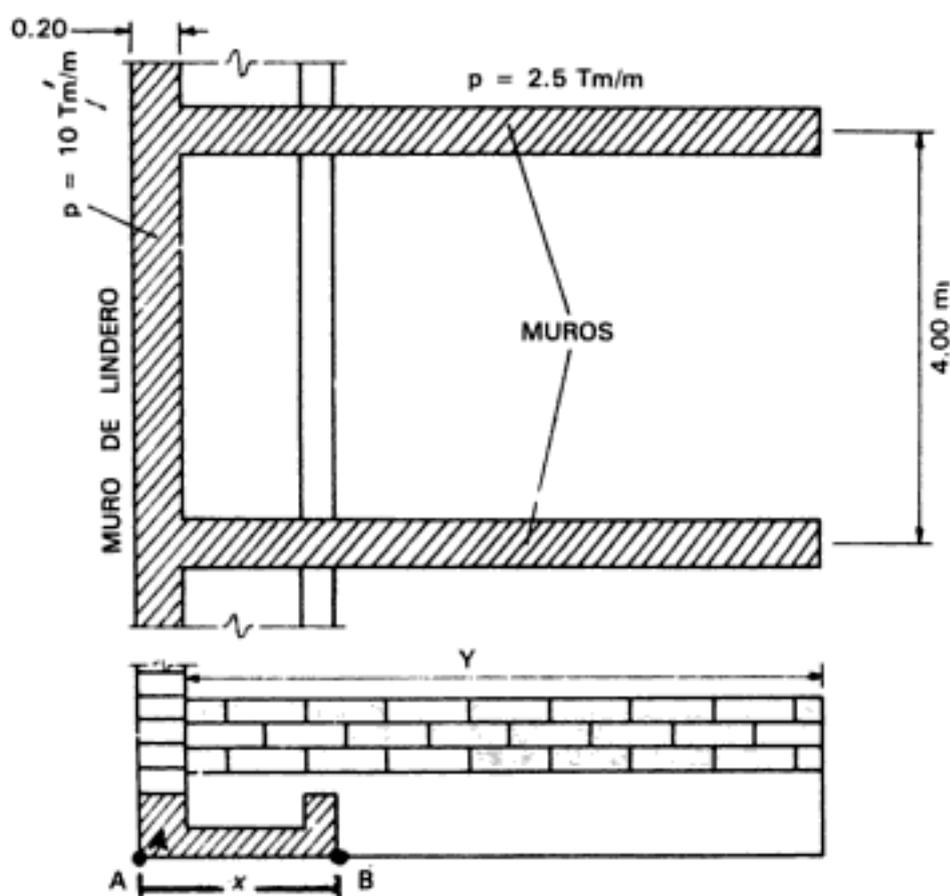


Figura 25.32

Haciendo suma de momentos respecto al punto *A*:

$$40(0.10) + 25y(y/2 + 0.20) - \frac{60}{2} (x^2) = 0$$

$$x^2 - 2.28x + 0.976 = 0$$

Resolviendo se tiene:

$$x_1 = 1.71 \text{ m}; y = 2.50 \text{ m}$$

$$x_2 = 0.57 \text{ m}; y = - 0.23 \text{ m (no es posible)}$$

Cálculo de la losa *AB*

Considerando a dicha losa como un elemento apoyado en las traveses de distribución y de volteo, con una carga uniformemente distribuida de:

$$W = 15 \times 4 = 60 \text{ Tm/m}$$

Los diagramas de corte y momento son como los que se ilustran en la figura 25.33. El momento máximo vale:

$$M_{\text{máx}} = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{(60) (0.57)^2}{8} = 2.44 \text{ Tm-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{k \cdot b}} = \sqrt{\frac{244,000}{11 \times 400}} = 7.5 \text{ cm.}$$

Revisión de la losa al corte

El corte máximo en la losa vale:

$$V = \frac{w \cdot L}{2} = \frac{(60)(0.57)}{2} = 17.1 \text{ Tm}$$

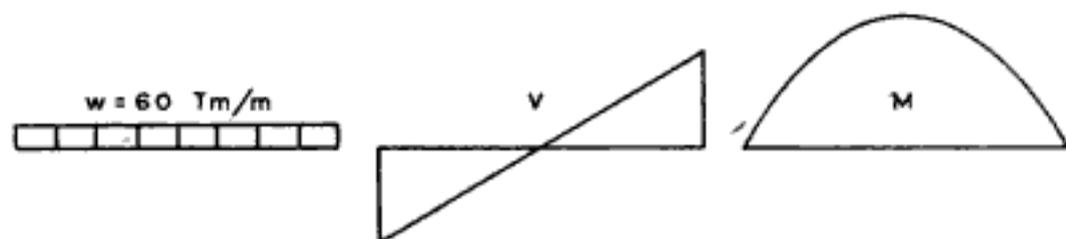


Figura 25.33

Hidden page

Hidden page

Hidden page

Hidden page

La resultante de los esfuerzos será:

$$P_1 = (\sigma_1) \left[\frac{ab + dc}{2} \right] (h) = 1.16 \left(\frac{45 + 140}{2} \right) (92) = \\ (1.16)(92.5)(92) = 9872 \text{ kg}$$

La fuerza anterior se encuentra aplicada en el centro de gravedad del trapecio $abcd$, cuya distancia a la sección ab es:

$$y_1 = \left(\frac{92}{3} \right) \left[\frac{(2 \times 140) + 45}{140 + 45} \right] = (30.67)(1.76) = 53.87$$

El momento de la fuerza P_1 con respecto a ab es:

$$M_1 = (9872)(53.87) = 531.805 \text{ kg-cm.}$$

En la dirección del lado B hay que considerar la compresión entre el paramento exterior y la línea neutra:

$$\sigma = \frac{3.57}{2} = 1.785 \text{ kg/cm}^2$$

Se supone, también, que este esfuerzo medio se encuentra repartido en la superficie $macsn$, cuya área es:

$$(50) \left(\frac{200 - 45}{2} \right) + \left[\frac{(200 - 45) + (200 - 140)}{4} \right] (92) = \\ (50)(77.5) + (155 + 60)(92) = 8,820 \text{ cm}^2.$$

La resultante $P_2 = (8820)(1.785) = 15,744 \text{ kg}$ aplicada en el centro de gravedad de la superficie $maosn$ y cuya distancia a la sección ma puede tomarse igual a la del trapecio $noam$ de (ver figura 25.38):

$$y_2 = \frac{h}{3} \cdot \frac{2b + b_1}{b + b_1} = \frac{77.5}{3} \cdot \frac{(2 \times 200) + 50}{200 + 50} = 46.5 \text{ cm.}$$

La resultante $P_2 = (8820)(1.785) = 15,744 \text{ kg}$ aplicada en el centro de gravedad de la superficie $maosn$ y cuya distancia a la sección ma puede tomarse igual a la del trapecio $noam$ de (ver figura 25.38):

$$y_2 = \frac{h}{3} \cdot \frac{2b + b_1}{b + b_1} = \frac{77.5}{3} \cdot \frac{(2 \times 200) + 50}{200 + 50} = 46.5 \text{ cm}$$

Hidden page

Sin embargo, es más seguro calcular con:

$$M = P \cdot e = 42,000 \times 80 = 3,360,000 \text{ kg-cm}$$

En la cabeza de la columna actúa una fuerza que tiende a desplazar a la columna hacia afuera y que tiene por valor:

$$V = \frac{M}{H}$$

en la que H = altura de la columna. En este caso, si la columna es de 3.5 m, se tiene:

$$V = \frac{33,600}{3.5} = 9,600 \text{ kg}$$

Por lo anterior, es necesario un refuerzo adicional en la viga que soporte la cabeza de la columna de:

$$A_s = \frac{9600}{2400} = 4.0 \text{ cm}^2$$

Diseño de una losa "Mat"

Datos:

Cargas: $P_1 = 152 \text{ Tm}$; $P_2 = 261 \text{ Tm}$; $P_3 = 239 \text{ Tm}$; $P_4 = 462 \text{ Tm}$

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$; $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$; $n = 10$; $k = 0.404$; $j = 0.865$

$k = 16.61 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_a = 50 \text{ Tm/m}^2 = 5 \text{ kg/cm}^2$

Se comenzará haciendo una suma de fuerzas verticales:

$$\Sigma P_v = 152 + 261 + 239 + 462 = 1,114 \text{ Tm}$$

La línea de acción de esta resultante pasará a:

$$\bar{x} = \frac{(239 + 462)}{1114} (6) = 3.775 \text{ m} \approx 3.80 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{(261 + 462)}{1114} (7) = 4.543 \text{ m} \approx 4.50 \text{ m}$$

Se analizará una losa de 7.30 m \times 8.50 m.

$$e_x = 3.80 + 0.30 - \frac{7.30}{2} = 4.10 - 3.65 = 0.45 \text{ m}$$

$$e_y = 4.50 + 0.50 - \frac{8.50}{2} = 5.00 - 4.25 = 0.75 \text{ m}$$

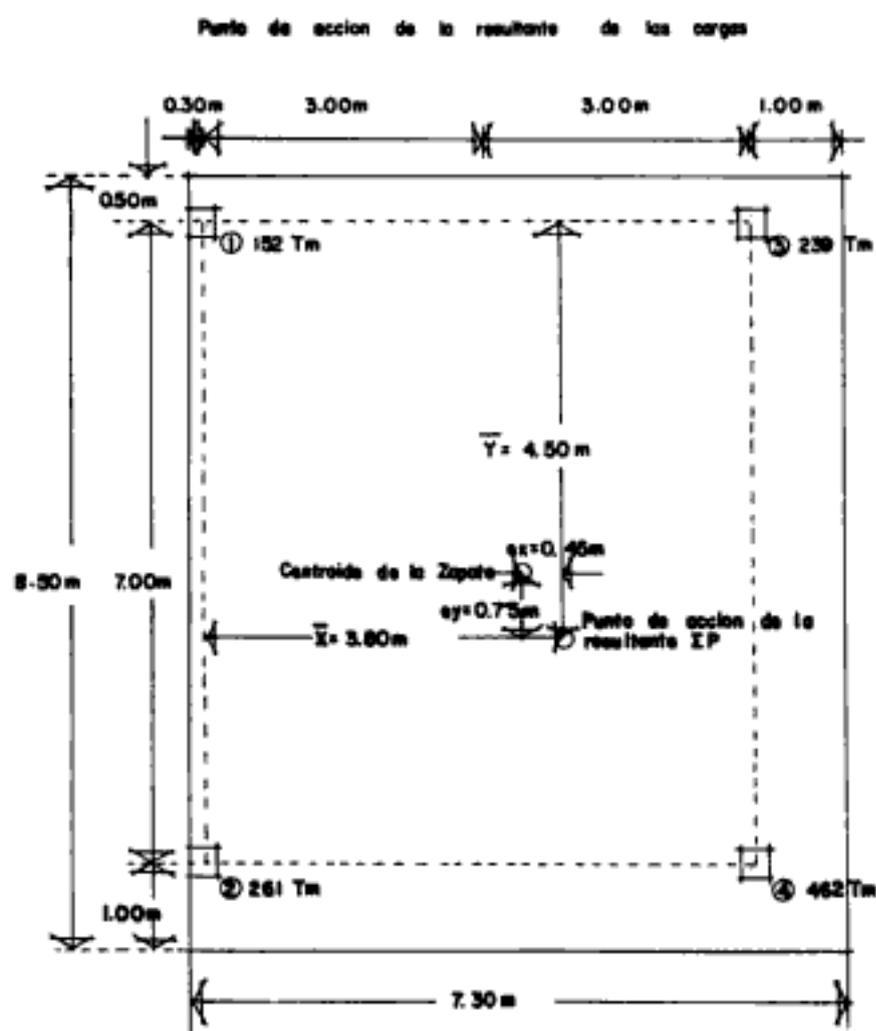


Figura 25.40

Se calcularán los momentos de inercia:

$$I_x = \frac{1}{12} \times 7.30(8.50)^3 = 373.5927 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} \times 8.50(7.30)^3 = 275.5537 \text{ m}^4$$

Como la resultante de las cargas está aplicada en un punto con excentricidades e_x y e_y con respecto a los ejes principales ($x - x$) y ($y - y$), la ecuación general para calcular los esfuerzos máximo y mínimo sobre el terreno es:

$$\sigma = \frac{\Sigma P}{A} \pm \frac{\Sigma P \cdot e_x}{I_y / x} \pm \frac{\Sigma P \cdot e_y}{I_x / y} = \frac{\Sigma P}{a \cdot b} \left[1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{b} \pm \frac{6 \cdot e_y}{a} \right]$$

$$\sigma = \frac{1114}{7.3 \times 8.5} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.45}{7.30} \pm \frac{6 \times 0.75}{8.50} \right) =$$

$$= 17.95(1 \pm 0.3698 \pm 0.5294)$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 17.95 (1 + 0.3698 + 0.5294) = 17.95 \times 1.8992 = 34.09 \text{ Tm/m}^2 \text{ O.K.}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 17.95 (1 - 0.3698 - 0.5294) = 17.95 \times 0.1008 = 1.809 \text{ Tm/m}^2 \text{ O.K.}$$

Valores de σ en las esquinas:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{1114}{7.3 \times 8.5} \pm \frac{1114 \times 0.45}{275.5537} x \pm \frac{1114 \times 0.75}{373.5927} y = \\ &= 17.95 \pm 1.819x \pm 2.2364 \end{aligned}$$

Se calcularán primero los valores de x y de y , por lo que:

Para la esquina 1 se tiene:

$$x = 3.80 - 0.45 = 3.35 \text{ m}$$

$$y = 4.50 - 0.75 = 3.75 \text{ m}$$

Para la esquina 2 se tiene:

$$x = 3.80 - 0.45 = 3.35 \text{ m}$$

$$y = 7.00 - 4.50 + 0.75 = 3.25 \text{ m}$$

Para la esquina 3 se tiene:

$$x = 6.0 - 3.80 + 0.45 = 2.65 \text{ m}$$

$$y = 4.5 - 0.75 = 3.75 \text{ m}$$

Para la esquina 4 se tiene:

$$x = 6.0 - 3.8 + 0.45 = 2.65 \text{ m}$$

$$y = 7.0 - 4.50 + 0.75 = 3.25 \text{ m}$$

Por lo tanto, los esfuerzos en dichas esquinas serán (ver figura 25.41):

$$1) \sigma_1 = 17.95 - 1.819 \times 3.35 - 2.236 \times 3.75 = 3.47 \text{ Tm/m}^2$$

$$2) \sigma_2 = 17.95 - 1.819 \times 3.35 + 2.236 \times 3.25 = 19.12 \text{ Tm/m}^2$$

$$3) \sigma_3 = 17.95 + 1.819 \times 2.65 - 2.236 \times 3.75 = 14.38 \text{ Tm/m}^2$$

$$4) \sigma_4 = 17.95 + 1.819 \times 2.65 + 2.236 \times 3.25 = 31.18 \text{ Tm/m}^2$$

Los momentos en las diferentes líneas son:

$$\text{Línea (1) } M = \frac{wl^2}{10} = \frac{8.925(6)^2}{10} = 32.13 \text{ Tm-m}$$

Hidden page

Cálculo del peralte efectivo de la losa:

$$d = \sqrt{\frac{M}{k \cdot b}} = \sqrt{\frac{11,162,000}{16.61 \times 100}} = \sqrt{\frac{11,162,000}{1661}} = \sqrt{6,720} =$$

$$= 81.98 \text{ cm} \approx 82 \text{ cm}$$

Altura total de la losa = $d + r = 82 + 8 = 90 \text{ cm}$

$$A_1 = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{3,213,000}{1400 \times 0.86 \times 82} = 32.54 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{9,043,000}{98,728} = 91.595 \text{ cm}^2$$

DISTRIBUCIÓN DEL ACERO EN LA ZAPATA O LOSA.

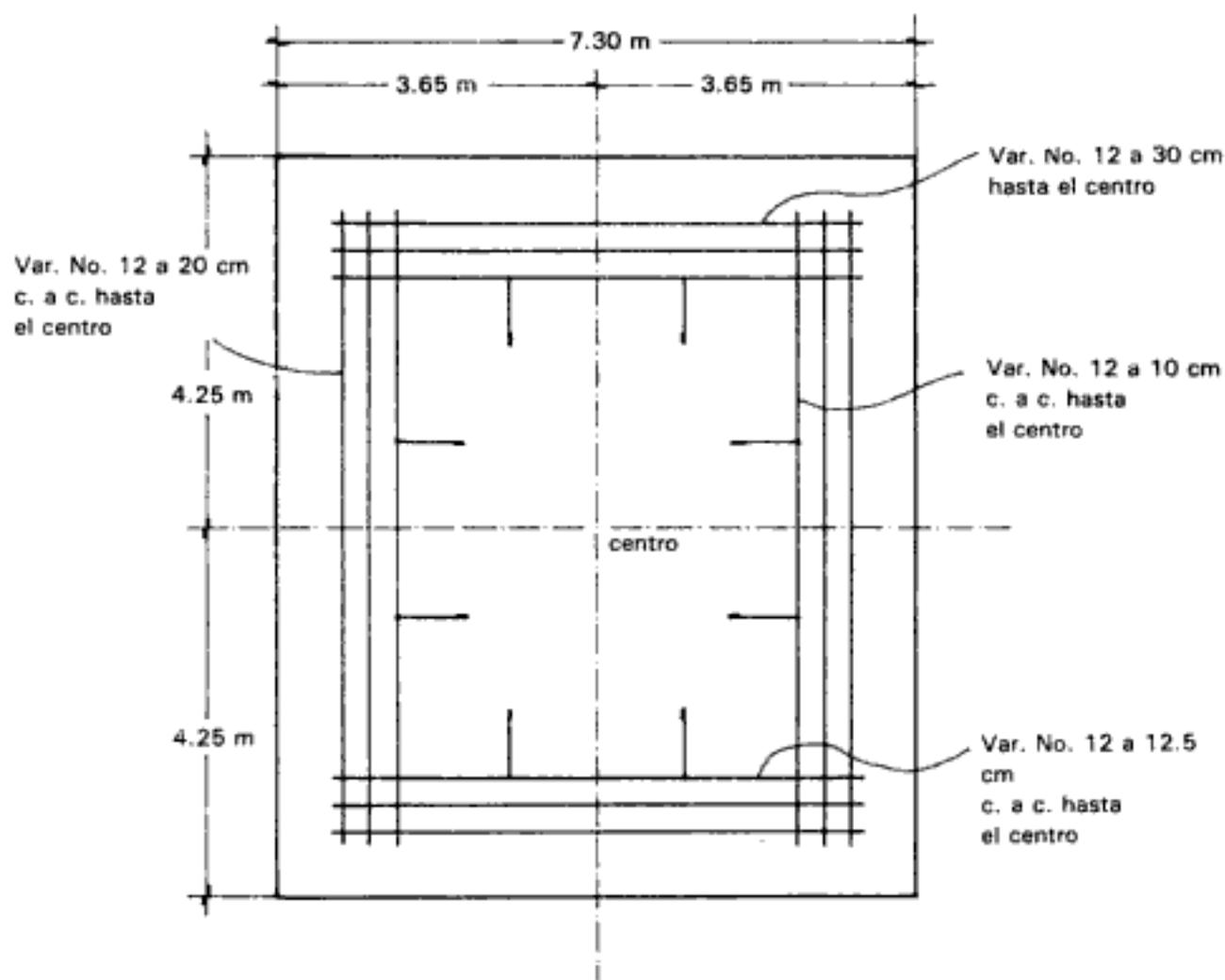


Figura 25.42

$$A_A = \frac{5,534,000}{98728} = 56.05 \text{ cm}^2$$

$$A_B = \frac{11,162,000}{98728} = 113.06 \text{ cm}^2$$

Usando varillas No. 12 (ver figura 25.42):

$$N_1 = \frac{32.54}{11.40} \cong 3 \text{ var.}; \text{ var. No. 12 a } 30 \text{ cm c. a c.}$$

$$N_2 = \frac{91.59}{11.40} \cong 8 \text{ var.}; \text{ var No. 12 a } 12.5 \text{ cm c. a c.}$$

$$N_A = \frac{56.05}{11.40} \cong 5 \text{ var.}; \text{ var. No. 12 a } 20 \text{ cm c. a c.}$$

$$N_B = \frac{113.06}{11.40} \cong 10 \text{ var.}; \text{ var. No. 12 a } 10 \text{ cm c. a c.}$$

Hidden page

CAPÍTULO 26

Cimentación por medio de trabes y losas planas

Cuando por la importancia de las cargas resulten las zapatas de cimentación con dimensiones tales que queden muy próximas unas de otras, es conveniente emplear otro tipo de cimentación, tal como el de cimentación por trabes.

La cimentación por medio de trabes consiste en unir las bases de las columnas con vigas de concreto, que pueden ser de sección rectangular o en "t" (ver figura 26.1).

En este sistema de cimentación la carga de cada columna se considera repartida por igual en todas las vigas concurrentes a la misma, y como carga de cada viga se toma aquella formada por la suma de las dos cargas transmitidas por las columnas que sustenta. Supóngase que la figura anterior representa en planta las columnas de unos silos para granos. Las cargas de cada columna se muestran en la misma figura. Si el terreno tiene una capacidad admisible de carga de 4 kg/cm^2 , calcúlese la cimentación por medio de trabes.

Como se puede observar en la figura, la cimentación va a constar de dos tipos de trabes: las periféricas *AB-BC-CF-FI-HG-GD* y *DA*, y las centrales *BE*, *EH*, *DE* y *EF*.

Una viga periférica cualquiera, la *AB* por ejemplo, recibe de la columna *A* la mitad de su carga, ya que ésta se repartirá por igual en las dos vigas *AB* y *AD*, y recibirá de la columna *B* la tercera parte de su carga, ya que ésta se distribuye en las tres vigas *AB*, *BC* y *BE*.

Así pues, la viga *AB* soportará una carga de:

$$P = 100/2 + 200/3 = 116.66 \text{ Tm.}$$

Para tomar en cuenta el peso propio de las trabes se le asignará a éste un peso propio de 10% de *P*, por lo que $P' = 11.66 \text{ Tm}$, de donde:

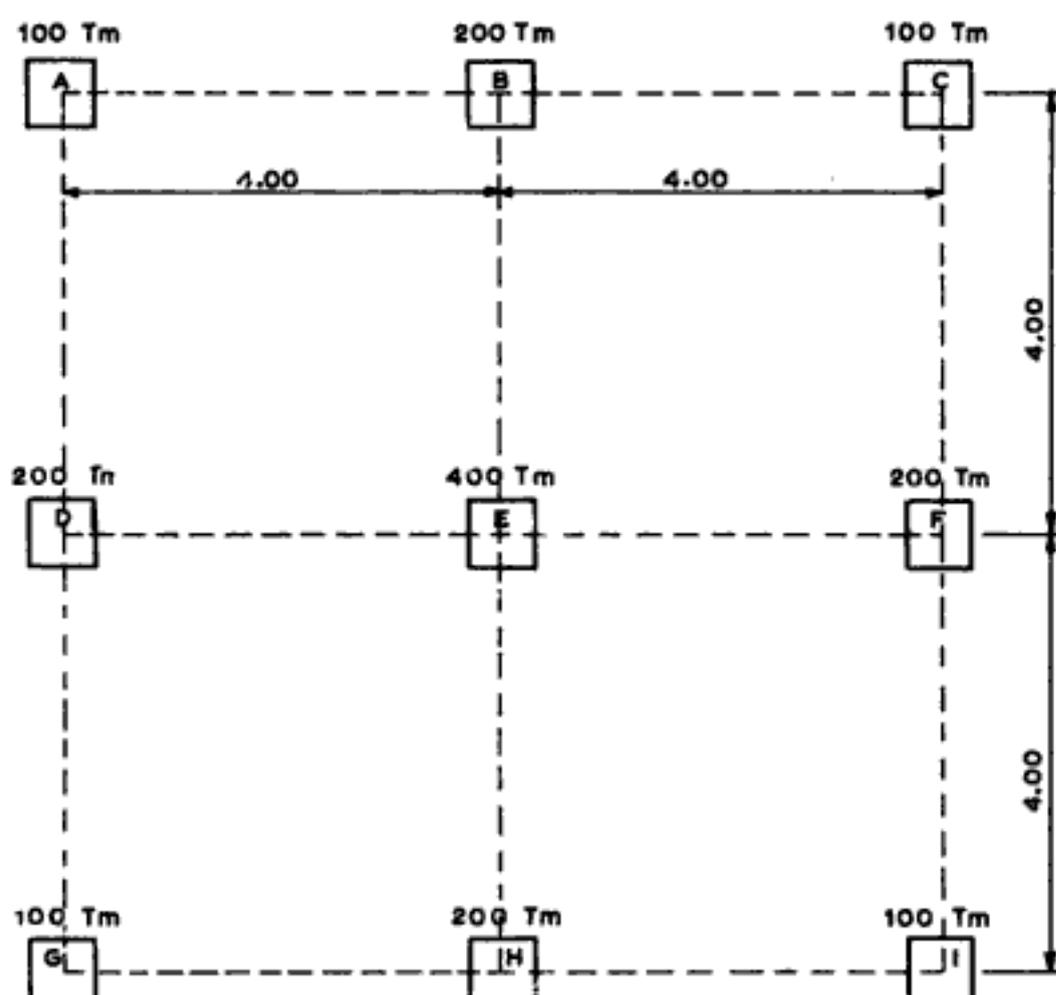


Figura 26.1.

$$P_T = P + P' = 116.66 + 11.66 = 128.32 \text{ Tm}$$

Se tomará $P_T = 130 \text{ Tm}$.

Las vigas centrales, como la BE , están sometidas a la carga de:

$$P = 200/3 + 400/4 = 166.66 \text{ Tm}.$$

Aumentando la carga anterior P en 10% se tiene un valor del peso total de:

$$P_T = 166.66 + 16.66 = 182.32 \text{ Tm}; \text{ se tomarán } 185 \text{ Tm}.$$

El análisis de estas vigas puede hacerse, aproximadamente, en la forma siguiente:

a) *Para las vigas periféricas:*

Para que estas vigas no presionen al terreno a más de 4 kg/cm^2 , que es su esfuerzo admisible, necesitan un área de asiento de:

$$A = \frac{P}{\sigma_2} = \frac{130,000}{4} = 32,500 \text{ cm}^2$$

Como cada viga tiene una longitud entre ejes de columnas, de 4 m, el ancho de las vigas será de:

$$b = \frac{A}{L} = \frac{32,500}{400} = 80 \text{ cm.}$$

b) *Para las vigas centrales:*

Para que estas vigas no produzcan esfuerzos sobre el terreno mayores al admisible del mismo necesitan una superficie de asiento de:

$$A = \frac{P}{\sigma_a} = \frac{185,000}{4} = 46,250 \text{ cm}^2.$$

El ancho de las vigas será por lo tanto de:

$$b = \frac{A}{L} = \frac{46,250}{400} = 115 \text{ cm.}$$

Para el cálculo del peralte de estas vigas se les considerará como vigas continuas con dos claros iguales, pudiéndose determinar momentos y fuerzas cortantes por el método de los tres momentos, siendo posible que suceda que el sistema reactivo de abajo hacia arriba (reacciones de las vigas) no coincida con el sistema activo de arriba hacia abajo (cargas de las columnas) en los nudos debido a la distribución supuesta de las cargas. Si esto ocurre, se tendrá un sistema de diferencias que habrá que corregir. La corrección que se puede hacer para reducir las diferencias a un valor aceptable, según el tipo de estructura y tipo de suelo de cimentación, consiste en determinar las cargas que, actuando sobre las vigas, equilibren el sistema de diferencias, y sumarlas o restarlas, según el caso, a las cargas sobre las vigas utilizadas para encontrar el sistema reactivo de la primera etapa de cálculo. Con las cargas corregidas se encuentran nuevamente los momentos y las reacciones. Las diferencias entre el sistema activo y reactivo de cargas será ahora menor, y si aún no se encuentran dentro de la tolerancia fijada el proceso debe seguirse hasta conseguirlo. Es muy usual repetir el procedimiento hasta que en cada nudo se tengan diferencias menores a un 5% de la carga en cada nudo (ver figuras 26.2a y 26.2b).

Hidden page

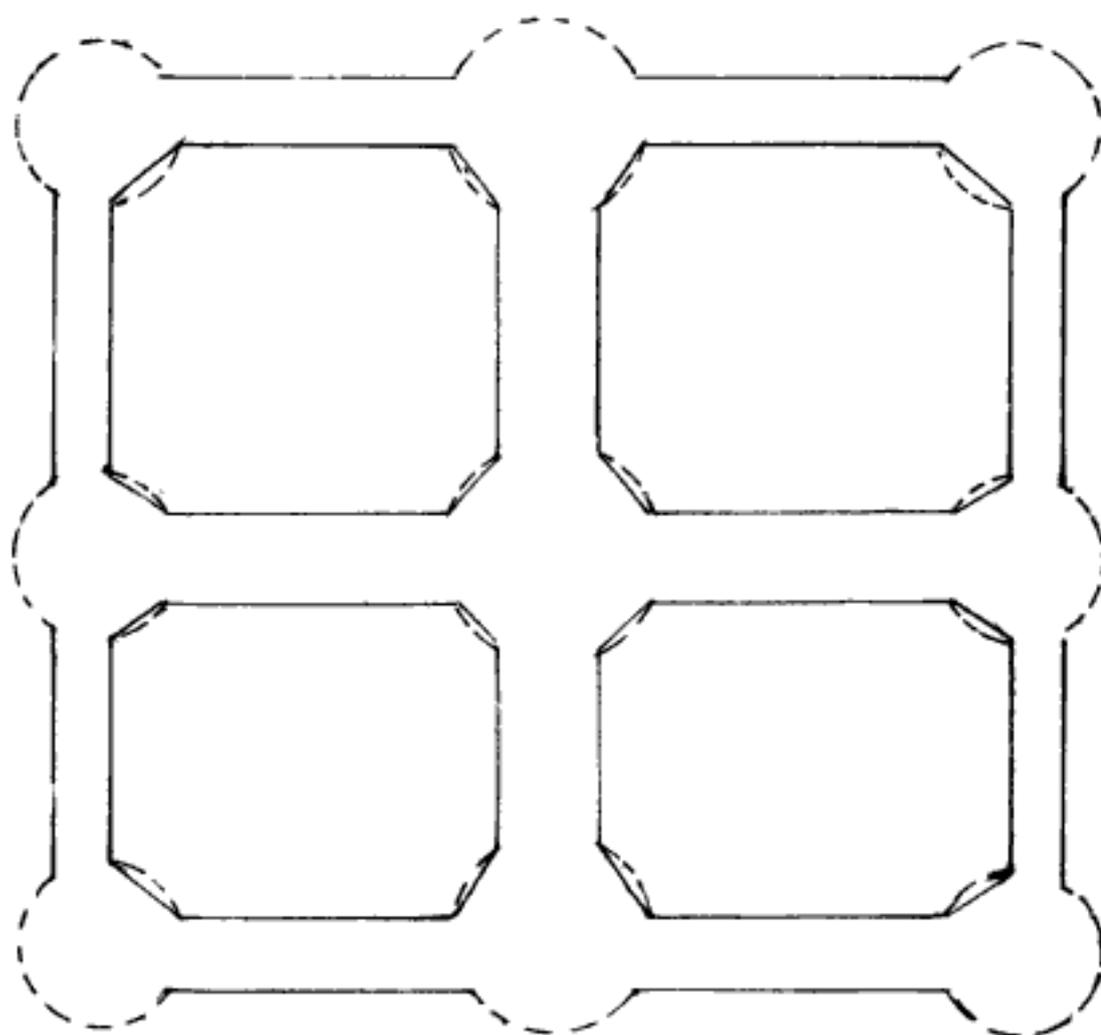


Figura 26.3.

Cuando el suelo de cimentación es muy resistente algunos proyectistas no llevan a cabo las correcciones mencionadas, sino que simplemente amplían las bases de las vigas en los nudos, según las diferencias encontradas entre el sistema activo y reactivo de cada uno, como se muestra en la figura 26.3 con líneas llenas, o bien las ampliaciones con líneas punteadas.

CIMENTACIÓN POR LOSAS PLANAS SIN VIGAS

Cuando por la cercanía de las columnas por la baja resistencia del suelo o por la intensidad de las cargas, aun empleando un sistema de cimentación por medio de trabes, éstas resultan con bases muy amplias, quedando unas muy cerca de las otras, se tiene entonces que recurrir a una losa continua. Ahora bien, si lo que sobresale la losa del eje que limita las columnas exteriores no es muy grande, se puede recurrir a una losa plana sin vigas que satisfaga las especificaciones que en la figura 26.4 se indican.

Hidden page

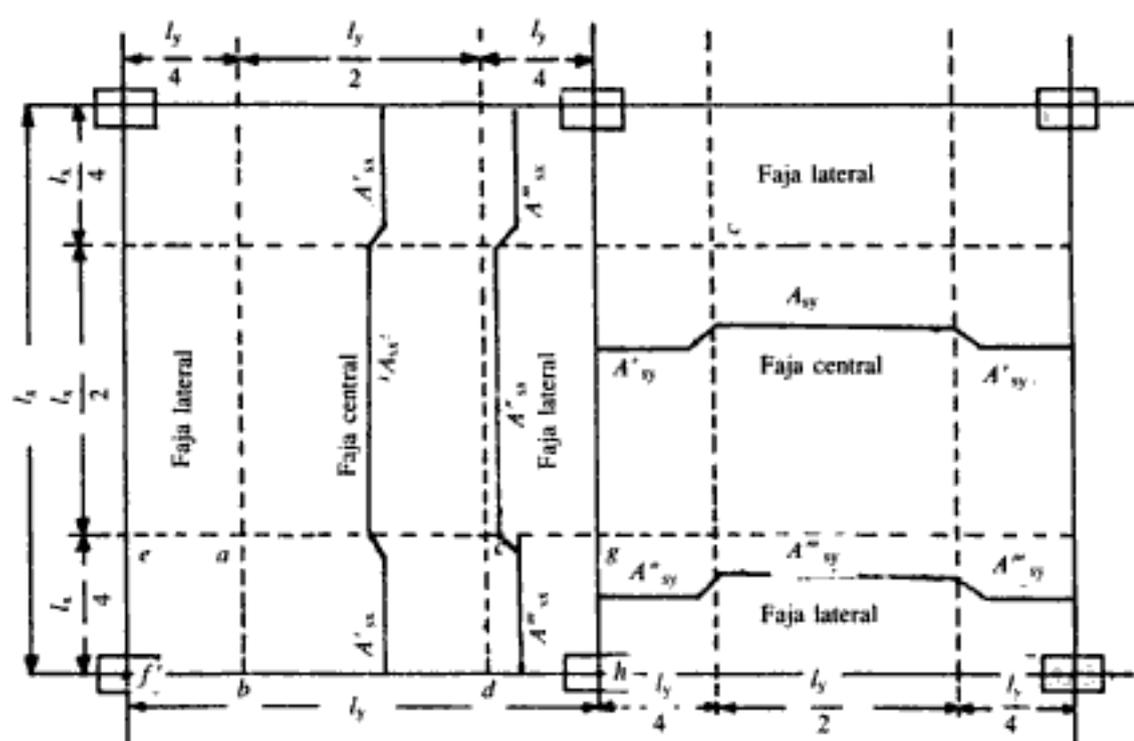


Figura 26.5.

Las fajas laterales llevan, además, refuerzo en la cara superior para resistir los momentos negativos, y se distribuye.

En el rectángulo medio ($abcd$) de la faja lateral, con anchura de l_x entre dos, un refuerzo de:

$$A''_{sx} = 0.8 A_{sx}$$

y en los rectángulos extremos ($abfe$) y ($cdhg$) de ancho l_x entre cuatro y alto l_y entre cuatro, otro de:

$$A'''_{sx} = A_{sx}$$

Se calcula el momento para la luz menor l_y por la fórmula:

$$M_y = \left(\frac{1}{10} \right) (\sigma_a) (l_y)^2$$

Se deduce el área de acero para la faja central así:

$$A_{sy} = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

Las fajas laterales de la luz l_y llevan refuerzo tanto superior como inferior relacionados con el valor de A_{sy} en la misma forma que se hizo para la luz l_x .

Ejemplo

Calcular la cimentación del problema dado en las páginas 451 y 452. Se le supondrá a la cimentación una capacidad de carga de 15 Tm/m^2 . Siendo el peso total de la construcción P de 1600 Tm y suponiéndole a la cimentación un peso del 10% de P , o sea P' de 160 Tm , entonces se tendrá que la superficie de cimentación necesaria será de:

$$A = \frac{P'}{\sigma_a} = \frac{1760}{15} = 117.33 \text{ m}^2$$

Como la zona limitada por los ejes de las columnas exteriores es sólo de $8 \times 8 = 64 \text{ m}^2$, la losa plana sobresaldrá de las columnas exteriores, o sea de la zona de construcción. Sin embargo, si se construye la losa de $11 \times 11 \text{ m}$, de tal modo que sobresalga $\frac{11-8}{2} = 1.5 \text{ m}$, se cumple que este saliente sea

menor que la mitad de la distancia l entre columnas. El capitel que se empleará como base de las columnas será de $0.4 l = 0.4 \times 4.0 = 1.60 \text{ m}$ de lado, o sea de $1.60 \text{ m} \times 1.60 \text{ m}$.

Empleando un concreto hidráulico de $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ y una $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$ se tiene:

$$n = 12; k = 11.48; j = 0.875; c = 0.295$$

Por lo tanto, el momento flector para una carga de $15 \text{ Tm/m}^2 = 15,000 \text{ kg/m}^2$ es:

$$M = \frac{\omega l^2}{10} = \left(\frac{1}{10} \right) (15,000) (4)^2 = 24,000 \text{ kg-m}$$

El peralte efectivo de la losa será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{k \cdot b}} = \sqrt{\frac{2,400,000}{(11.48)(100)}} = 45.72 \text{ cm} \doteq 46 \text{ cm}.$$

Dando un recubrimiento de 9.0 cm resulta una altura total de losa de 55 cm . (Conviene usar más recubrimiento que el normal de 7.0 cm , debido a que en su altura total lleva cuatro capas de refuerzo.)

Hidden page

Hidden page

CAPÍTULO 27

Pilotes

EMPLEO DE PILOTES

En general los pilotes son elementos que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura a estratos profundos más resistentes que los mantos superficiales, o bien cuando la estructura deba construirse en un sitio cubierto por agua.

Los pilotes pueden clasificarse atendiendo a diferentes causas:

a) Respecto a los materiales empleados en su elaboración:

1. De madera.
2. De acero.
3. De concreto simple.
4. De concreto reforzado.
5. De concreto preesforzado.
6. Mixtos.

b) Respecto al lugar de su construcción:

1. Prefabricados: cuando el pilote se fabrica en lugar distinto al de su hincia.
2. Fabricados en el lugar de hincia.

c) Respecto a la sección transversal:

1. Hueca.
2. Maciza.

d) Respecto a su apoyo:

1. Pilotes de fricción: cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción en su superficie lateral.
2. Pilotes de punta: cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite por apoyo directo del extremo del pilote a un manto resistente.
3. Pilotes de apoyo mixto: cuando parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción y el resto por apoyo directo.

e) Respecto a su dirección:

1. Pilotes verticales.
2. Pilotes inclinados.

CRITERIOS PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE

Existen dos procedimientos básicos para estimar la carga última, y en consecuencia, la carga de trabajo, que puede soportar un pilote:

1. Método estático.
2. Método dinámico.

El *método estático* considera la resistencia por apoyo de la punta y la resistencia por fricción en la superficie lateral del pilote, es decir:

$$R_t = R_p + R_f.$$

en donde:

- R_t = Resistencia total última del pilote.
- R_p = Resistencia última por apoyo en la punta.
- R_f = Resistencia última por fricción en la superficie lateral del pilote (ver página 464).

Terzaghi ha propuesto las siguientes expresiones para calcular R_p y R_f , o sea la capacidad última de carga de los pilotes por cuanto al suelo se refiere. (Para escoger la sección y longitud de los pilotes, véase página 486).

Para el cálculo de R_p se tiene:

Para pilotes cuadrados:

$$R_p = B^2 (1.3 C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \gamma \cdot B \cdot N_w)$$

Para pilotes circulares:

$$R_p = \pi \cdot r^2 (1.3 C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.60 \cdot \gamma \cdot i \cdot N_w)$$

en donde:

B = Lado de la sección transversal cuadrada del pilote, en metros.

r = Radio de la sección transversal circular del pilote, en metros.

C = Cohesión del terreno, en Tm/m^2 .

D_f = Profundidad de la punta del pilote con respecto a la superficie del terreno, en metros.

N_c , N_q y N_w = Factores que dependen del ángulo de fricción interna y que se obtienen del gráfico de la página 295.

γ = Peso volumétrico del suelo, en Tm/m^3 .

Algunos valores del peso volumétrico y de la fricción lateral para condiciones medias se pueden obtener de las tablas 27.1 y 27.2.

La fuerza horizontal que puede resistir un pilote es igual al área de su sección transversal, en centímetros cuadrados, y dicho valor tomarlo en kilogramos como carga horizontal por pilote. Así, un pilote de 30 cm por 30 cm tiene un área del 900 cm^2 , por lo que cada pilote puede resistir una fuerza horizontal de 900 kg.

Tabla 27.1

Descripción del suelo	Pesos volumétricos		
	Seco	Saturado	Sumergido
	γ_s , en Tm/m^3	γ_{sat} , en Tm/m^3	γ_{sum} , en Tm/m^3
Grava húmeda	1.70	2.00	1.00
Arena uniforme suelta	1.43	1.89	0.89
Arena uniforme densa	1.75	2.09	1.09
Arena graduada suelta	1.59	1.99	0.99
Arena graduada densa	1.89	2.16	1.16
Material de acarreo, muy bien graduado	2.12	2.32	1.32
Arcilla suave		1.77	0.77
Arcilla rígida		2.07	1.07
Arcilla orgánica suave		1.58	0.58
Arcilla orgánica muy suave	1.	1.43	0.43
Bentonita suave		1.27	0.27

Tabla 27.2

<i>Tipo de suelo</i>	<i>Fricción lateral última Tm/m²</i>
Arcilla suave y limo	1.0 – 2.0
Limo arenoso	2.0 – 5.0
Arcilla rígida	4.0 – 10.0
Arena suelta	2.0 – 3.0
Arena densa	3.0 – 10.0
Gravas	10.0 – 15.0

En los suelos combinados se pueden determinar, aproximadamente, sus propiedades promediando las que le correspondan a los elementos constituyentes.

Para el cálculo de R_f , se tiene:

$$R_f = A_1 \cdot F_1 + A_2 \cdot F_2 + A_3 \cdot F_3 + \dots + A_n \cdot F_n$$

$A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ = Área lateral del pilote en los estratos 1, 2, 3, etc.

$F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$ = Valor último de la fricción en la superficie lateral del pilote en los estratos 1, 2, 3, etc.

Como se ha podido observar, las fórmulas anteriores dan la capacidad última que puede soportar el pilote, por lo que se refiere a su apoyo en el suelo. Se resolverá un ejemplo para aclarar conceptos.

Ejemplo empleando el procedimiento estático

Calcular la carga última que, trabajando como pilote mixto, puede soportar el pilote que se muestra en la figura 27.1, haciendo uso del procedimiento estático.

Se calcularán por separado las resistencias de punta y de fricción, utilizando las fórmulas correspondientes. Para el dimensionamiento preliminar (ya que hay que partir de una sección inicial supuesta del pilote) ver la tabla-guía en la página 486.

Para aplicar las fórmulas se necesita determinar previamente los valores de los coeficientes N_c , N_q y N_w , utilizando el gráfico de la página 295. Estos valores se obtienen para el estrato en el cual se apoyará la punta del pilote.

Para un ángulo de fricción interna de 35° que presenta el estrato de arena densa los valores de los coeficientes antes mencionados son: $N_c = 58$, $N_q = 43$ y $N_w = 42$.

a) Resistencia última trabajando el pilote de punta:

$$R_p = (0.3)^2 [(1.3 \times 0) 58 + (0.9 \times 5 + 1.0 \times 3 + 1.0 \times 8 + 1.1 \times 3) 43 + (0.4 \times 1.1 \times 0.3) 42] = 0.09 (0 + 808.4 + 5.54) = 0.09 \times 813.94 = 73.26 \text{ Tm}$$

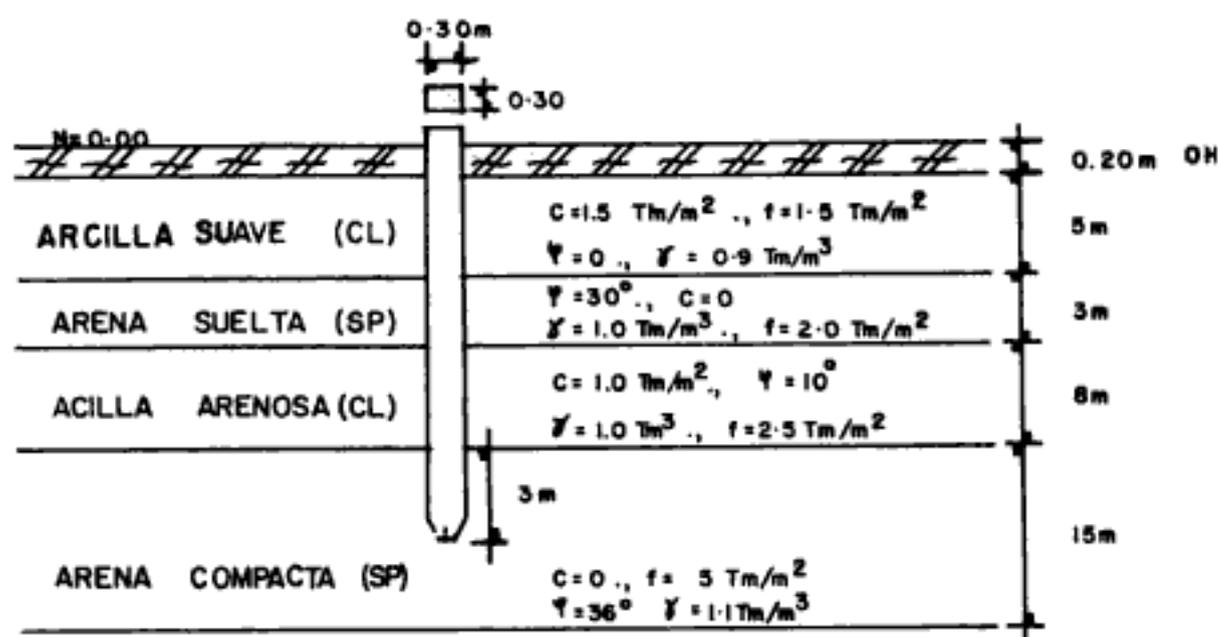


Figura 27.1.

b) Resistencia última trabajando el pilote por fricción lateral:

$$R_f = 4 \times 0.30 (1.5 \times 5 + 2.0 \times 3 + 2.5 \times 8 + 5 \times 3) = 58.2 \text{ Tm.}$$

c) La resistencia, trabajando el pilote tanto de punta como de fricción, o sea mixto, es: $R_t = R_p + R_f = 73.26 + 58.2 = 131.46 \text{ Tm.}$

Este último valor corresponde a la resistencia última del pilote, por lo que para obtener la resistencia de trabajo o carga admisible del pilote tiene que dividirse el valor anterior por un factor de seguridad, que puede estar comprendido entre dos y tres.

Capacidad admisible de carga de los pilotes por el procedimiento dinámico

El método dinámico se basa en el trabajo que se requiere para hincar el pilote por los golpes de un martinete. En consecuencia, sólo es aplicable a pilotes que se hincan por este procedimiento. (Ver la página 466).

Los factores que intervienen en la estimación de la capacidad de carga de un pilote por el método dinámico son muy diversos y muy complejos, lo que ha hecho que se propongan un gran número de fórmulas semiempíricas.

Como todas estas fórmulas sólo proporcionan estimaciones de la capacidad del pilote, que incluso pueden tener errores muy considerables, debe elegirse una fórmula de estructura sencilla y de aplicación fácil, como es la fórmula de Rabe, que a continuación se propone.

$$R = \frac{M \cdot F \cdot D}{S + C} \cdot \frac{W}{W + \frac{P}{2}} \cdot B$$

en donde:

R = Capacidad de carga permisible para el pilote en libras, con un factor de seguridad aproximado de 2.

M = Factor de eficiencia del martinete.

F = WH para un martinete de caída libre o de vapor de acción simple, en libras-pie.

F = Energía nominal indicada por el fabricante del equipo de hincado, cuando el martinete sea de vapor de doble acción o de acción diferencial, expresada en libras-pie.

W = Peso de las partes del martinete que intervienen en el golpe, en libras.

H = Altura de caída de peso W en pies.

D = Factor de corrección para pilotes inclinados.

S = Penetración media del pilote durante los últimos golpes, en pulgadas por golpe.

Tabla 27.3

Tipo de martinete	M	U	C	Mínimo		Máximo	
				N	J	N	J
Martinetes de caída movida por cable.	4	0.2	0.25	0.3	1.4	0.8	2.2
Martinetes de caída libre.	4.7	0.2	0.25	0.3	1.4	0.8	2.2
Martinetes de vapor de acción simple o de aire. (Tipo Vulcán)	5.0	0.1	0.15	0.18	1.2	0.45	1.8
Martinete de vapor, aire o de vapor diferencial. (Tipo Vulcán)	5.2	0.05	0.15	0.16	1.2	0.4	1.8
Martinetes de vapor, de aire, de doble acción o diesel. (Tipo Mckiernan Terry)	6.0	0.05	0.15	0.16	1.2	0.4	1.8

C = Pérdida temporal de compresión, en pulgadas.

P = Peso del pilote incluyendo el cabezal de hinca, en libras.

$B = B_s \cdot B_l \cdot B_c$ es un factor de corrección que incluye el tipo de suelo, la longitud del pilote y su sección transversal, respectivamente.

El factor M de eficiencia del martinete se obtiene de la tabla 27.3.

El factor D , de inclinación de los pilotes, se encuentra a partir de la fórmula:

$$D = \frac{1 - U G}{\sqrt{1 + G^2}}$$

en la que U es un coeficiente de fricción especificado en la tabla 27.3, y G es la inclinación del pilote, expresada en forma de talud, como se indica en las figuras 27.2a y b, o sea como 1/4 ó 1/3, etc.

El factor de suelo B_s se obtiene de la tabla 27.4, teniendo en cuenta las notas que la acompañan.

El factor de longitud B_l se encuentra en la gráfica A ilustrada en la figura 27.2a. El factor B_c de sección transversal del pilote se obtiene de la gráfica B de la figura 27.2b.

Tabla 27.4 Valores del factor de suelo B_s

	B_s
Arcilla plástica o limo muy húmedo, suelo muy pobre	0.25
Arcilla o limo suave, suelo más bien pobre	0.5
Arcilla o limo medio, suelo de regular calidad	0.7
Arcilla o limo duro, arena, grava suelta, buen suelo	0.85
Limo arenoso denso, arena o grava moderadamente compacta, suelo muy bueno	1.0
Arena o grava muy compacta, pizarra o tepetate, excelente material de cimentación	1.25

Notas:

1. Interpólese los valores dados de B_s si es necesario.
2. B_s depende solamente de la clase de suelo penetrado. No se aumente B_s si la punta llega a ponerse en contacto con roca.
3. Si la arcilla o el limo húmedo tienen buena adherencia, con el pilote puede aumentarse B_s sin que ese aumento exceda del 25% del valor dado.
4. Si hay piedras en el suelo, redúzcase B_s en una cantidad que dependerá de la posibilidad de que el pilote sea detenido por el contacto con las

piedras; sin embargo, la reducción no deberá exceder del 25% del valor dado en la tabla.

- Si el pilote penetra a través de diferentes clases de suelo (como ocurre de manera frecuente), estímesese un valor medio pesado de B_s para toda la longitud de penetración, dando un peso considerablemente mayor para el suelo cerca de la punta que para el de arriba.

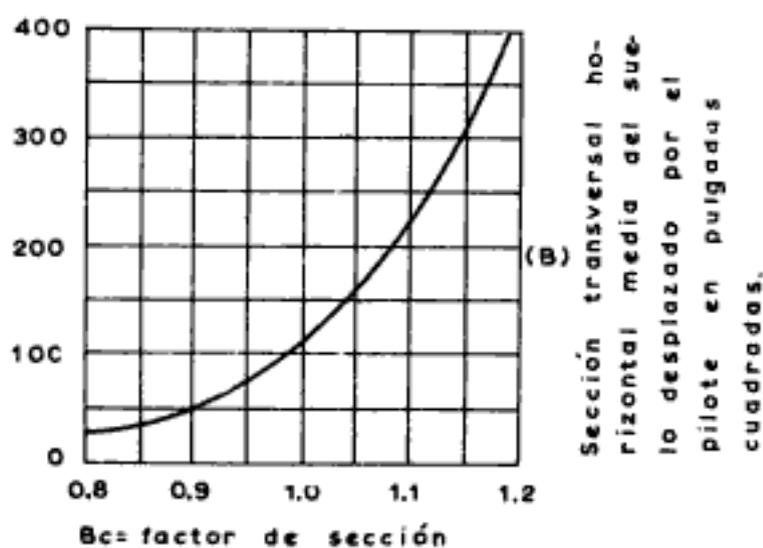
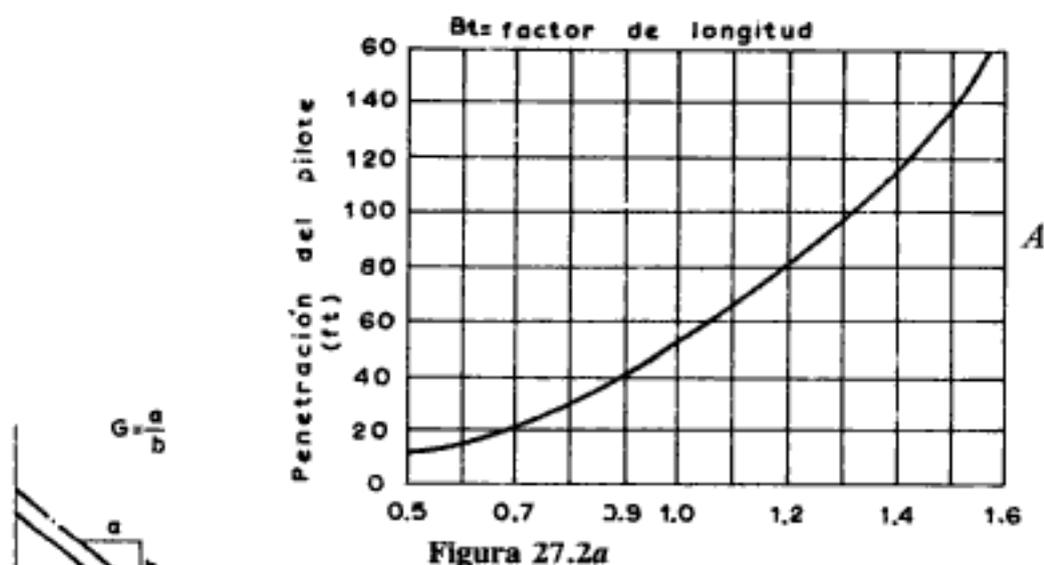


Figura 27.2b

Ejemplo

Un pilote de concreto reforzado de $12'' \times 12'' \times 50'$ se hinca en un suelo como el mostrado en el corte de la figura 27.3. El peso del cabezal de hincado es de 150 lb. El martinete empleado es de vapor de doble acción y con un peso de 2,000 lb. La altura de caída del martinete es de 3 pies, y la penetración media del pilote

en los últimos golpes es de 0.1 de pulgada por golpe. Determinar la capacidad de carga del pilote.

Se tiene:

$$M = 6.0$$

$$F = 2,000 \times 3 = 6,000 \text{ lb-pie, ya que no se cuenta con la energía nominal que tendría que obtenerse del fabricante del equipo.}$$

Por ser vertical el pilote:

$$G = 0 \text{ y } D = 1$$

$$S = 0.1 \text{ pulgadas por golpe}$$

$$C = 0.15 \text{ pulgadas}$$

$$P = (1' \times 1' \times 50') 150 \text{ lb/pie}^3 + 150 = 7,650 \text{ lb.}$$

Como el pilote penetra a través de diferentes capas, el valor de B_s se calcula de acuerdo con lo afirmado anteriormente, asignando un peso de 4 a la arena, un peso de 2 a la arcilla media y un peso de 1 a la arcilla suave.

En consecuencia, el promedio pesado de B_s es:

$$B_s = \frac{4(1 \times 10') + 2(0.7 \times 10') + 1(0.5 \times 30')}{4(10') + 2(10') + 1(30')} = 0.77$$

El factor B_t obtenido en la gráfica 27.2a es de 0.98.

El área de la sección transversal del pilote es de $12'' \times 12'' = 144 \text{ pulg}^2$. Por lo tanto, entrando en la gráfica B, el valor de B_c que se obtiene es 1.04.

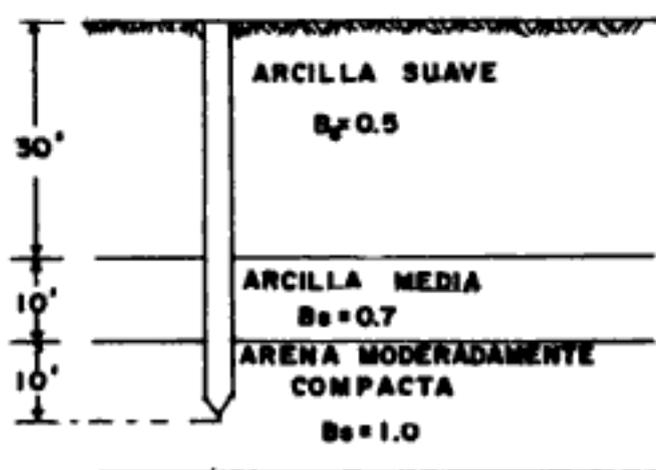


Figura 27.3.

Sustituyendo los valores anteriores en la fórmula para obtener la capacidad de carga del pilote se tiene:

$$R = \frac{6 \times 6,000 \times 1}{0.1 + 0.15} \cdot \frac{2,000}{2,000 + \frac{7,650}{2}} \cdot (0.77 \times 0.98 \times 1.04) =$$

$$38,300 \text{ lb} = 17,409 \text{ kg} = 17.4 \text{ Tm.}$$

que es la capacidad del pilote con un factor de seguridad de 2 aproximadamente.

SELECCIÓN DEL EQUIPO DE HINCA

El equipo de hinca por percusión deberá elegirse tomando en cuenta principalmente los siguientes factores: peso del pilote, capacidad de carga probable del mismo y forma de impulsión del martinete.

Rabe ha propuesto la siguiente expresión para determinar el peso del martinete y su altura de caída o energía.

$$F = W \cdot H = \frac{N \cdot C \cdot R}{B \left[1 - J \cdot \frac{\frac{P}{2}}{W + \frac{P}{2}} \right]}$$

Los factores de N y J deberán tomarse de la tabla de la página 466, y el significado de los demás términos fue ya establecido con anterioridad. Cualquier combinación de peso de martinete W y altura de caída H que dé un valor de F comprendido entre los valores mínimo y máximo obtenidos de la fórmula anterior es adecuada para la hinca. Rabe aconseja que la altura de caída de un martinete de caída libre no sea mayor de 2.0 m.

Resistencia estructural del pilote como columna

A través de estudios técnicos y de resultados experimentales se ha demostrado que el suelo en que se hinca un pilote lo confina lateralmente en toda longitud. Por lo tanto, el pilote trabaja como columna corta y son aplicables las fórmulas deducidas para este tipo de miembros estructurales.

Consecuentemente, se proponen las siguientes fórmulas:

1. Para pilotes de madera:

$$R_p = A \cdot f_p$$

Hidden page

La fórmula anterior es aplicable tanto para los pilotes de concreto simple como para pilotes de concreto reforzado.

- Para pilotes mixtos con núcleo de acero y recubrimiento de concreto con estribos o zunchados se empleará la fórmula inmediata anterior, haciendo A_s igual a la suma de las áreas de las secciones transversales de las varillas longitudinales y el núcleo de acero.

Se recomienda en este caso que A_s no exceda del 8% de A_c .

Secuela de proyecto

Para el proyecto de una cimentación por medio de pilotes se requiere como elemento esencial un perfil de suelo que represente los resultados de sondeos exploratorios. Comúnmente este perfil de suelos provee toda la información necesaria para decidir si la cimentación puede establecerse sobre pilotes de fricción, sobre pilotes resistentes de punta o sobre pilotes mixtos.

El siguiente paso consiste en elegir la profundidad de hincado y el tipo de pilote que se empleará, basándose en aspectos económicos y en las condiciones impuestas por las características de la obra.

Se determina luego la capacidad de carga última de un pilote y este valor se divide por un coeficiente de seguridad apropiado para obtener la carga admisible por pilote.

El número de pilotes para una carga dada será igual a dicha carga entre la capacidad admisible del pilote empleado.

Determinado el número de pilotes, el siguiente paso es elegir su espaciamiento. Por razones de índole económica y práctica se ha establecido que la distancia D entre ejes de pilotes debe estar comprendida entre 2.5 y 4.0 veces el diámetro superior de dichos pilotes (d_p). Una distancia D menor a 2.5 veces

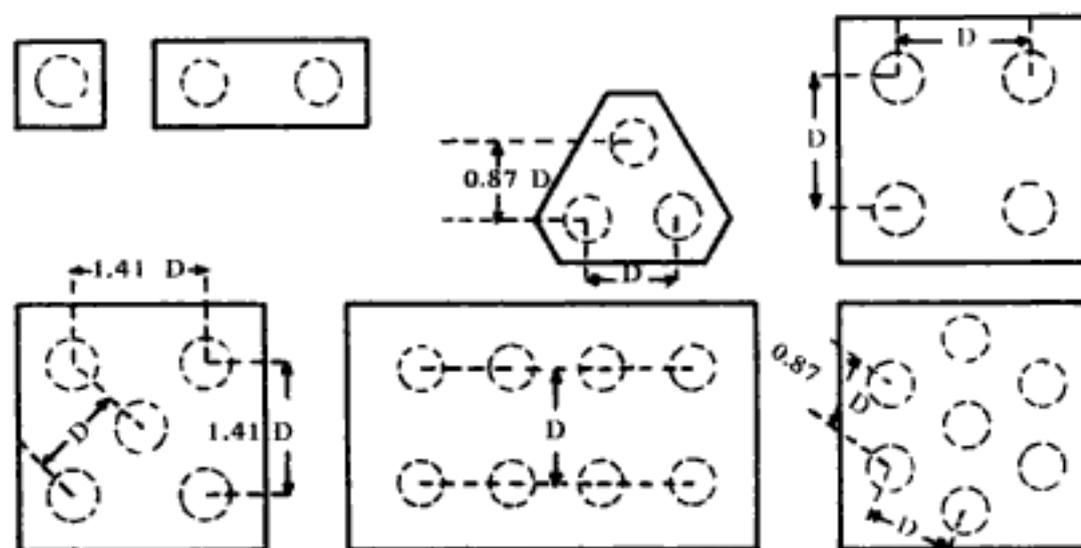


Figura 27.4.

Hidden page

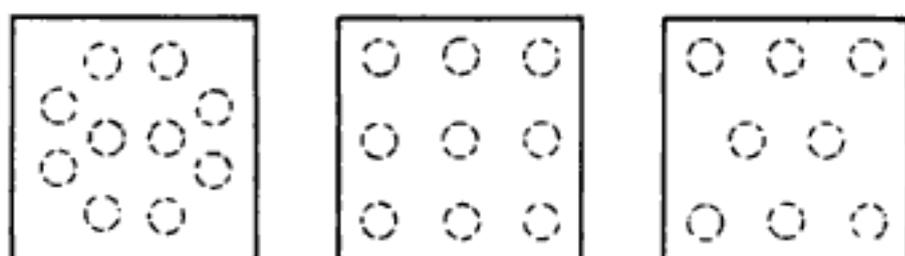


Figura 27.7.

La distancia de los pilotes perimetrales al borde del cabezal se considera igual a $D/2$.

El siguiente paso en el proyecto es el cálculo del conjunto de pilotes (ver figura 27.7).

La experiencia ha demostrado que los grupos de pilotes de fricción pueden fallar en conjunto, como una unidad, hundiéndose en el terreno, antes de que la carga por pilote alcance el valor de la *carga admisible*. La forma de producirse la falla mencionada se muestra en la figura 27.8.

Así pues, hay que calcular el conjunto de pilotes trabajando como una sola unidad para ver si no falla, como ya se ha indicado.

Si los pilotes, junto con la masa de suelo confinada por los mismos, se hunden en conjunto como si formasen un solo pilote, la capacidad de carga Q_c del conjunto viene dada, aproximadamente, por la expresión:

$$Q_c = Q_d + 2 \cdot \pi \cdot r \cdot D_f \cdot S, \text{ para distribución circular, o}$$

$$Q_c = Q_d + 4B \cdot D_f \cdot S, \text{ para distribución cuadrada.}$$

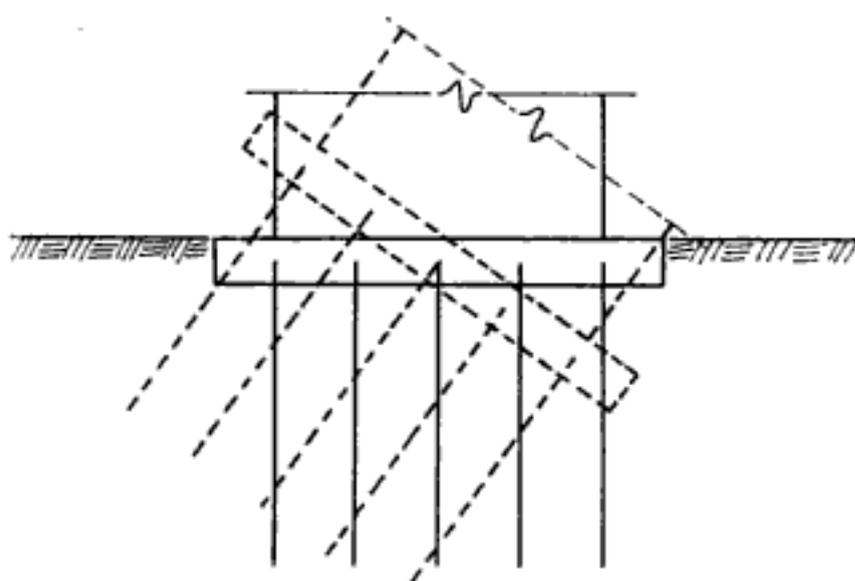


Figura 27.8.

en la que:

Q_d = Capacidad de carga de la base de un pilote cilíndrico, o cuadrado, según el caso, de radio r o lado B y longitud D_f .

$Q_d = \pi r^2 (1.3 cN_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.6 \cdot \gamma r \cdot N_w)$ para arreglo circular.

$Q_d = B^2 (1.3 cN_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_w)$, para arreglo cuadrado.

donde:

r = Radio de la periferia del grupo de pilotes.

B = Lado de la periferia del grupo de pilotes.

D_f = Profundidad a que se han hincado los pilotes.

S = Promedio de la resistencia unitaria al corte del suelo situado entre la superficie y la profundidad D_f , y que vale:

$$S = c + P_1 \cdot \tan \varphi$$

Se asegura que un grupo de pilotes no fallará cuando la carga total de proyecto sea menor de $Q_c/3$. Si esta condición no se satisface debe cambiarse el proyecto de la cimentación, aumentando el largo de los pilotes, cambiando sus dimensiones o ambas cosas.

El siguiente paso corresponde al cálculo de la longitud a que debe construirse cada pilote para que pueda ser transportado. Esta longitud está determinada por la forma de izamiento del pilote (ver figura 27.9), ya que para que resista los esfuerzos estáticos y dinámicos a que se le somete durante el mismo el momento máximo que se produce deberá ser igual al momento último de la sección transversal del pilote, dividido por un factor de seguridad.

Para un pilote cuadrado, armado simétricamente, e izado en la forma que se indica en la figura 27.9, el momento último que puede resistir la sección viene dado por el par resistente producido por el acero de refuerzo en la sección, en donde:

A_s = Área del acero de refuerzo en la sección transversal del pilote.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero estructural a tensión.

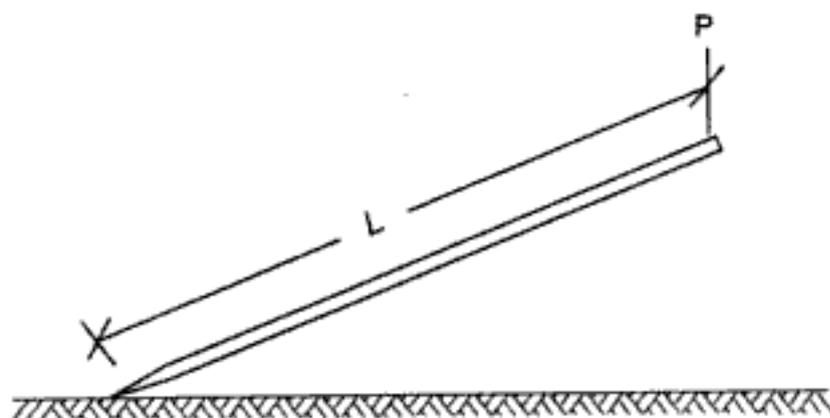


Figura 27.9.

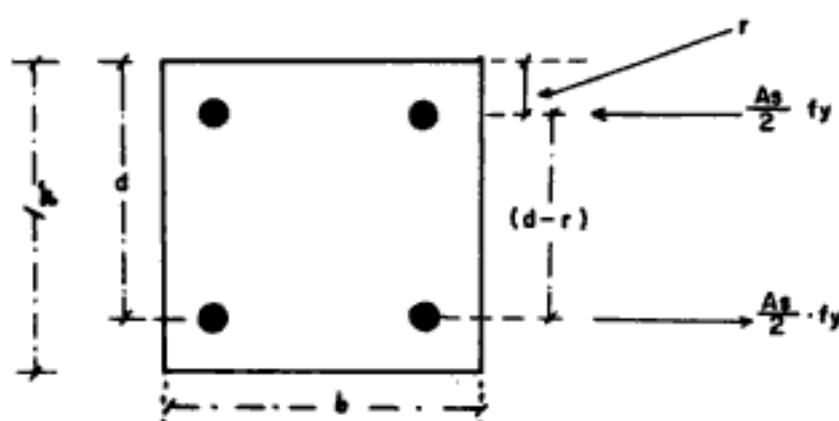


Figura 27.10

- d = Peralte efectivo.
 r = Recubrimiento.

Ahora bien, el momento máximo que produce una carga uniformemente distribuida debido al peso propio del pilote en este caso es:

$$M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{\gamma_c \cdot b \cdot h \cdot L^2}{8}$$

en la que:

- γ_c = Peso volumétrico del concreto.
 b = Ancho de la sección transversal del pilote.
 h = Peralte total del pilote.
 L = Longitud de la sección de pilote.

Como el momento máximo que se produce debe ser igual al momento último de la sección transversal dividido por un factor de seguridad, si a éste se le da un valor 2, se tiene:

$$M = \frac{1}{2} M_r ; M = \frac{wL^2}{8} = \frac{\gamma_c \cdot b \cdot h \cdot L^2}{8}$$

$$\frac{\gamma_c \cdot b \cdot h \cdot L^2}{8} = \frac{1}{2} \frac{A_s}{2} \cdot f_y (d - r)$$

en donde:

$$L = \sqrt{\frac{2}{\gamma_c} \cdot \frac{A_s}{b \cdot h} f_y (d - r)}$$

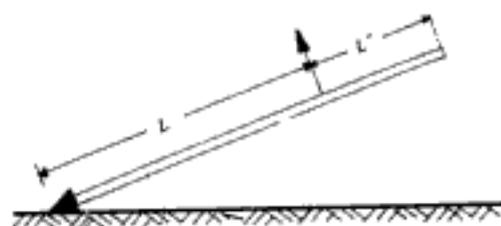


Figura 27.11

Pero como la relación $(A_s/b \cdot h)$ es el porcentaje de acero en la sección, o sea p , se tiene:

$$L = \sqrt{\frac{2}{\gamma_c} \cdot p \cdot f_y (d - r)}$$

Si el pilote se levanta por un punto como el que se indica en la figura 27.11, la longitud total del pilote será la longitud L , ya obtenida como viga simplemente apoyada, más la longitud L' obtenida como viga en ménsula (ver figura 27.12). Claro que ello no es exactamente correcto, ya que cuando se levanta en esta forma el diagrama de momentos es de la siguiente manera (ver página 401).

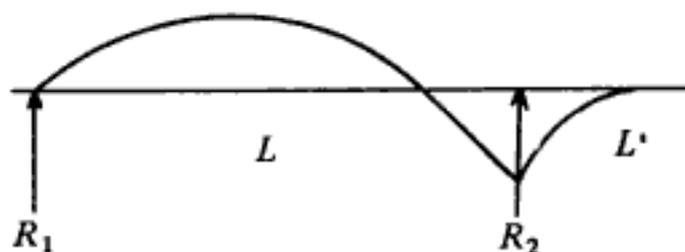


Figura 27.12

Sin embargo, por facilidad y sin cometer un error apreciable se puede considerar el caso como el formado por dos vigas: una apoyada y otra en ménsula.

Tomándola en esta forma última, la longitud L' de la sección del pilote se puede obtener de la misma manera que en el caso anterior:

$$M = \frac{1}{2} M_r ; M = \frac{wL^2}{2} = \frac{\gamma_c \cdot b \cdot h \cdot L^2}{2}$$

$$\frac{\gamma_c \cdot b \cdot h \cdot L^2}{2} = \frac{1}{2} \frac{A_s}{2} f_y (d - r)$$

$$L' = \sqrt{\frac{1}{2 \cdot \gamma_c} \cdot \frac{A_s}{b \cdot h} \cdot f_y (d - r)} = \sqrt{\frac{1}{2 \cdot \gamma_c} \cdot p \cdot f_y \cdot (d - r)}$$

Hidden page

Hidden page

Hidden page

Cálculo de la zapata-cabezal

La disposición de los nueve pilotes bajo la zapata-cabezal será la que se muestra en la figura 27.14, por lo que las dimensiones del cabezal serán de 2.7×2.7 m.

Las secciones críticas por momento en la zapata-cabezal están localizadas en secciones verticales que pasan por las caras de la columna.

Si se le asigna M_x al momento de las reacciones de los pilotes con respecto a la cara mayor de la columna, y M_y al momento con respecto a la cara menor, se tendrá que M_x es producido por las reacciones de los pilotes 3, 6 y 9, o sea (ver figura 27.15):

$$M_x = 3 \times 51.4 \times 0.55 = 85 \text{ Tm-m}$$

y el M_y producido por las reacciones de los pilotes 1, 2 y 3 es:

$$M_y = 3 \times 51.4 \times 0.325 = 50.11 \text{ Tm-m}$$

$$\therefore d = \sqrt{\frac{-M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{8,500,000}{(14.64)(270)}} = \sqrt{2,150} = 46.4 \text{ cm.}$$

Como por corte se necesita mayor espesor efectivo que el encontrado, se supondrá un peralte doble al anterior y cerrando valores se tiene $d = 100$ cm.

Corte por penetración

Para el análisis del corte se hará referencia a la figura de la siguiente página. Los pilotes 2, 5 y 8 no producen corte, el resto sí.

El corte producido por los pilotes 1, 3, 4, 6, 7 y 9 vale:

$$V = 6 \left[\left(\frac{0.20}{0.30} \right) (51.4) \right] = 205.6 \text{ Tm}$$

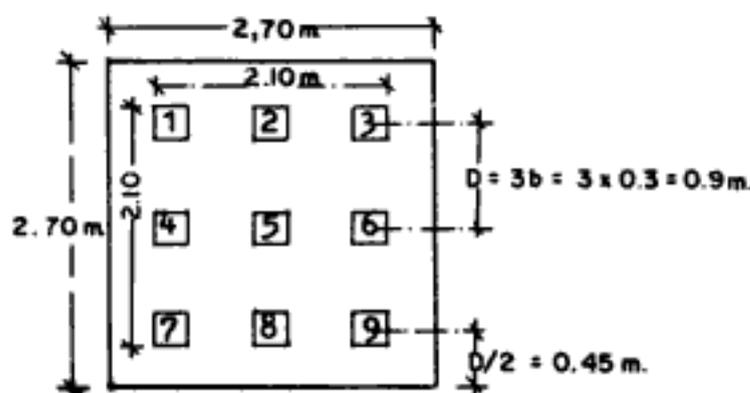


Figura 27.14.

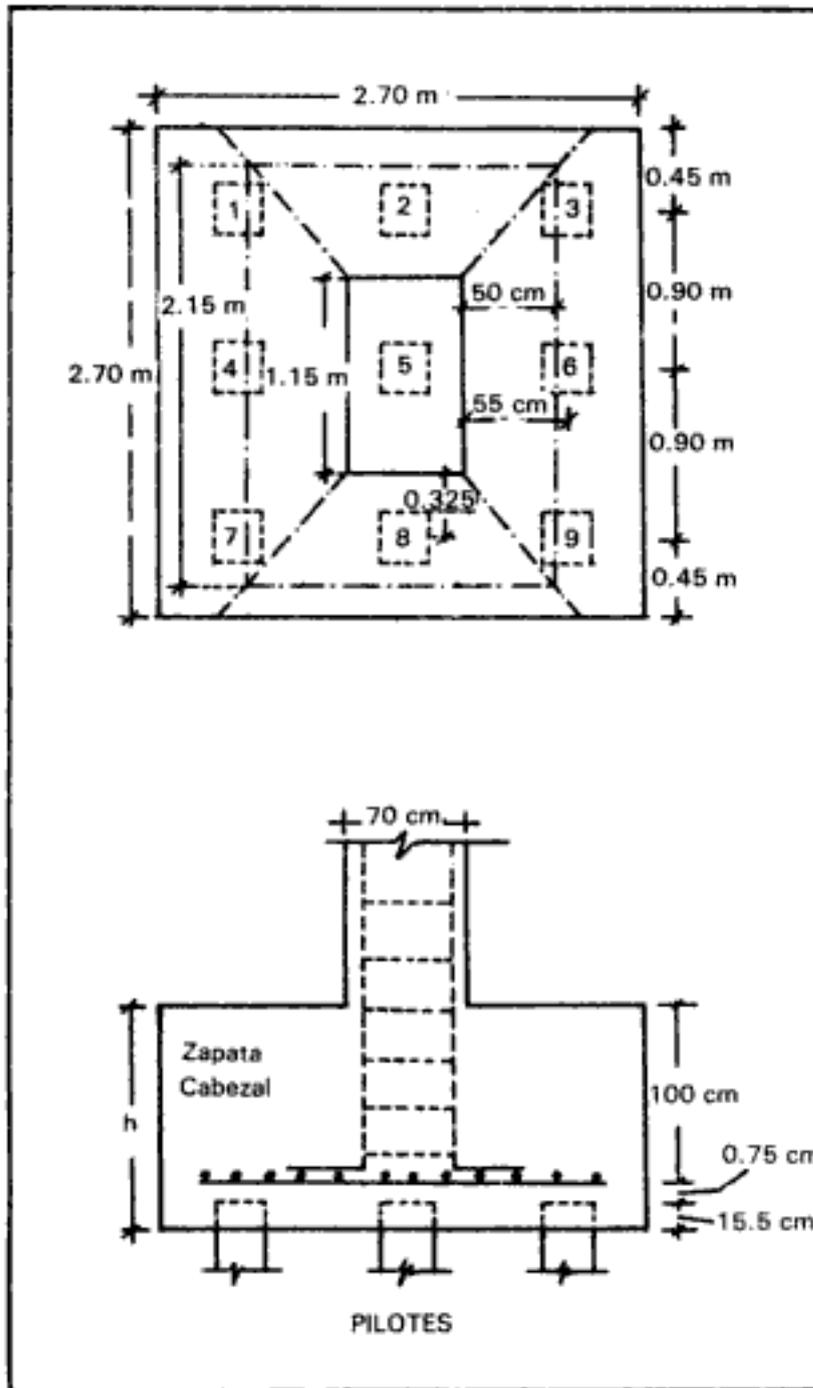


Figura 27.15.

El esfuerzo cortante, por tener columna rectangular, valdrá:

$$v = \frac{V}{2[(e_1 + d) + (e_2 + d)] d}$$

Sustituyendo valores:

$$v = \frac{205,600}{2[(115 + 100) + (70 + 100)](100)} = 2.67 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante permisible del concreto será:

$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{210} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$ que es mayor al actuante de 2.67 kg/cm^2 .

El acero necesario para absorber M_x es:

$$A_s = \frac{M_x}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{8,500,000}{(1,685)(0.883)(100)} = 57.1 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas No. 9 ($A_v = 6.39 \text{ cm}^2$) se tiene:

$$N = \frac{57.1}{6.39} = 8.93 \text{ var. Se usarán 11 varillas previendo que pueda fallar}$$

por longitud de desarrollo.

El cálculo de la longitud de desarrollo en este caso se verá afectado por el factor de A_s requerida entre A_s proporcionada, y será:

$$f = \frac{57.1}{11(6.39)} = 0.81$$

Por lo tanto, la longitud de desarrollo para var. No. 9 y f_y $4,200 \text{ kg/cm}^2$ es:

$$l_d = \frac{0.06 A_v \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot f = \frac{0.06 (6.39)(4,200)}{\sqrt{210}} (0.81) = 90 \text{ cm}$$

o $l_d = (0.006 d_v \cdot f_y) f = 0.006 (2.86)(4,200)(0.81) = 54.4 \text{ cm}$ o $l_d = 30 \text{ cm}$. La longitud de desarrollo necesaria es de 90 cm.

Suponiendo un recubrimiento de 7.5 cm entre el extremo de la varilla y el borde de la zapata-cabezal, la longitud de desarrollo disponible es de:

$$\frac{270 - 70}{2} - 7.5 = 92.5 \text{ cm.}$$

El refuerzo necesario para absorber M_y es:

$$A_s = \frac{M_y}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{5,011,000}{(1,685)(0.883)(100)} = 33.7 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas No. 5 ($A_v = 1.99 \text{ cm}^2$) se tiene:

$$N = \frac{33.7}{1.99} = 16.9 \text{ var.}$$

Se usarán 17 var. No. 5 separadas a 15 cm c. a c. comprobar longitud de desarrollo.

HINCADO DE LOS PILOTES PREFABRICADOS

Para el hincado de pilotes, ya sean de madera, de concreto o de acero, se usan martinetes. Los martinetes comprenden dos partes: la base o soporte, y el armazón o castillete, los cuales pueden ser de madera o metálicos. Los modernos equipos de hincadura son metálicos. La base va montada sobre rodillos con el objeto de que se facilite su transporte. Encima de la base se encuentra el castillete. Los martinetes emplean por lo general el vapor como energía motriz y llevan una caldera vertical montada sobre la base, así como una máquina de vapor y dos cabrías, una para el pilote y la otra para el martillo.

Algunas compañías, como la Franki, dispone de diferentes tipos de martinetes, que van montados sobre ruedas o sobre orugas.

Aunque las cabrías pueden utilizar energía motriz a base de vapor, de petróleo o de electricidad, la utilización de la electricidad, cuando se dispone de ella, es la más adecuada, pues evita el humo y los ruidos. Los martillos o mazos para la hincada de pilotes pueden ser movidos a mano o mecánicamente por vapor o aire comprimido.

Los martinetes de caída libre consisten de una maza o peso que se desliza entre guías y que golpea la cabeza del pilote para su hincada. Una vez que se ha efectuado el choque entre el peso y la cabeza del pilote, el peso se vuelve a levantar por medio de un motor y se vuelve a dejar caer sobre la cabeza del pilote. El proceso continúa hasta que se haya hincado el pilote. Ya sea que se emplee uno u otro tipo de martinete, es necesario colocar sobre la cabeza del pilote un capacete de choque para suavizar el golpe y proteger la cabeza de aquél, evitando de esa manera que se rompa.

En realidad, los pilotes fuertemente armados con un zunchado en espiral son tan resistentes a los golpes que puede dejarse caer también la maza directamente sobre la cabeza del pilote. Éste se desmenuza entonces un poco en la parte superior. Esta destrucción superficial de la cabeza del pilote tendría poca importancia si se considera que para la construcción de las zapatas-cabezales es necesario recortar las cabezas de los pilotes para alinearlos y disponer del acero de ellos para ligarlos al acero de la zapata-cabezal. Sin embargo, si no se usa el capacete se tendrá el peligro de que se dañe la maza de martinete si el desmenuzamiento en la cabeza del pilote empieza por un lado y después la masa golpea excéntricamente.

Después de elevado el pilote y fijada la conducción de éste a los centradores y colocado el capacete, se baja el pilote hasta que con la punta se apoye en el punto debido y entonces se empieza la hincada.

Cuando haya que cimentar obras que vayan a soportar esfuerzos laterales de consideración es necesario que los pilotes se dispongan de manera que sólo estén sometidos a fuerzas axiales, esto es, en la dirección de la resultante de las fuerzas. Cuando la resultante pueda tomar diversas direcciones, los pilotes deben ser colocados con inclinación alternada, teniéndose en ocasiones que algunos de estos pilotes estén sometidos a esfuerzos de tensión.

Hidden page

Hidden page

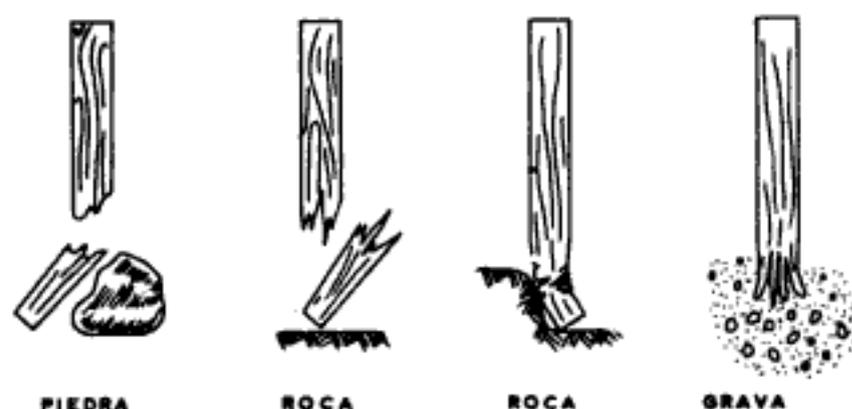


Figura 27.17a Fallas de los pilotes de madera.

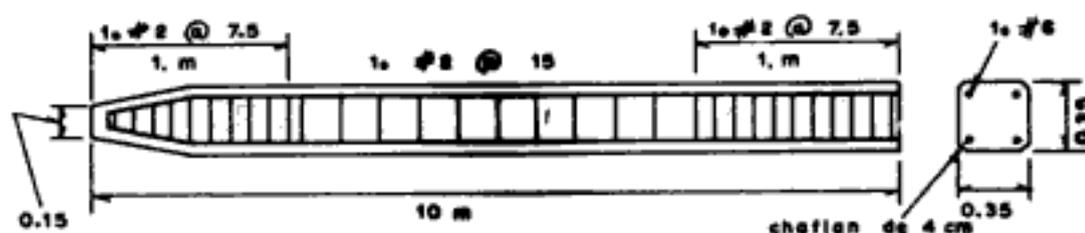


Figura 27.17b. Armado de un pilote.

tenga en reposo mientras completa su fraguado. Los diferentes tipos de pilotes construidos *in situ* están patentados.

CIMENTACIÓN POR MEDIO DE PILAS

Uso de pilas

El término *pila* (en inglés, *caisson*, *foundation pier* o *sub-pier*), se emplea para diseñar una cimentación cilíndrica de concreto con o sin refuerzo de acero y con o sin ampliación (campana) en su fondo que se cuela en el lugar (*in situ*) después de hacer la perforación que la contendrá y que es usada para transferir carga estructural a un estrato resistente que se encuentre a cierta profundidad. Una pila es un miembro sujeto a compresión axial en su cabeza y una reacción en su fondo, y que, si son bien diseñadas y construidas, pueden resistir también una fuerza horizontal aproximadamente igual a tantos kilogramos como centímetros cuadrados tenga de sección transversal. Así una pila de noventa centímetros (90 cm) de diámetro podrá resistir la siguiente fuerza horizontal:

$$[\pi \times d^2]/4 = [3.1416 \times (0.90)^2]/4 = 6,371.74 \text{ kg}$$

El uso de pilas coladas en el lugar presenta algunas ventajas que deben ser consideradas:

- No provocan vibraciones como sucede con el hincado de pilotes, lo que puede ser un factor decisivo cuando las estructuras adyacentes se encuentran cimentadas sobre zapatas o en pilotes cortos.
- No desplazan ningún volumen de material como lo hacen los pilotes prefabricados.
- Para su construcción requiere un equipo bastante ligero y simple de operar por lo que resultan económicos.
- Se pueden inspeccionar con bastante facilidad las perforaciones tanto de sus paredes como su fondo.
- El equipo usado es menos ruidoso y por lo tanto adecuado para trabajar en zonas de hospitales e instituciones similares.
- Se les puede dotar fácilmente de campana lo que amplía su capacidad de carga.

Capacidad de carga de las pilas

Pilas en arcillas

La capacidad de carga de punta de las pilas coladas en arcillas se determina por la siguiente expresión:

$$q_a = 1.5 q_u$$

Misma que proviene de considerar:

$$c = q_u/2 \quad FS = 3$$

Y aplicando la expresión que sigue para pilas cuadradas o circulares:

$$q_u = 7.5c [1 + 0.2(B/L)]$$

donde:

B = ancho del fuste de la pila

L = longitud del fuste de la pila

$$q_a = q_u/3 = [7.5 \times (q_u/2) \times 1.2]/3 = 1.5 q_u$$

Si se usa la pila en suelos cohesivos trabajando a fricción (adherencia), el valor de la fricción (adherencia) debe tomarse de acuerdo a la siguiente tabla:

Tipo de excavación		Adherencia [f]	Límite superior de f [Tm/m ²]
Fuste recto	excavación en seco	0.5c	8.78
	excavación húmeda	0.3c	3.80
Pila con campana	excavación en seco	0.3c	3.80
	excavación húmeda	0.15c	2.44

Pilas sobre gravas con arenas o arenas con gravas

- La capacidad de carga admisible, con FS = 2, se determina por la expresión que sigue para resistencia por la punta:

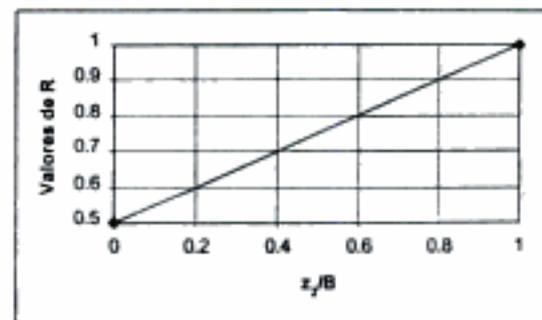
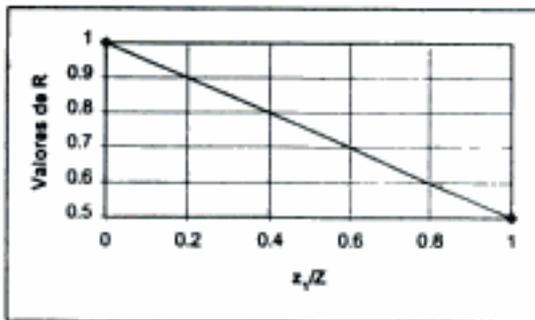
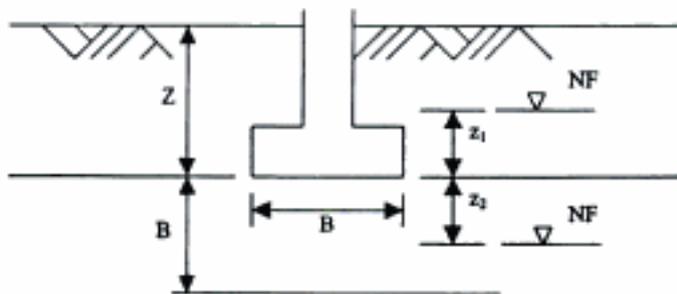
$$q_a = 1,440 (N_{cor} - 3) [(D + 1)/2D]^2 R \times 4.88, \text{ dado en kg/m}^2$$

donde:

N = número de golpes, corregidos, en la prueba de penetración normal

D = diámetro de la pila en pies

R = factor de corrección según posición del nivel freático



● Resistencia por fricción:

$$R_f = \pi DLf$$

donde:

D = diámetro de la pila

L = longitud del fuste de la pila

f = fricción última

El valor de fricción última "f" puede obtenerse de la tabla siguiente:

Tipo de suelo	Fricción última, f [Tm/m ²]
Arenas sueltas	2 a 3
Arenas densas	3 a 10

El factor de seguridad a emplear es de 2.

Hidden page

$$P = 0.25 f'c A_c + A_s f_s$$

Donde:

$$f_s = 0.6 f_y$$

CIMENTACIONES COMBINADAS POR MEDIO DE PILOTES DE CONTROL

Los *pilotes de control* forman parte de un sistema de cimentación ideado por el Ing. Manuel González Flores con el fin de usar a su *máxima capacidad* y en *forma controlada* toda la resistencia que pueda proporcionar el conjunto *terreno-pilotes*. Este es un sistema ideado como solución práctica y eficiente a las extraordinarias dificultades que para la cimentación de edificios presentan los suelos como los de las ciudades de México y Tokio, y muchos otros lugares del mundo.

El subsuelo de una extensa área de la ciudad de México está formado por arcillas volcánicas altamente compresibles separadas por capas relativamente delgadas de arena, la primera de las cuales aparece más o menos a 30 m de profundidad, con un espesor de 2 m. La siguiente capa de arena aparece a unos 20 m bajo la anterior, con un espesor de 4 m, y así sucesivamente hasta los 500 m de profundidad.

Las características físicas del subsuelo de arcillas volcánicas de la ciudad de México son, en promedio aproximado:

Humedad natural — 250% (varía de 150% a 500%)

Límite líquido — 280%

Límite plástico — 80%

Relación de vacíos — 6 (varía de 4 a 12)

Densidad absoluta — 2.4 g/cm³

Compresibilidad — 1.0 cm²/kg

Tomando una muestra del subsuelo a 5 m de profundidad (figura 27.22a), puede notarse que su contenido de agua asciende a algo más del 80% (figura 27.22b). Si la misma muestra de suelo natural se confina en un cilindro y se coloca en un émbolo perforado (figura 27.22c) que permita la expulsión de agua, y luego se le presiona lentamente, se llega a conocer el volumen máximo de suelo sólido tal como se muestra en la figura 27.22d. Este proceso, ilustrado a pequeña escala, es lo que sucede al subsuelo de la ciudad de México, pero en gran escala.

Tomando en cuenta lo anterior es fácil explicarse el hecho de que los edificios cimentados por superficie en la ciudad de México sufran grandes deformaciones, debido a que el terreno se deforma considerablemente al perder agua. Además, es fácil explicarse también el hecho de que los edificios cimentados sobre pilotes de punta en el primer estrato de arena, el terreno se vaya reduciendo en espesor por la pérdida de agua que sufre con el bombeo para obtener agua pota-

Hidden page

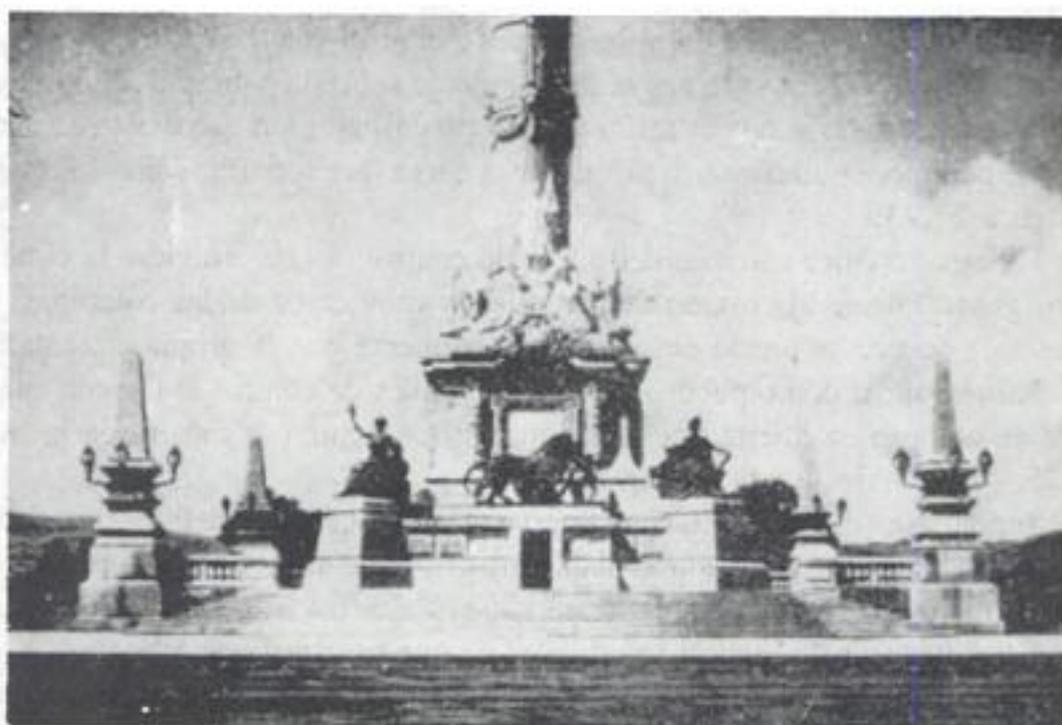


Figura 27.24a. Base del Monumento a la Independencia en 1940.

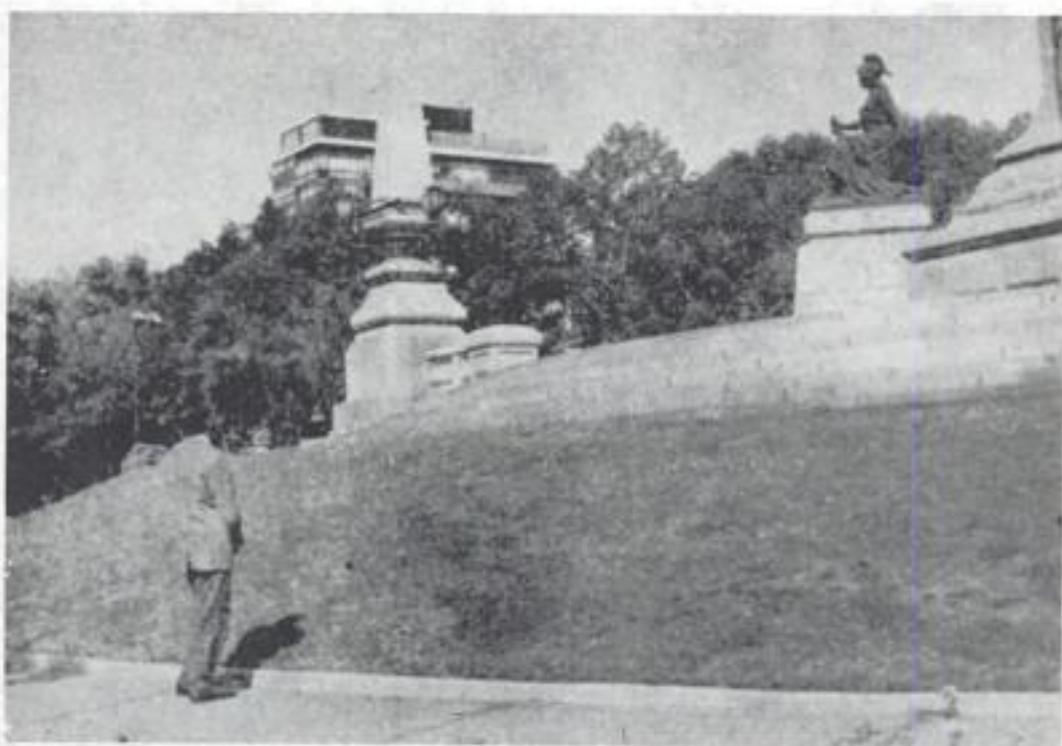


Figura 27.24b. Base del Monumento a la Independencia en 1950.

Hidden page

Hidden page

Hidden page

Hidden page

Hidden page

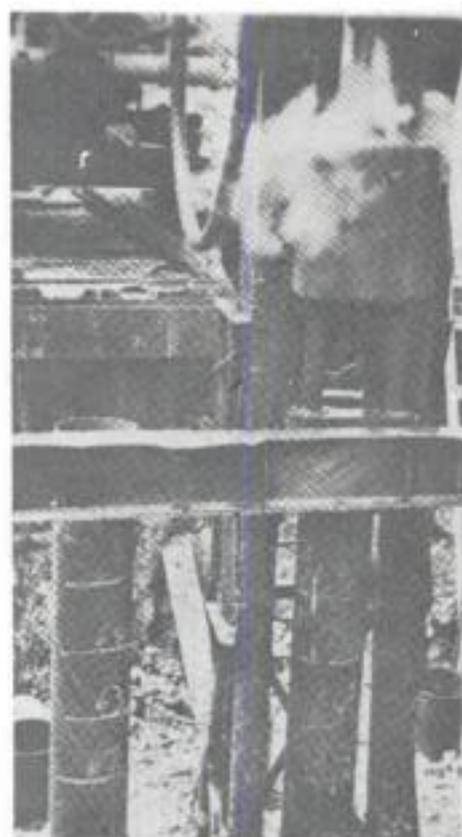
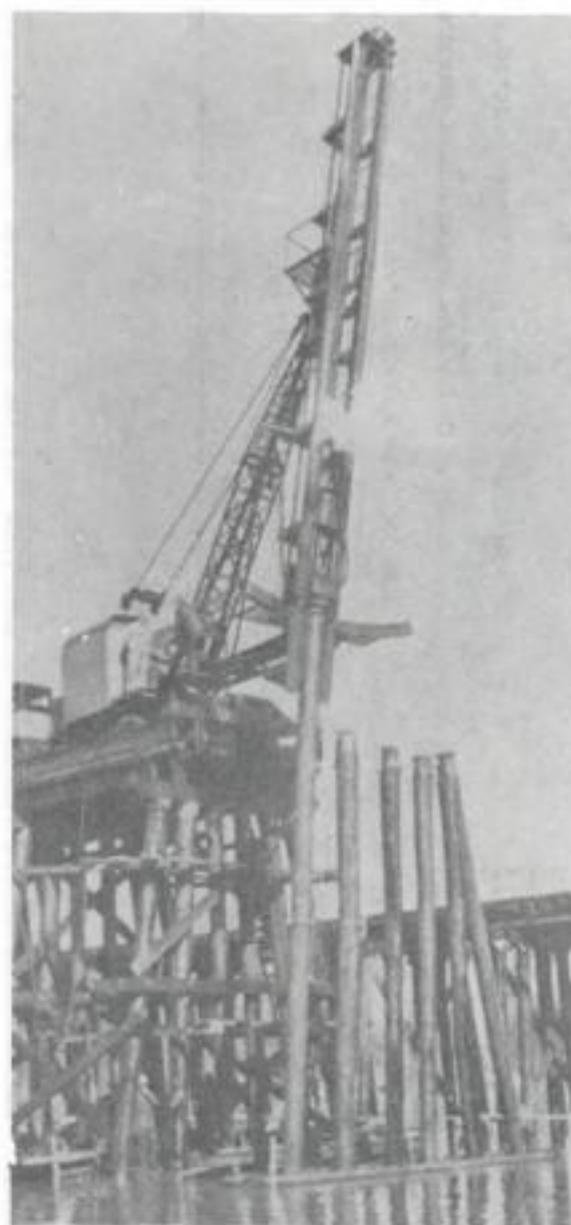


Figura 27.27g. Hincado de pilotes.

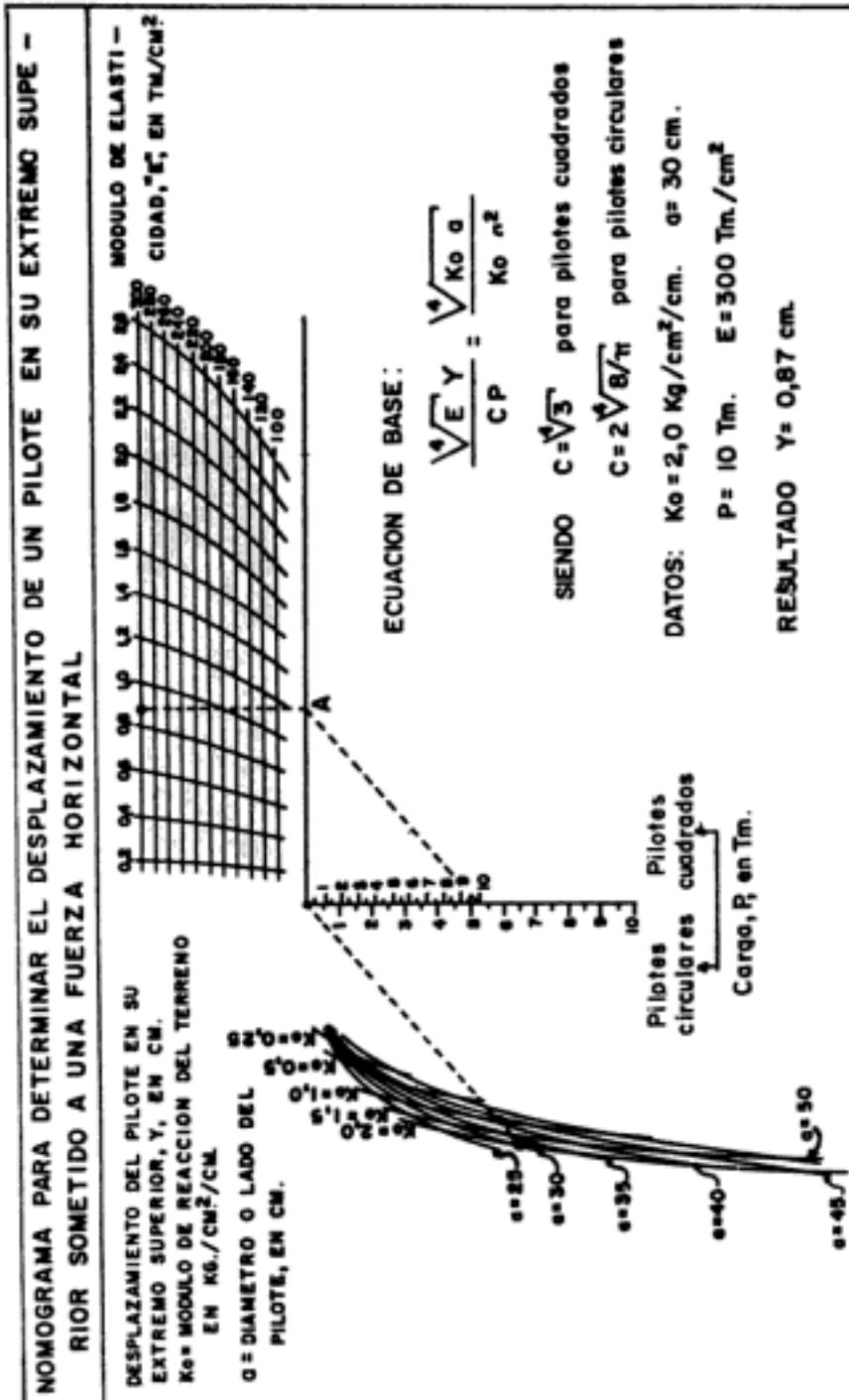


Figura 27.27h

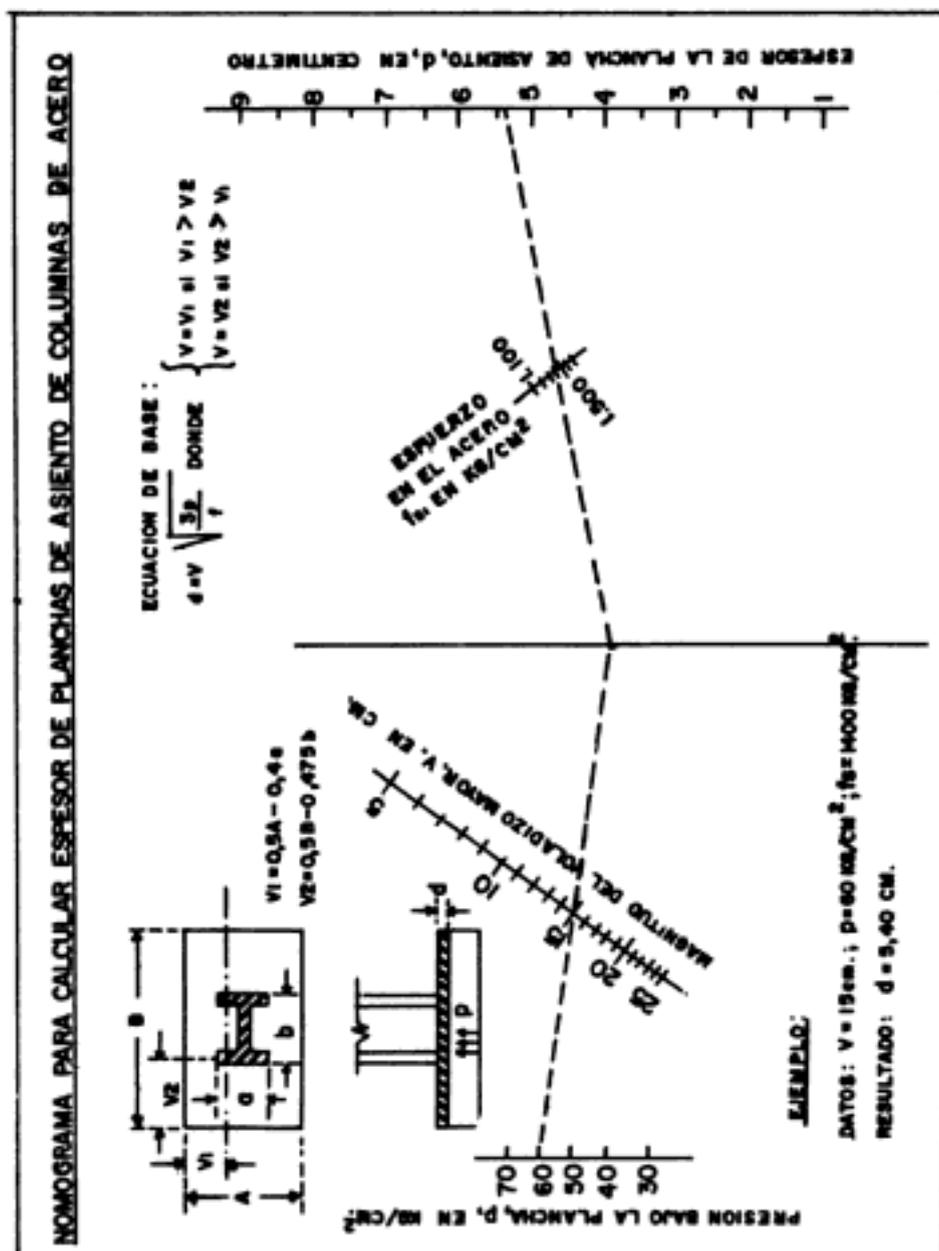


Figura 27.27i

Hidden page

en la que:

E = Eficiencia del grupo de pilotes.

θ = $\text{Arctan } \frac{d}{D}$, en grados = $\tan^{-1} \frac{d}{D}$, en grados = Inverso $\frac{d}{D}$ tan.

d = Diámetro o lado menor del pilote.

D = Separación entre ejes de pilotes, en las mismas unidades que la del diámetro de pilotes.

n = número de pilotes en una fila.

m = número de filas de pilotes.

Ejemplo. Doce pilotes flotantes de 30 cm de diámetro hincados en un suelo cohesivo separados 90 cm entre ejes de pilotes y con capacidad de carga admisible, por pilote, de 25 Tm, ¿cuál es la capacidad de diseño o eficiencia del grupo de pilotes?

Aplicando la ecuación anterior se tiene (ver figura 27.28).

$$E = 1 - (18.4) \frac{(4 - 1) 3 + (3 - 1) 4}{(90)(3)(4)} = 0.71$$

La capacidad de carga de diseño del grupo de pilotes es:

$$Q = (0.71)(12)(25) = 213 \text{ Tm}$$

en lugar de $12 \times 25 = 300 \text{ Tm}$, lo que indica una eficiencia del 71%.

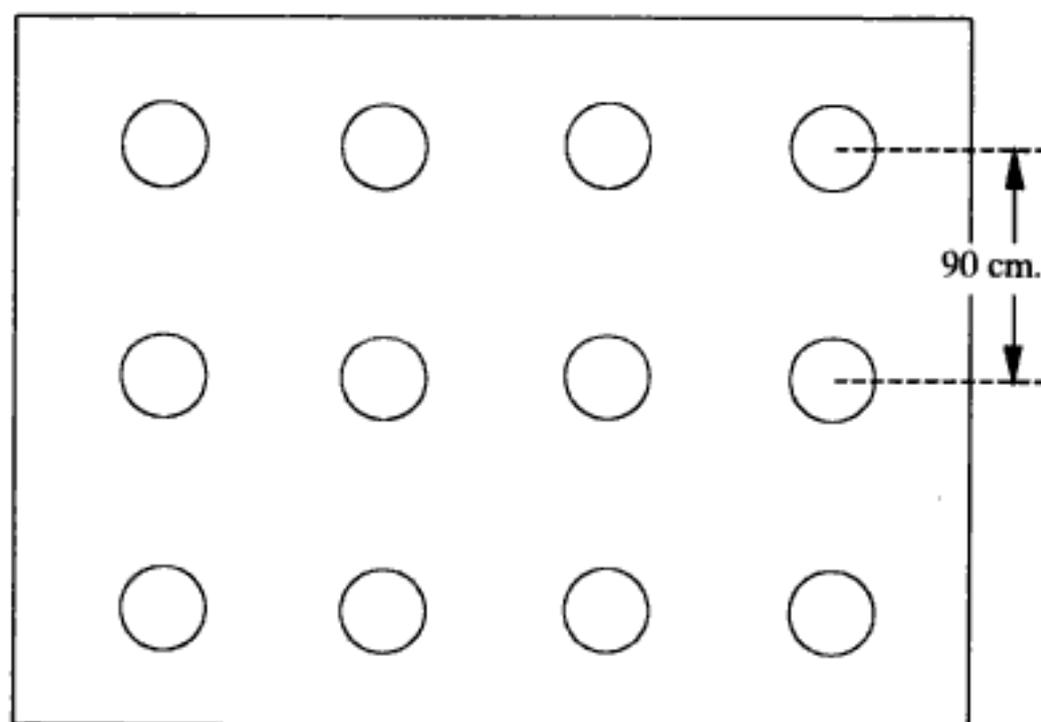


Figura 27.28

Distribución de las cargas en un grupo de pilotes

La carga que soporta un pilote en particular dentro de un grupo de pilotes sometidos a una carga excéntrica de una columna puede determinarse usando la ecuación siguiente:

$$Q_m = \frac{Q}{n} + \frac{M_y x}{\Sigma (x^2)} + \frac{M_x y}{\Sigma (y^2)}$$

en la que:

Q_m = Carga axial sobre cualquier pilote m .

Q = Carga vertical total actuando en el centroide del grupo de pilotes.

n = Número de pilotes.

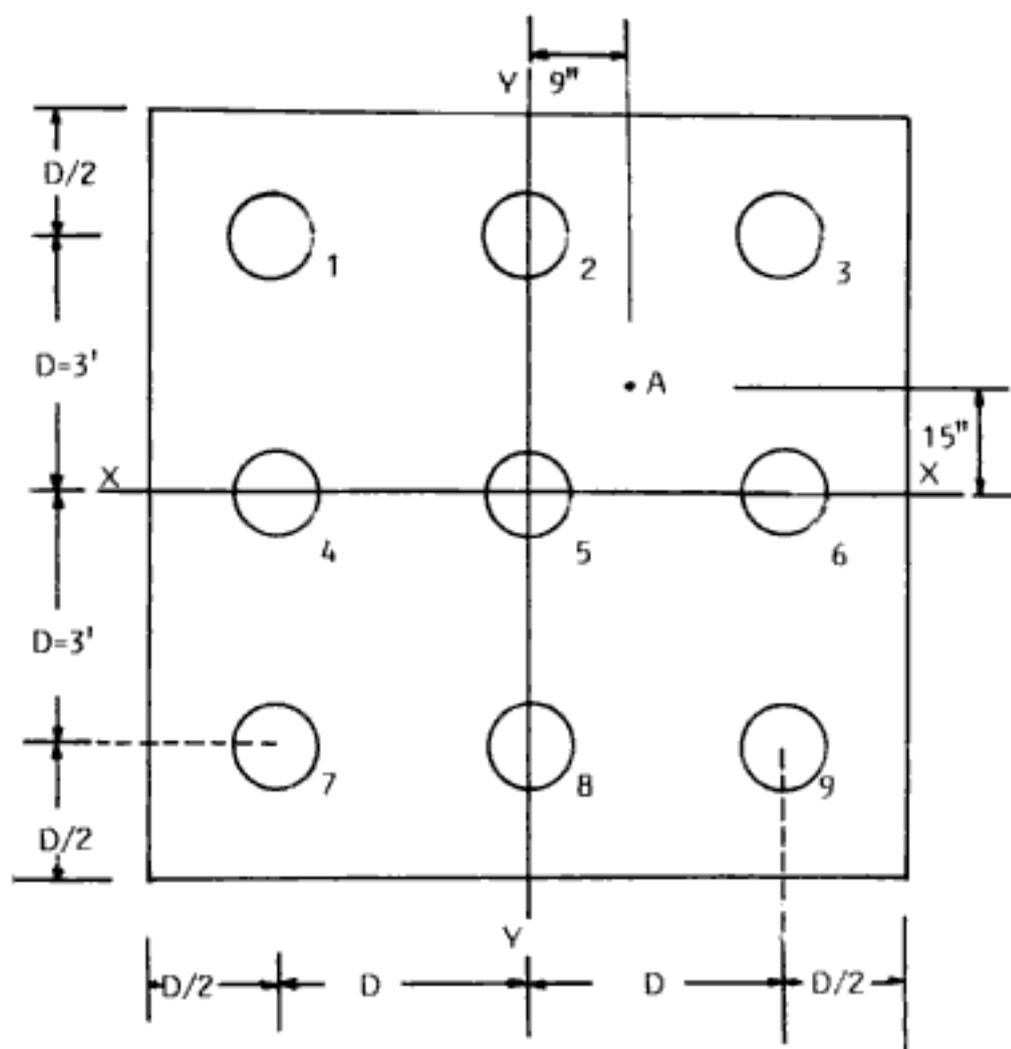


Figura 27.29



Figura 27.30a Carga de pilotes.



Figura 27.30b Transporte de pilotes.

M_x, M_y = Momento con respecto a los ejes x y y , respectivamente.
 x, y = Distancia del pilote a los ejes y y x , respectivamente.

Tanto el eje x como el eje y pasan por el centroide del grupo de pilotes y son perpendiculares entre sí.

Como ejemplo supóngase un grupo de 9 pilotes, como indica la figura, con una columna de 450,000 lb actuando en el punto A. Determinar las cargas sobre los pilotes 1, 6 y 8.

Aplicando la ecuación anterior se tiene (ver figura 27.29):

$$Q = 450,000 \text{ lb}$$

$$n = 9$$

$$\Sigma x^2 = (6)(3)^2 = 54 \text{ pies cuadrados.}$$

$$\Sigma y^2 = (6)(3)^2 = 54 \text{ pies cuadrados.}$$

$$M_x = (450,000)\left(\frac{15}{12}\right) = 562,500 \text{ lb-pie}$$

$$M_y = (450,000)\left(\frac{9}{12}\right) = 337,500 \text{ lb-pie}$$

Carga sobre el pilote uno:

$$Q_1 = \frac{450,000}{9} + \frac{(337,500)(-3)}{54} + \frac{(562,500)(+3)}{54} = 62,500 \text{ lb}$$

Carga sobre el pilote seis:

$$Q_6 = \frac{450,000}{9} + \frac{(337,500)(+3)}{54} + \frac{(562,500)(0)}{54} = 68,800 \text{ lb.}$$

Carga sobre el pilote ocho:

$$Q_8 = \frac{450,000}{9} + \frac{(337,500)(0)}{54} + \frac{(562,500)(-3)}{54} = 18,800 \text{ lb.}$$

CAPÍTULO 28

Muros de contención

Los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales producidas por el material retenido.

El procedimiento a seguir en el proyecto de muros de contención consiste en:

a) Selección tentativa de las dimensiones del muro, y b) análisis de la estabilidad del mismo frente a las fuerzas que lo solicitan.

En el caso de que el análisis indique que la estructura no es satisfactoria, se alteran sus dimensiones y se efectúan nuevos tanteos hasta lograr que la estructura sea capaz de resistir los esfuerzos a que se encuentra sometida.

Para llevar a cabo el análisis es necesario determinar las magnitudes de las fuerzas que actúan por encima de la base de la cimentación, tales como empuje de tierra, sobrecargas, peso propio del muro y peso de la tierra, y luego se investiga su estabilidad con respecto a:

1. Volteo
2. Deslizamiento
3. Presiones sobre el terreno
4. Resistencia como estructura.

TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención pueden ser:

Muros de gravedad

Son aquellos que resisten los empujes mediante su propio peso, y son económicos para alturas menores de 4.5 m. En cuanto a su sección transversal, estos



Figura 28.1a

Figura 28.1b

Figura 28.1c

muros pueden ser de diferentes formas, siendo las más comunes las que se ilustran en las figuras 28.1 *a*, *b* y *c*. En cuanto a los materiales, éstos pueden ser de mampostería, de ladrillo o de concreto ciclópeo. La estabilidad de este tipo de muro se logra sólo con su peso propio, por lo que se requiere grandes dimensiones dependiendo de los empujes. La dimensión de la base de estos muros oscila alrededor de 0.43 de su altura.

Muros en ménsula

Son aquellos que trabajan como viga en voladizo, empotrados en una zapata inferior. Estos muros son económicos para alturas hasta de 6.5 m. En cuanto a su forma, pueden ser de diferentes tipos, siendo las más comunes las que se muestran en las figuras 28.2 *a*, *b* y *c*.

Estos muros son de concreto reforzado y la forma más usual es la llamada "T", que se analizará más adelante.

Muros con contrafuerte

Son aquellos que resisten los empujes trabajando como losas continuas apoyadas en los contrafuertes, es decir que el refuerzo principal en el muro lo lleva

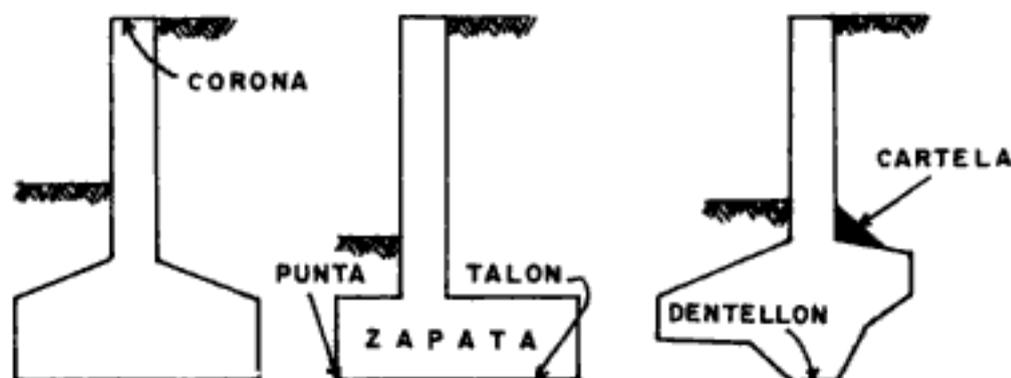


Figura 28.2a

Figura 28.2b

Figura 28.2c

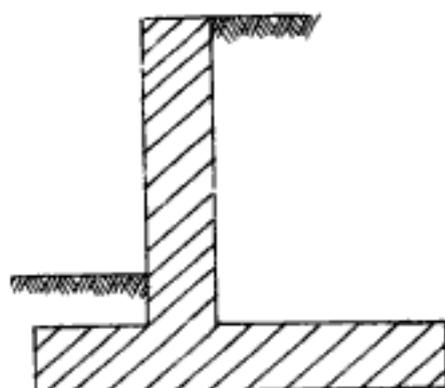


Figura 28.3

horizontalmente. Son muros de concreto, económicos para alturas mayores de 6.5 m.

Muros en forma de "T"

La estabilidad de este tipo de muro se logra por la anchura de su zapata, y viene aumentada por la acción del prisma de tierra que carga sobre la parte posterior de la zapata que ayuda a impedir el vuelco.

La resistencia se haya encomendada a la pantalla vertical (ver figura 28.3), la cual se calculará como una ménsula empotrada en su base con una carga igual al empuje de tierras y a las sobrecargas que pueda tener.

Ejemplo

Cálculo de un muro en "T" cuya altura total es de 3.40 m. El relleno es de arena arcillosa de baja plasticidad, con peso volumétrico de $1,600 \text{ kg/m}^3$ y ángulo de fricción interna de 35° .

El esfuerzo admisible del terreno de cimentación es de 1.0 kg/cm^2 .

$$\begin{array}{ll}
 \gamma_c = 2.5 \text{ Tm/m}^3 & k = 0.407 \\
 \gamma_t = 1.6 \text{ Tm/m}^3 & j = 0.864 \\
 \phi = 35^\circ & K = 14.06 \text{ kg/cm}^2 \\
 \sigma_a = 10 \text{ Tm/m}^2 & f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2 \\
 f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2 & v_{ad} = 7 \text{ kg/cm}^2
 \end{array}$$

Supóngase un muro con las dimensiones que aparecen en la figura 28.4.

Generalmente el empuje pasivo de las tierras no se toma en cuenta en los cálculos.

Cálculo del empuje activo

$$E'_A = \frac{\gamma(h')^2}{2} \cdot \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \frac{1.6 \times (3.4)^2}{2} \cdot \frac{1 - 0.572}{1 + 0.572} =$$

$$= 9.25 \times 0.272 = 2.5 \text{ Tm} = 2500 \text{ kg (por metro de profundidad)}.$$

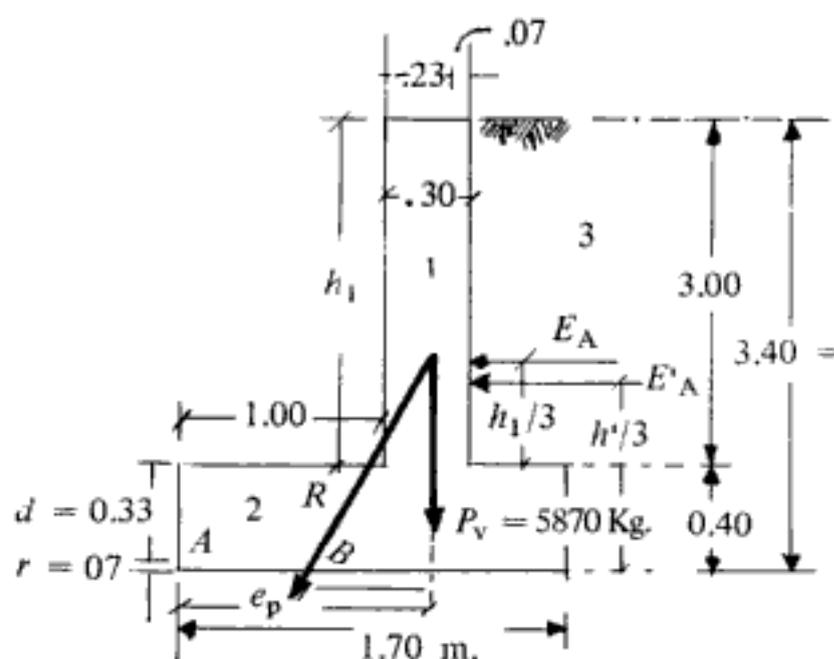


Figura 28.4

El punto de aplicación del empuje se encuentra a un tercio de la altura:

$$\frac{h'}{3} = \frac{3.40}{3} = 1.13 \text{ m}$$

CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO

El factor de seguridad a volteo se obtiene dividiendo el momento estabilizante entre el momento de volteo. Para que el muro se considere que no voltea, el factor de seguridad debe ser igual o mayor que dos.

Para obtener el momento estabilizante M_e se hará una tabla para ordenar valores (ver tabla 28.1).

Tabla 28.1

Secciones	Dimensiones (m)	Volumen (m^3)	P.V. (kg/m^3)	Peso (kg)	B.P. (m)	Momento ($kg\cdot m$)
1	3×0.30	0.9	2500	2250	1.15	2580
2	1.7×0.40	0.68	2500	1700	0.85	1450
3	3.0×0.40	1.20	1600	1920	1.50	2880
				$\Sigma 5870$		$\Sigma 6910$

Por otro lado, el momento de volteo vale:

$$M_v = E_A \cdot \frac{h'}{3} = 2,500 \times 1.13 = 2,830 \text{ kg-m}$$

por lo que el factor de seguridad al volteo vale:

$$F.S._v = \frac{6,910}{2,830} = 2.45 > 1.5$$

Los factores de seguridad al volteo que generalmente se emplean son de 1.5 para materiales granulares y de 2.0 para materiales cohesivos.

Cálculo del factor de seguridad al deslizamiento

Se revisará ahora el muro al deslizamiento. Para ello supóngase un coeficiente de deslizamiento entre concreto y suelo de 0.65; por lo tanto:

$$F.S._{(d)} = \frac{5,870 \times 0.65}{2,500} = 1.52$$

Considerando, como mínimo un factor de seguridad al deslizamiento de 1.5 se puede observar que el muro no deslizará.

En caso de falla por deslizamiento, éste se puede evitar construyendo un dentellón o bien construyendo la base con dientes de sierra, o empleando ambas cosas (ver figura 28.5).

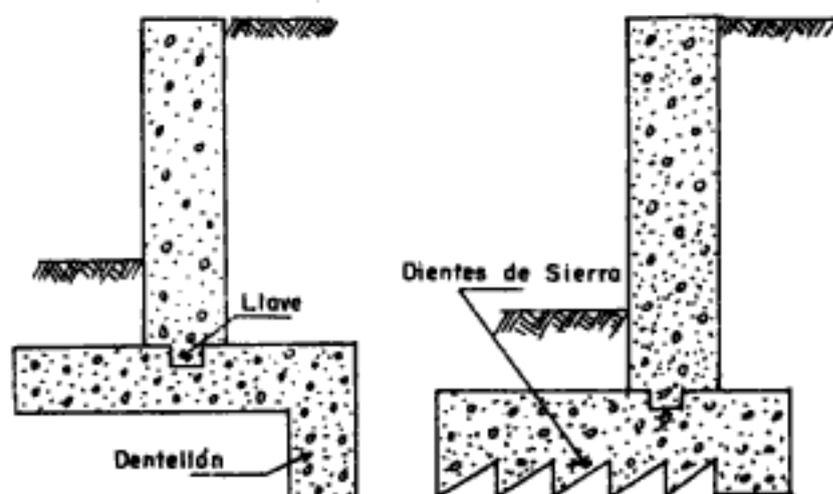


Figura 28.5

Tabla 28.2

Suelos granulares sin limo _____	0.55
Suelos granulares con limo _____	0.45
Limos _____	0.35
Roca sana con superficie rugosa _____	0.65

La AREA recomienda los coeficientes de fricción de deslizamiento para el concreto que aparecen en la tabla 28.2.

Punto de aplicación de la resultante

Componiendo el empuje activo (E_A) con la resultante de los pesos verticales (P_v) se obtiene una resultante (R) cuyo punto de aplicación (B) es necesario encontrar, con el objeto de ver si cae o no dentro del tercio medio de la base (ver figura 28.6).

Tomando momentos con respecto a B se tiene:

$$M_B = 0 = 2,500 \times 1.13 - 5,870 \left(e_p - \frac{b}{2} + e \right)$$

De la tabla anterior se puede obtener el valor de e_p :

$$e_p = \frac{6,910}{5,870} = 1.18 \text{ m}$$

$$M_B = 2,500 \times 1.13 - 5,870 \left(1.18 - \frac{1.70}{2} + e \right) = 0$$

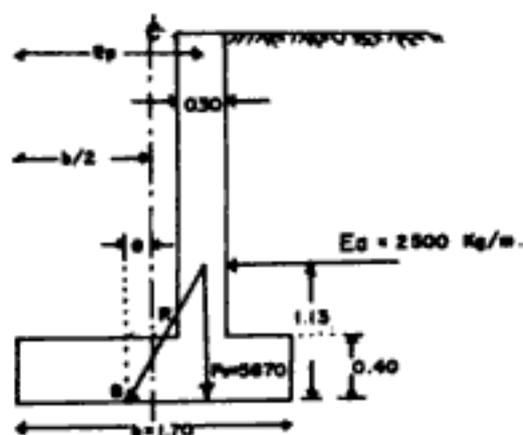


Figura 28.6

Hidden page

Como 0.53 kg/cm^2 y 0.16 kg/cm^2 son positivos y menores que 1.0 kg/cm^2 no hay tensiones en la base, y el suelo resiste las presiones del muro.

Cálculo de la pantalla

La pantalla se calcula como una ménsula empotrada a la zapata. Es necesario calcular el empuje de las tierras para la altura de la pantalla:

$$E_A = \frac{\gamma \cdot h_1^2}{2} \cdot \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1.6 \times (3)^2}{2} \cdot \frac{1 - 0.572}{1 + 0.572} = 7.2 \times 0.272 =$$

$$= 1.95 \text{ Tm} = 1,950 \text{ kg.}$$

El momento en el empotramiento vale:

$$M = E_A \cdot h_1/3 = 1,950 \times \frac{3}{3} = 1950 \text{ kg-m} = 195,000 \text{ kg-cm.}$$

Por lo tanto:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{195,000}{14.06 \times 100}} = \sqrt{138} = 11.8 \text{ cm}$$

$$h = d + r = 11.8 + 7.2 = 19 \text{ cm} < 30 \text{ cm supuestos.}$$

Revisión al corte

La fuerza V_c que provocará corte en la sección estudiada es el E_A y vale:

$$V_c = 1,950 \text{ kg}$$

por lo que:

$$v_c = \frac{V_c}{b \cdot d} = \frac{1,950}{100 \times 23.0} = \frac{1,950}{2,300} = 0.85 \text{ kg/cm}^2$$

Como se puede observar, el corte provocado de 0.85 kg/cm^2 es menor que admisible de 7.0 kg/cm^2 , por lo que está sobrado.

Hidden page

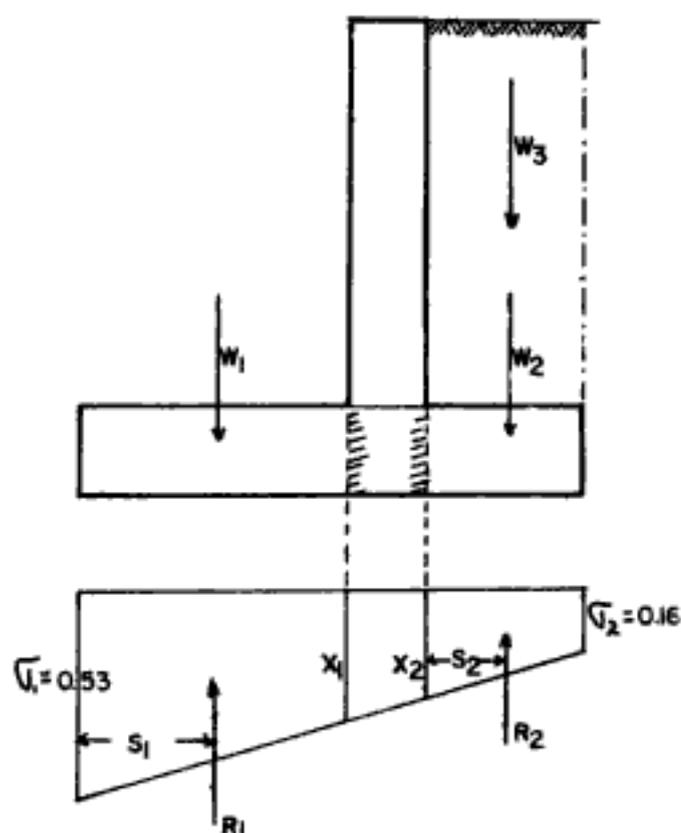


Figura 28.8

$$W_1 = 2,500 \times 1.00 \times 0.40 \times 1.00 = 1,000 \text{ kg}$$

Cálculo de R_1 :

$$R_1 = \left(\frac{0.53 + 0.312}{2} \right) (100)(100) = 4,210 \text{ kg}$$

Momento debido al peso de la zapata:

$$M_1 = 1000 \times 50 = 50,000 \text{ kg-cm}$$

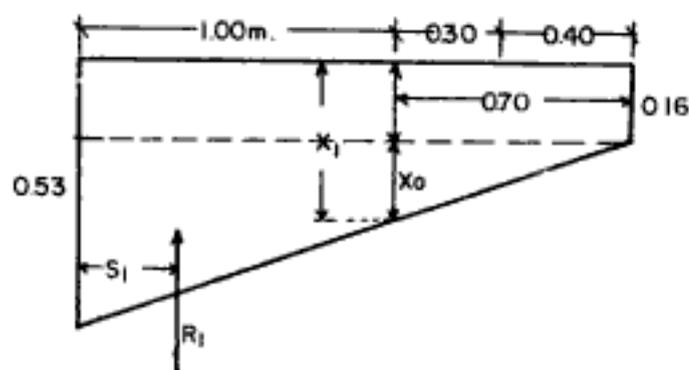


Figura 28.9

Hidden page

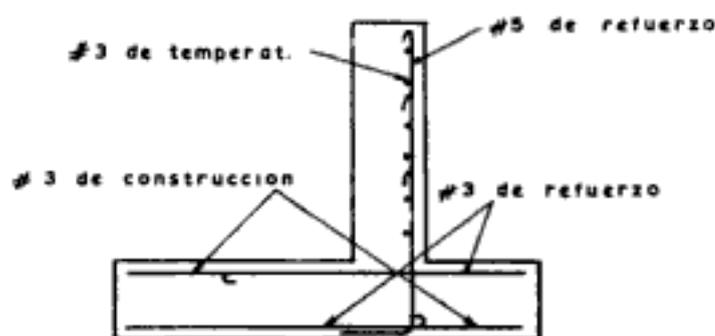


Figura 28.10

Revisión por adherencia

El valor del esfuerzo a la adherencia a que estaría sometido el pie de la zapata es de:

$$u = \frac{V}{\Sigma_o \cdot j \cdot d} = \frac{3,210}{3 \times 9 \times 0.864 \times 33.0} = 4.15 \text{ kg/cm}^2$$

Como puede observarse, el valor de $u = 4.15 \text{ kg/cm}^2$ es mucho menor que el máximo permitido de 35 kg/cm^2 , por lo que se encuentra sobrado.

El análisis del talón de la zapata se efectúa en la misma forma que el análisis del pie. Sin embargo, al analizar el talón de la zapata (ver figura de la página 516) es necesario sumarle a W_2 el valor de W_3 para obtener el momento que debe restarse al momento de R_2 .

Estando el muro bastante sobrado, es conveniente cambiar sus dimensiones y volver a calcularlo, tarea que debe realizar el alumno.

El armado del muro quedará como el ilustrado en la figura 28.10.

Cálculo de los muros con contrafuertes

En los muros con contrafuertes el empuje del terreno es recibido por una pantalla y transmitido al suelo de cimentación por medio de una zapata. La unión entre pantalla y zapata se lleva a cabo por medio de contrafuertes, que pueden ser exteriores o interiores, como se muestra en las figuras 28.11a y b.

Como características de estos muros se tienen:

1. El contrafuerte es un elemento de unión entre la pared vertical y la zapata, que evita el giro y colapso que pueda tener la pantalla debido al empuje de las tierras. Estos contrafuertes están sujetos a tensiones y por lo tanto requerirán acero a lo largo de AB , mismo que debe anclarse tanto a la pantalla como a la zapata de cimentación.

Hidden page

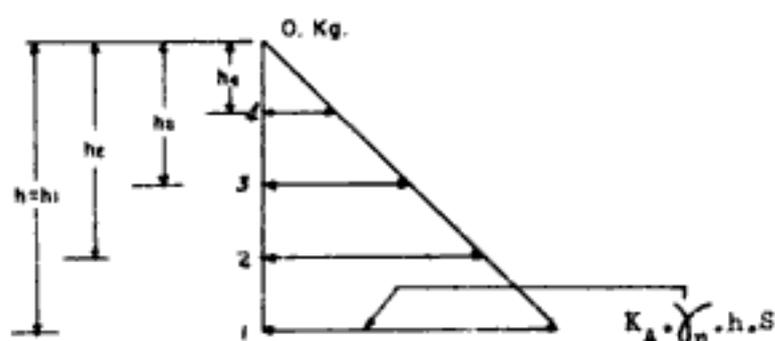


Figura 28.12

Los momentos flectores en las secciones de metro serán:

$$M_1 = K_A \cdot \gamma_n \cdot \frac{h_1^2}{2} \cdot S \cdot \frac{h_1}{3} \text{ kg-m}$$

$$M_2 = K_A \cdot \gamma_n \cdot \frac{h_2^2}{2} \cdot S \cdot \frac{h_2}{3} \text{ kg-m}$$

$$M_3 = K_A \cdot \gamma_n \cdot \frac{h_3^2}{2} \cdot S \cdot \frac{h_3}{3} \text{ kg-m}$$

$$M_4 = K_A \cdot \gamma_n \cdot \frac{h_4^2}{2} \cdot S \cdot \frac{h_4}{3} \text{ kg-m}$$

Si se adopta como ancho del contrafuerte un valor b , los peraltes efectivos d necesarios en las diferentes secciones horizontales del contrafuerte serán los siguientes:

$$d_1 = \sqrt{\frac{M_1}{Kb}}$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{M_2}{Kb}}$$

$$d_3 = \sqrt{\frac{M_3}{Kb}}$$

$$d_4 = \sqrt{\frac{M_4}{Kb}}$$

y el refuerzo necesario será:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_s \cdot j \cdot d_1}$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_s \cdot j \cdot d_2}$$

$$A_{s3} = \frac{M_3}{f_s \cdot j \cdot d_3}$$

$$A_{s4} = \frac{M_4}{f_s \cdot j \cdot d_4}$$

que se coloca como se muestra en la figura 28.13.

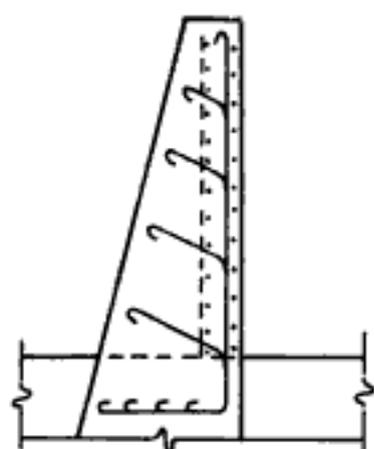


Figura 28.13

Para comprobar el corte se analiza cada sección, obteniendo la fuerza cortante en cada una de ellas así:

$$V_{c-1} = K_A \cdot \gamma_n \cdot \frac{h_4^2}{2} \cdot S \cdot \text{kg}$$

$$V_{c-2} = K_A \cdot \gamma_n \cdot \frac{h_3^2}{2} \cdot S \cdot \text{kg}$$

$$V_{c-3} = K_A \cdot \gamma_n \cdot \frac{h_2^2}{2} \cdot S \cdot \text{kg}$$

$$V_{c-4} = K_A \cdot \gamma_n \cdot \frac{h_1^2}{2} \cdot S \cdot \text{kg}$$

y se aplica a cada sección la conocida fórmula:

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

para comparar los resultados con el corte admisible y ver si los peraltes calculados son correctos.

En relación al cálculo de la pantalla, se puede observar que ella está formada por recuadros de dimensiones $h \cdot S$ formando una losa en *porch*, o sea empotrada por tres de sus lados (el lado inferior horizontal en la zapata de cimentación, y los lados verticales en los contrafuertes) y sometida a la acción de una carga uniformemente variada trapezoidal por faja vertical de losa de 1 m de ancho.

Un punto cualquiera de la línea media de esa losa, el *N* por ejemplo, puede considerarse como formando parte de la porción de la losa 1-2-3-4, empotrada

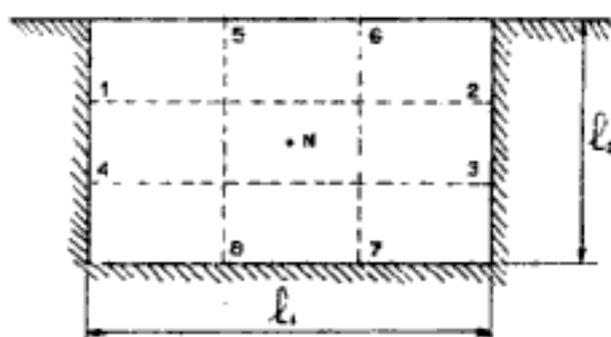


Figura 28.14

en sus extremos, y también de la losa 5-6-7-8, empotrada por un extremo y libre por el otro, como se muestra en la figura 28.14.

La flecha experimentada por la losa en el punto N es la misma para la flexión como losa empotrada en sus dos lados (flexión horizontal) y para la flexión como losa en ménsula (flexión en el plano vertical).

La flecha máxima para el elemento empotrado en sus dos extremos es de:

$$f_1 = \frac{\ell_1^4 \cdot q_1}{384 EI}$$

y como el empotramiento en la práctica no puede considerarse como perfecto, se escogerá una flecha ligeramente mayor:

$$f_1 = \frac{\ell_1^4 \cdot q_1}{330 EI}$$

La flecha máxima del elemento empotrado por un extremo y en voladizo por el otro lado es, en el caso de repartición triangular, de:

$$f_2 = \frac{\ell_2^4 \cdot q_2}{15 EI}$$

de tal modo que la flecha media en el punto N puede suponerse igual a:

$$f_2 = \frac{\ell_2^4 \cdot q_2}{30 EI}$$

Ahora bien, igualando y reduciendo a factores comunes se tiene:

$$\frac{\ell_1^4 \cdot q_1}{330 EI} = \frac{\ell_2^4 \cdot q_2}{30 EI}$$

$$30 \ell_1^4 \cdot q_1 \cdot E \cdot I = 330 \ell_2^4 \cdot q_2 \cdot E \cdot I$$

$$\therefore \ell_1^4 \cdot q_1 = 11 \ell_2^4 \cdot q_2$$

y como $q_1 + q_2 = Q$, se pueden obtener los valores para las cargas, que actuarán en cada sentido así:

$$\ell_1^4 \cdot q_1 = 11 \ell_2^4 \cdot (Q - q_1) = 11 \ell_2^4 \cdot Q - 11 \ell_2^4 \cdot q_1$$

$$11 \ell_2^4 \cdot q_1 + \ell_1^4 \cdot q_1 = 11 \ell_2^4 \cdot Q$$

$$q_1 (11 \ell_2^4 + \ell_1^4) = 11 \ell_2^4 \cdot Q$$

$$\therefore q_1 = \frac{11 \ell_2^4 \cdot Q}{11 \ell_2^4 + \ell_1^4}$$

Conociendo las cargas q_1 y q_2 , o sea las que actúan en los sentidos ℓ_1 y ℓ_2 , respectivamente, se calculan los momentos correspondientes. Como se puede ob-

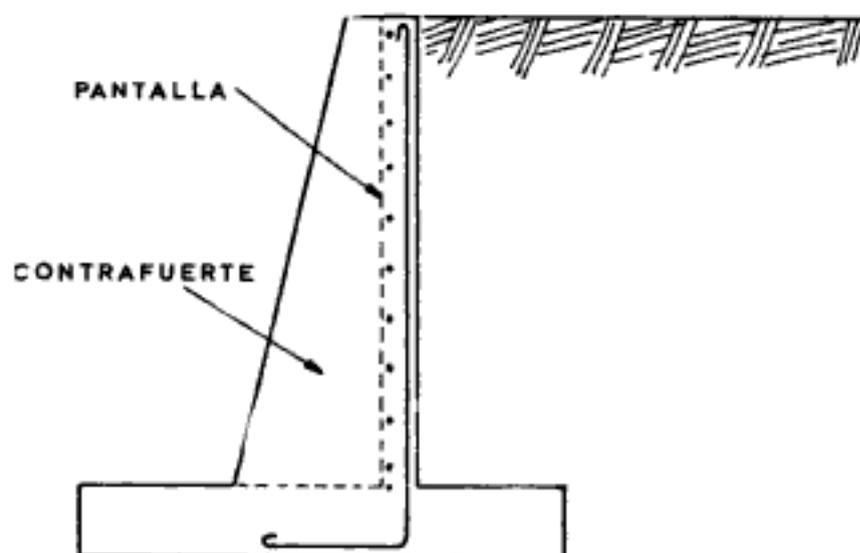


Figura 28.15

Hidden page

Hidden page

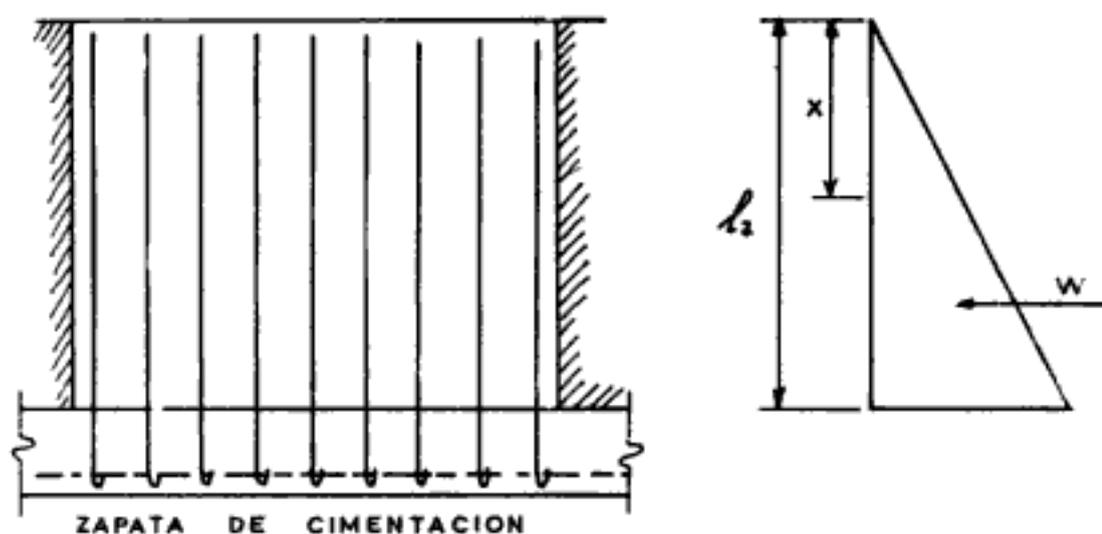


Figura 28.19

A continuación la tabla 28.3 proporciona momentos flectores y reacciones de una losa con carga triangular (tabla 28.4) que facilita mucho el cálculo de las pantallas de los muros con contrafuerte.

Para el cálculo de la pantalla también puede seguirse un procedimiento aproximado que consiste en suponer a la pantalla como una losa continua vertical sujeta a cargas horizontales, sin considerar el soporte proporcionado por la zapata, resultando así los momentos flectores algo mayores que el caso de efectuar los cálculos rigurosos.

Los momentos positivos en la parte central de la pantalla y los momentos negativos en los apoyos (contrafuertes) se supone que son para las dos fajas inferiores (faja de 1 m de alto cada una), iguales a:

$$M = \frac{WS^2}{12}$$

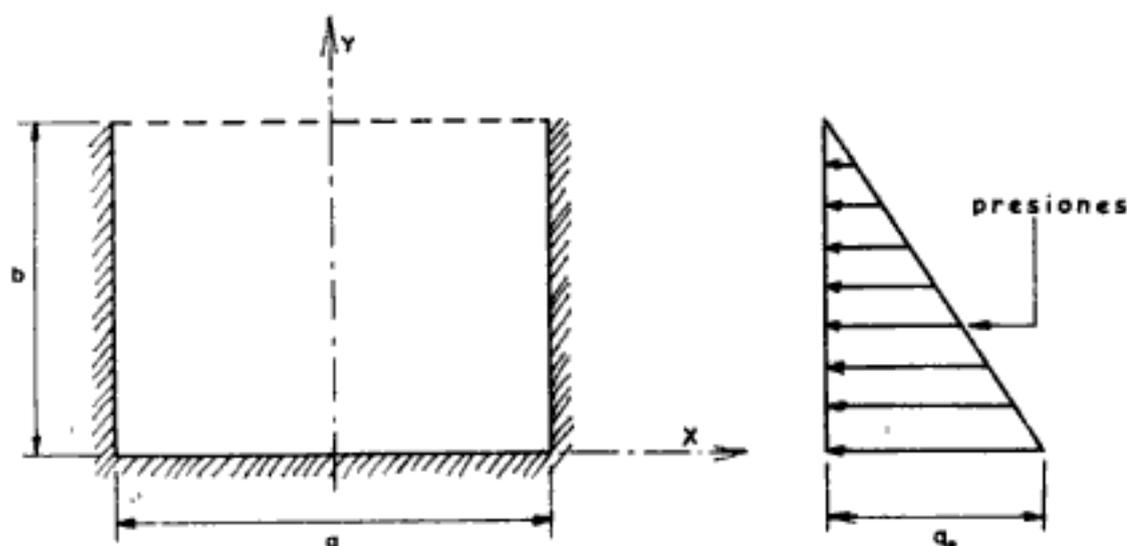


Figura 28.20

Hidden page

Hidden page

CAPÍTULO 29

Ataguías y cilindros de cimentación

GENERALIDADES

Un elemento físicamente diferente a los muros de retención de tierras pero que trabaja en forma similar son las llamadas *ataguías*. Se le da el nombre de ataguía a una estructura, generalmente temporal, que sirve ya sea para contener o desviar las aguas de un espacio donde se vaya a construir una determinada obra, o para contener las tierras mientras se hace una excavación. Las ataguías son muy empleadas durante la construcción de pilas de puente, muelles, presas, etc., y, en general, en aquellos lugares en los cuales se desea trabajar en seco.

PRINCIPALES TIPOS DE ATAGUÍAS

Ataguías de tierra

Cuando se dispone de espacio suficiente y de materiales adecuados, puede resultar económico el empleo de ataguías de tierra. Los materiales deben estar exentos de tierra vegetal y se deben compactar para lograr mayor impermeabilidad y estabilidad. El talud generalmente empleado en este tipo de ataguías es el de 1.5 a 2 y con una corona de la mitad de la altura de la ataguía (ver figura 29.1).



ATAGUIA DE TIERRA

Figura 29.1

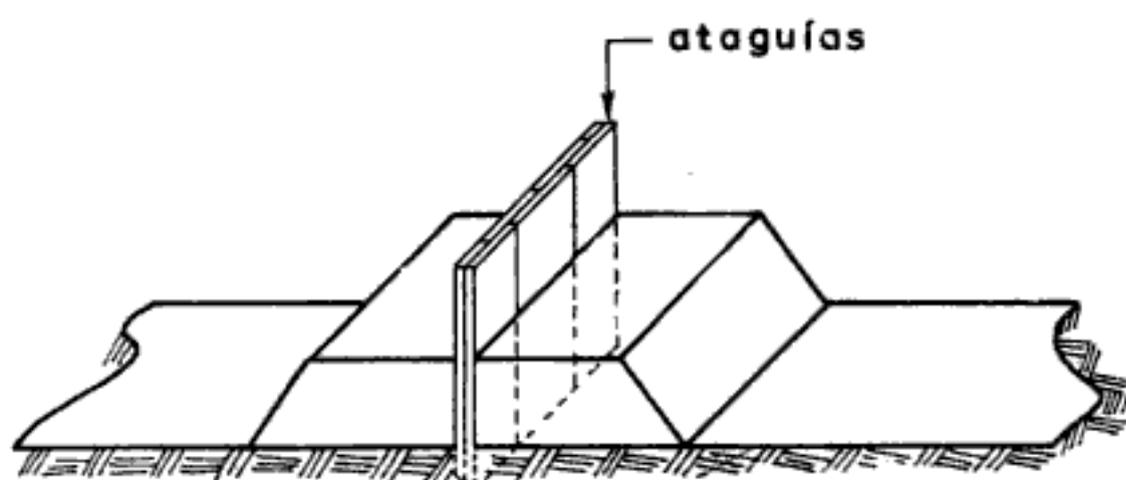


Figura 29.2

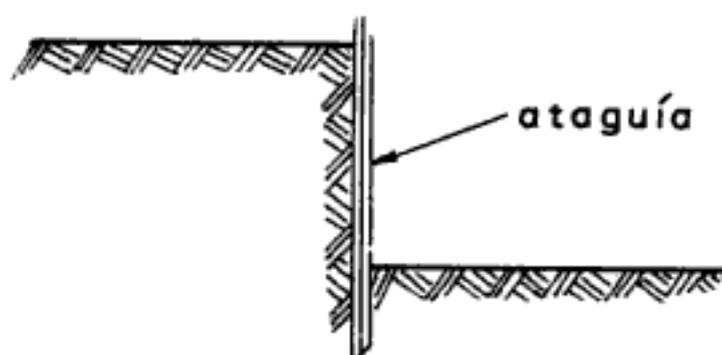


Figura 29.3

Si por alguna circunstancia no se puede conseguir la impermeabilidad deseada debido al tipo de material existente, se puede colocar en el centro de la misma un tablero-estacado, como se muestra en la figura 29.2.

Cuando algún talud de la ataguía se encuentra sometido a la acción de una corriente de agua, es necesario proteger dicho talud mediante el uso de un pedraplén o cualquier otro procedimiento que evite la socavación de la tierra.

Cuando por no disponer de espacio suficiente no se puede construir una ataguía de tierra, entonces se puede construir una de madera, acero o concreto, como se indica en la figura 29.3.

EMPUJE DE TIERRAS SOBRE LAS ATAGUÍAS

Debido a que las ataguías son elementos estructurales más flexibles que los muros de retención de tierras, éstas no ceden de la misma manera como lo hacen los muros y por tanto no se les debe aplicar ninguna de las teorías del empuje de tierras conocidas, pues ello sería incorrecto. En la práctica lo que se hace es

Hidden page

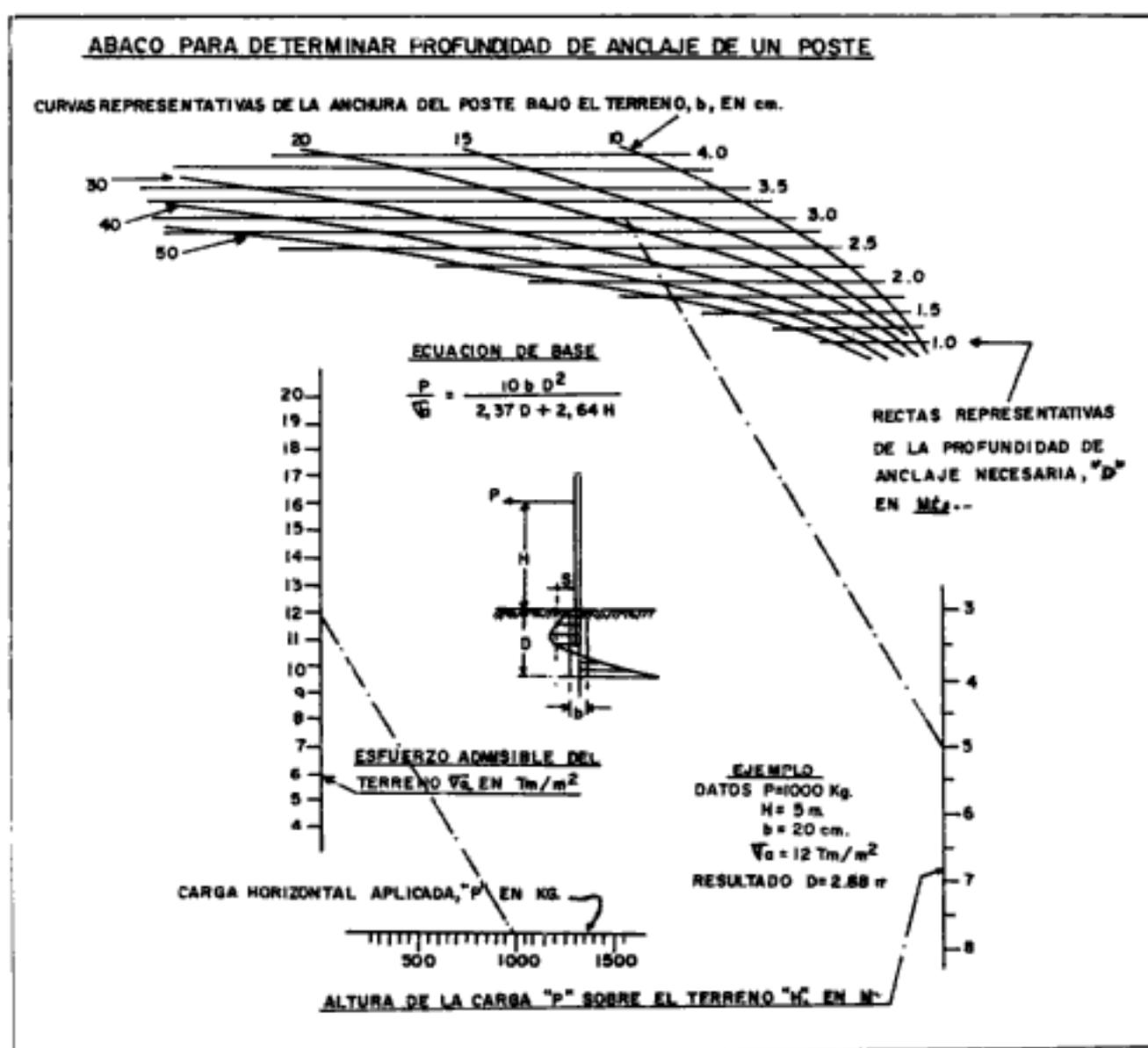


Figura 29.6

En la figura 29.6 se inserta un nomograma elaborado por Deschappelles para calcular la profundidad de anclaje D de un poste para que resista una cierta carga lateral P .

Si no es un poste el que se analiza sino una ataguía que no está completamente libre hacia arriba del plano R , y hay tierras como se indica en la figura 29.7, se verá entonces cómo se supone que actúan las tierras sobre este tipo de ataguías.

En este caso se supone que los valores de las presiones p_1 , p_2 , p_3 , p_4 y p_5 tienen los valores deducidos del análisis de Rankine y se supone una transición uniforme de p_3 a p_4 y de p_4 a p_5 .

El proyecto de las ataguías en voladizo exige la determinación de la longitud total de la ataguía y su sección. La primera magnitud que se calculará es la pro-

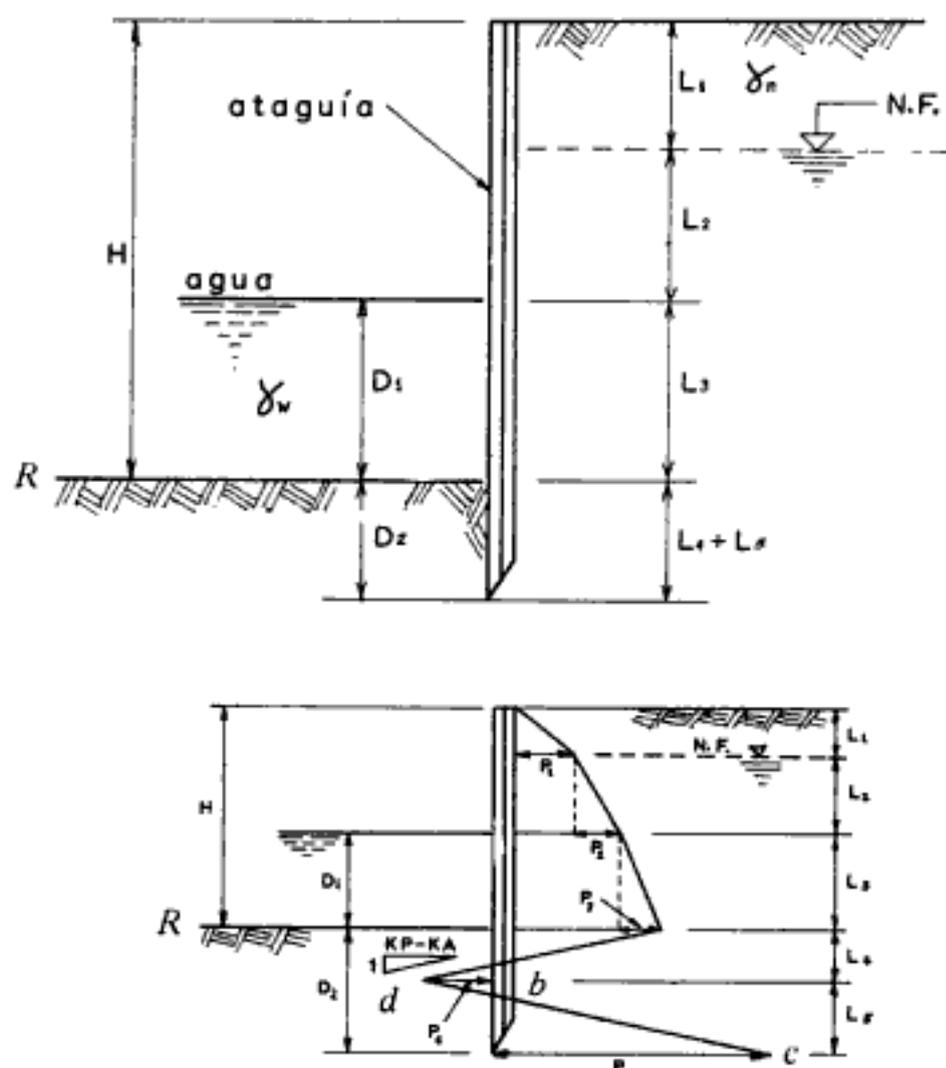


Figura 29.7

fundidad de clava o anclaje D_2 de la atagüía. Esta profundidad puede suponerse así:

- 0.75 h en suelos granulares densos ($C_r > 65\%$)
- 1.00 h en suelos granulares medios ($C_r > 35\% < 65\%$)
- 1.50 h en suelos granulares flojos ($C_r > 15\% < 35\%$)
- 2.00 h en suelos granulares muy flojos ($C_r > 0\% < 15\%$)

En la figura L_1 , L_2 y L_3 son conocidos, por lo que se traza una línea cd de tanteo y se comprueba el equilibrio estático de la atagüía bajo la acción de todas las fuerzas. La posición del punto b será el correcto si la suma de los momentos con respecto a cualquier punto de la atagüía es igual a cero. Si no se consigue el equilibrio estático con ningún punto b , la penetración D_2 escogida es muy pequeña. Si la D resultó propuesta, agréguese de 20% a 40% a la penetración escogida y vuelva a resolverse.

Para la distribución de presiones en la profundidad D_2 , las ecuaciones son complicadas pero pueden resolverse por tanteos. Las presiones p_1 , p_2 , p_3 , p_4 y p_5 tienen los valores siguientes:

$$p_1 = K_A L_1 \gamma_n$$

$$p_2 = K_A L_2 \gamma' + L_2 \cdot \gamma_w$$

$$p_3 = K_A L_3 \gamma'$$

$$p_4 = p_1 + p_2 + p_3 - (K_p - K_A) (L_4 + L_5) \gamma'$$

$$p_5 = p_1 + p_2 + p_3 + (K_p - K_A) [L_1 \gamma_n + (L_2 + L_3) \gamma' + D_2 \cdot \gamma']$$

La complejidad de este problema ha dado lugar a varios procedimientos prácticos de proyecto, tal como el que se indica a continuación, deducido de extensos ensayos de laboratorio mediante modelos adecuados en la Universidad de Princeton para U.S. Navy Department.

La solución propuesta consiste en que debe exigirse una penetración de la ataguía de $0.43 H$, con lo cual se tiene un coeficiente de seguridad aproximadamente de 2. Además, es aconsejable colocar a una profundidad L' un tirante T , es decir, se pueden construir las ataguías de dos maneras: sin tirante y con tirante. Si se construyen sin tirante quedan como se ilustra en la figura 29.8.

Las presiones parciales a las profundidades indicadas en la figura 29.9 son:

$$p_1 = \gamma_n \cdot L_1 \cdot K$$

$$p_2 = \gamma' \cdot L_2 \cdot K + \gamma_w \cdot L_2$$

$$p_3 = \gamma' \cdot L_3 \cdot K$$

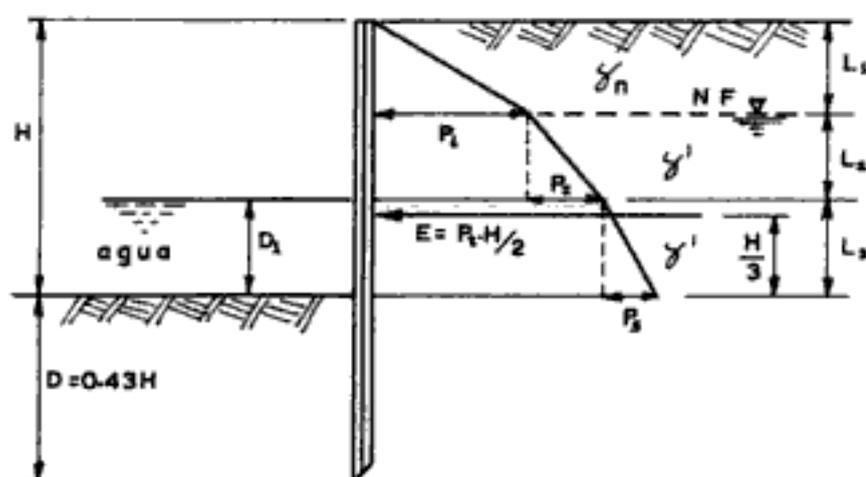


Figura 29.8

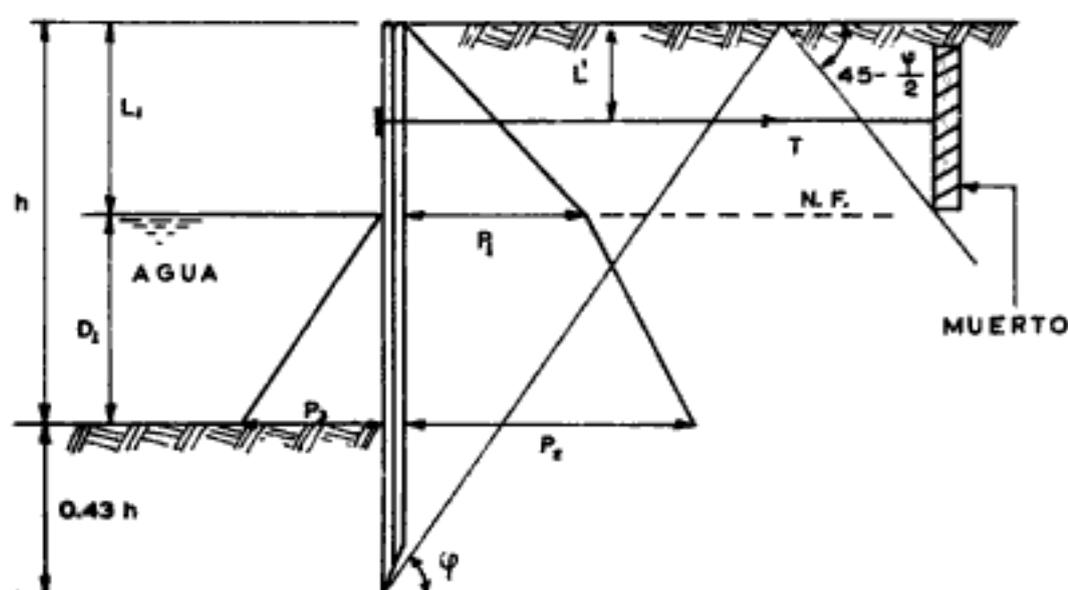


Figura 29.9

El valor de K es en este caso el siguiente:

$$K = K_A \cdot f''$$

El valor de f'' representa el efecto de la fricción en la ataguía produciendo una disminución en la presión. El valor de f'' es comúnmente de 0.9.

$$K = 0.9 K_A$$

La presión total en la ataguía será:

$$p_1 + p_2 + p_3 = p_t$$

y el empuje total, aplicado a $H/3$ será:

$$E = P_t \cdot (H/2)$$

Si la ataguía se construye con tirante, en materiales granulares, queda como se muestra en la figura 29.10.

Los valores de las presiones serán:

$$p_1 = K \cdot \gamma_n \cdot L_1$$

$$p_2 = p_1 + (h - L_1) \gamma' \cdot K + \gamma_w \cdot D_1$$

$$p_3 = D_1 \gamma_w$$

$$K = \left(1 - \frac{L'}{f''h}\right) f'' \cdot K_A = 0.9 K_A \left(1 - \frac{L'}{3.5h}\right)$$

Hidden page

Hidden page

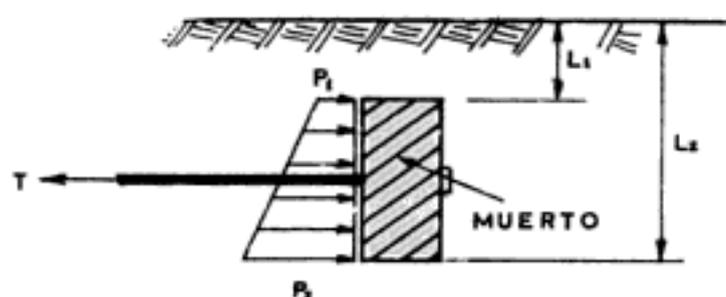


Figura 29.13

grama que se da en la página 532. La separación entre los postes de madera es de 2 m para alturas de muros de 2 m, y para alturas de 3 m se emplea una separación de postes de 1 m. Toda la madera que será empleada debe ser tratada a presión.

La presión que actúa sobre cada metro lineal de muro en voladizo es la carga progresivamente creciente triangular ya conocida y que se muestra en la figura 29.14. El momento flector en un poste intermedio viene dado por la expresión:

$$M = K_A \cdot \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot S \left(\frac{h}{3} + \frac{D}{3} \right)$$

Para calcular el espesor de los tablones es conveniente emplear la fórmula siguiente:

$$t = 3 \cdot S \sqrt{\frac{\gamma \cdot h}{\sigma \cdot b}}$$

donde:

- t = Espesor requerido del tablón en pulgadas.
- S = Distancia de *c. a c.* de los apoyos en pies.

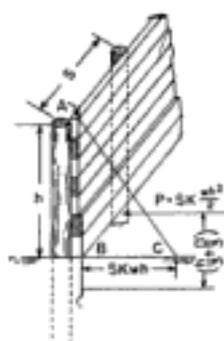


Figura 29.14

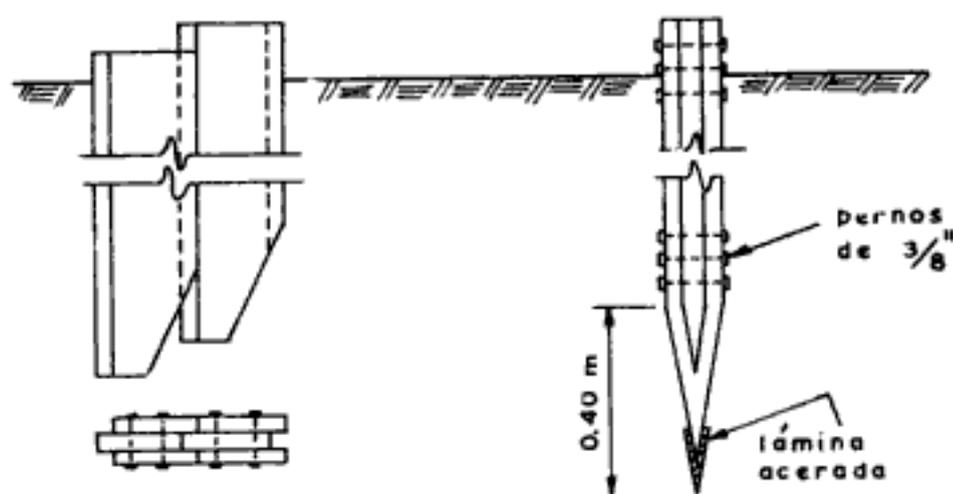


Figura 29.15

- $\gamma \cdot h$ = Carga en libras por pie lineal.
 b = Ancho del tablón en pulgadas.
 σ = Esfuerzo de trabajo a flexión para la madera usada, lbs/pulgada cuadrada.

En obras definitivas el empleo de las ataguías de madera está limitado por su corta duración. Debido a ello actualmente se emplean más las ataguías de acero o de concreto. Algunos tipos de dichas ataguías se pueden ver en las figuras 29.16a y b. Las ataguías de madera antes mencionadas se emplean cuando se va a rellenar una depresión determinada y se tiene que sostener el terreno con madera, es decir, son prácticamente muros de retención de madera.

Cuando las ataguías de madera se tienen que hincar para luego excavar a un lado de ellas y quedan reteniendo las tierras, se pueden seguir las reglas empíricas siguientes:

- Profundidad de anclaje o clava = $0.43 H$.
- Espesor de las tablas de la ataguía: en los dos primeros metros emplear tablonces de 2" de espesor, y aumentar 1" en espesor por cada metro de profundidad excedente. En la figura 29.15 se puede apreciar cómo quedan ajustadas las ataguías de madera mencionadas.

CIMENTACIÓN POR MEDIO DE CILINDROS

Es un sistema que sirve para soportar grandes cargas y por lo tanto resulta bastante económico para cimentar estructuras pesadas. Existen varios métodos para la instalación de los cilindros de cimentación, diferenciándose entre ellos por la manera de revestir el orificio excavado en el terreno.

Un tipo de cilindro que se ha empleado mucho se muestra en las figuras 29.17a, b, c, d, e, f, g, h e i, y que, como se puede ver, consta de una cuchilla cortante

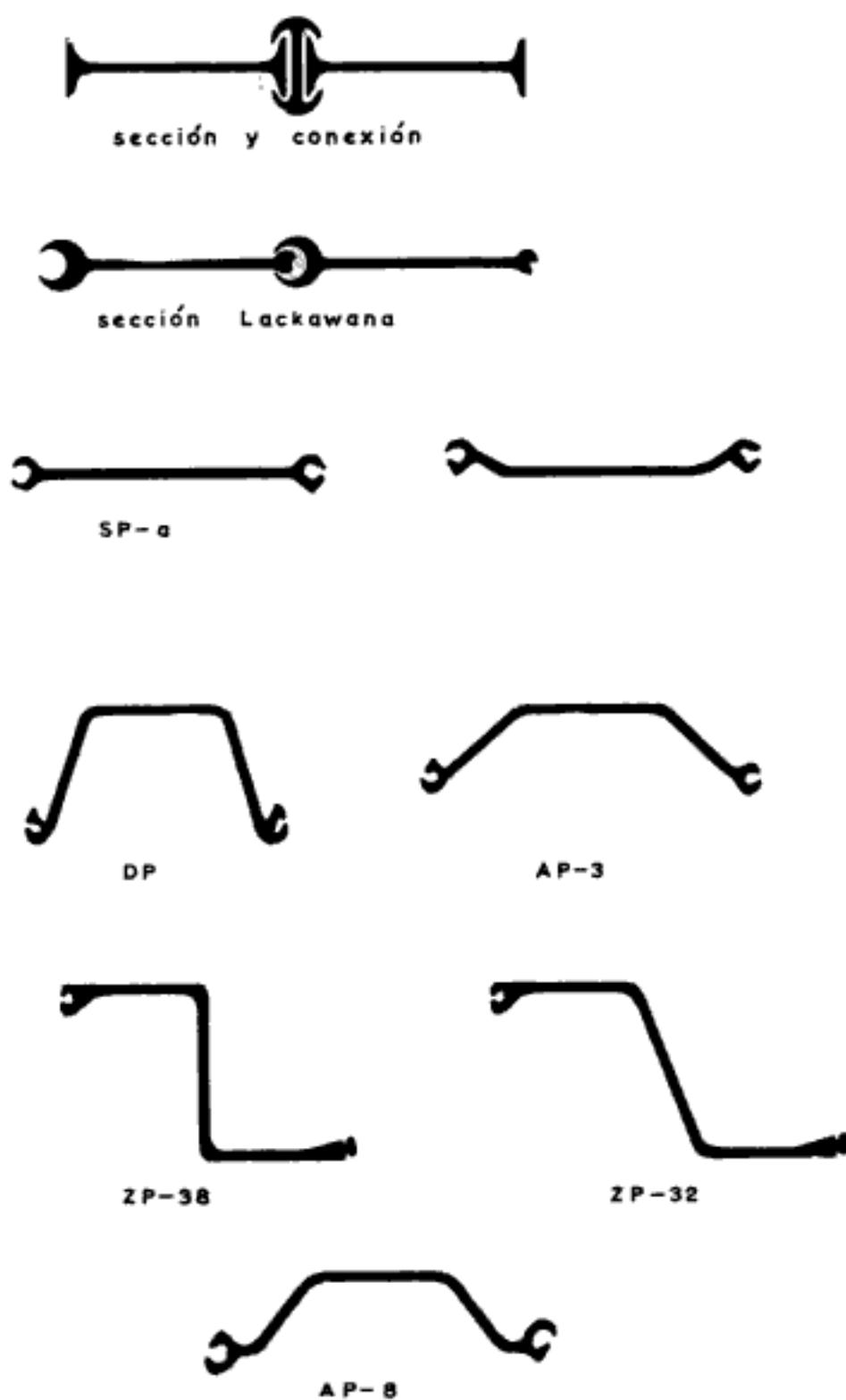


Figura 29.16a

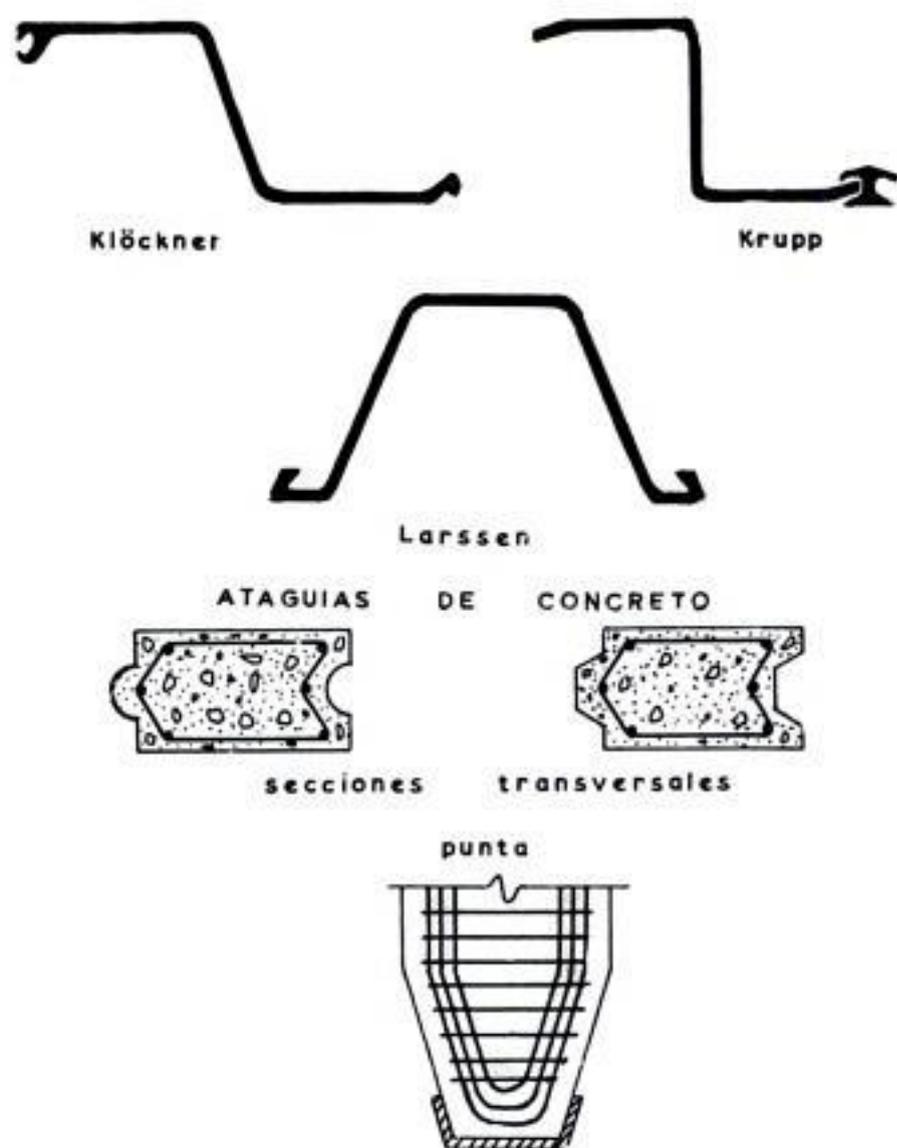


Figura 29.16b



Figura 29.17a Replanteo de cilindros.

Hidden page

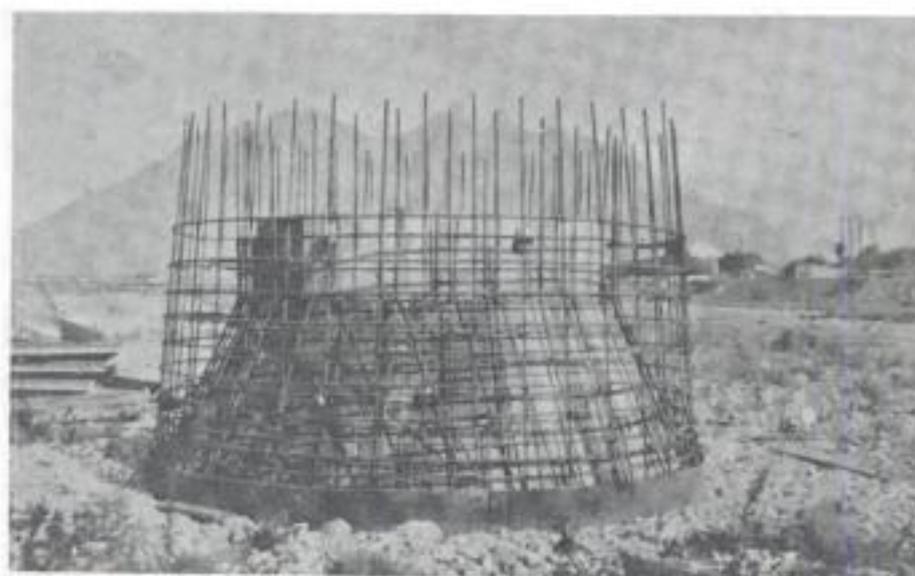


Figura 29.17d Primera parte del cilindro con su armado terminado y listo para recibir las formas metálicas circulares para el colado.

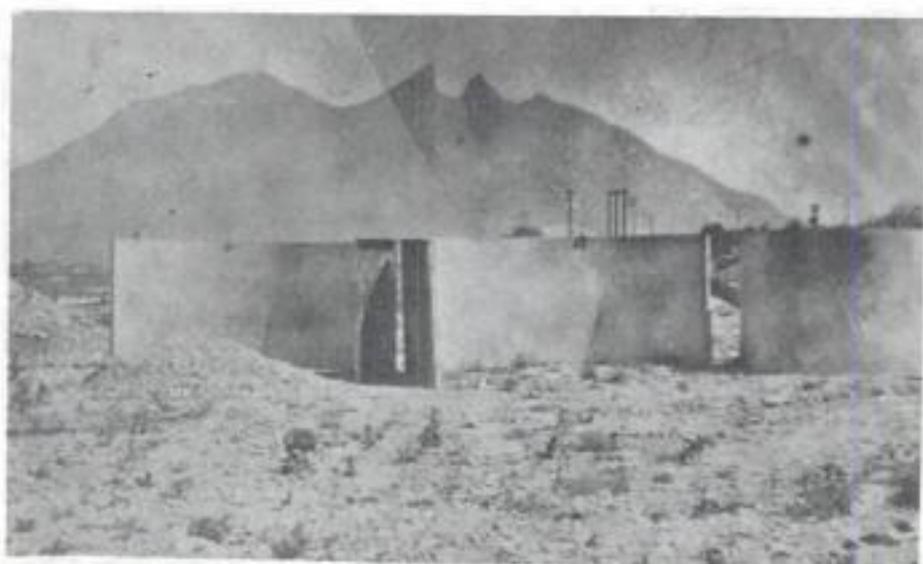


Figura 29.17e Formas metálicas circulares.



Figura 29.17f



Figura 29.17g Extracción del material del interior del cilindro para que penetre por su propio peso.



Figura 29.17h



Figura 29.17i Un cilindro en proceso de construcción y otro caído.

Hidden page

La parte *a* inferior corresponde a la cámara de trabajo en la cual se realiza la excavación, la parte *b* es la denominada cámara de equilibrio, y la *c* es la cámara superior que se encuentra en comunicación directa con el aire exterior. Mediante un tubo *T* se inyecta aire a una presión superior a la que produce el flujo del agua, la cual es evacuada al exterior por sifón mediante otro tubo *T'*, manteniéndose seco el terreno y pudiendo excavar los obreros en el interior de la cámara *a* como si fuera en terreno normal.

La cámara *b* tiene por objeto equilibrar las presiones, y así, para que un obrero descienda a la cámara de trabajo *a*, se procede a poner la cámara intermedia de equilibrio *b* en comunicación con el exterior por medio de la válvula, abriendo después la tapa *t* por la que el obrero se introduce en dicha cámara. Hecho esto se cierra la tapa *t* y mediante la válvula *V* (*by pass*) se inyecta aire comprimido, aumentando poco a poco la presión hasta igualar la existente en la cámara de trabajo. Entonces se puede abrir la tapa *t'* sin dificultad por la igualdad de presiones, y el obrero pasa a la cámara de trabajo. De igual manera se puede operar para regresar el obrero a la superficie, comenzando por inyectar aire a presión a la cámara de equilibrio para poder abrir la comunicación con el aire libre para equilibrar la presión con el exterior. Finalmente se abre la tapa *t*.

La profundidad de una cimentación neumática tiene su límite, el cual está regido por la posibilidad del obrero de trabajar a presiones superiores a la atmosférica. Generalmente hasta 10 m de profundidad, con una presión de dos atmósferas, un obrero no acusa ninguna molestia, hasta 20 m experimenta cierto cansancio y pasando de los 20 m el obrero trabaja fatigosamente.

Habiendo llegado con los cilindros a la capa resistente, ésta se limpia y se cuela un tapón inferior de concreto y se examina después todo el cilindro para ver si no hay fugas. Posteriormente se cuela otro tapón superior y sobre él se coloca el cabezal.

Ejemplo de cálculo de un cilindro.

Datos:

Porosidad del suelo = $n = 65\% = 0.65$

Profundidad = 21.00 m

Diámetro exterior = 4.5 m; $\gamma_c = 2.4 \text{ Tm/m}^3$

Fricción = $F = 1.5 \text{ Tm/m}^2$

Densidad del agua = $D_w = 1.0 \text{ g/cm}^3$

$q_s = 70 \text{ Tm/m}^2$

Solución:

Área lateral = $3.14 \times 4.5 \times 21 = 298 \text{ m}^2$

Resistencia al hincado = $298 \times 1.5 = 447 \text{ Tm}$

Volumen necesario = $\frac{447}{2.4} = 186 \text{ m}^3$ (entra por peso propio)

Hidden page

Hidden page

CAPÍTULO 30

Pilas y estribos para puentes

GENERALIDADES

Antiguamente el punto de cruce mínimo en un río era escogido para la construcción del puente. En la actualidad se sigue el sistema de analizar las condiciones topográficas, hidráulicas y económicas para escoger el lugar más adecuado para construir un puente. Todo el tiempo, esfuerzo y esmero que se dediquen al análisis de las condiciones indicadas serán de gran beneficio. Técnicamente, conviene que un sitio de cruce tenga un buen alineamiento con el trazo general del camino y que el suelo de cimentación sea adecuado para resistir los esfuerzos a que vaya a estar sometido.

Si el accidente que se va a salvar es un río, conviene que el cauce en el lugar del cruce sea bien definido (no divagante), alejado de curvas horizontales y de caídas y rápidos en su curso (ver figura 30.1).

Desde el punto de vista económico, hay que tener presente que un puente es parte integrante de un camino, y por lo tanto no debe juzgarse que el cauce más económico sea aquel cruce que exija el puente más económico, sino que debe tenerse en cuenta, en el análisis de su costo, el trazo general de la vía, pues puede suceder que un puente muy costoso resulte en sí mismo más económico que otro menos costoso, pero que exija un terraplén de acceso muy caro.

Un aspecto de mucha importancia en la cimentación de pilas y estribos de puente es el relacionado con la *socavación*. La socavación de las pilas en los puentes debido a la acción erosiva del agua es uno de los peligros a los cuales se encuentran éstas sometidas; por lo tanto, debe tomarse muy en cuenta este factor durante la planeación de la obra.

Muchos puentes han fallado (ver figura 30.2) debido al efecto de la socavación. Generalmente es difícil predecir con exactitud la profundidad a la cual el

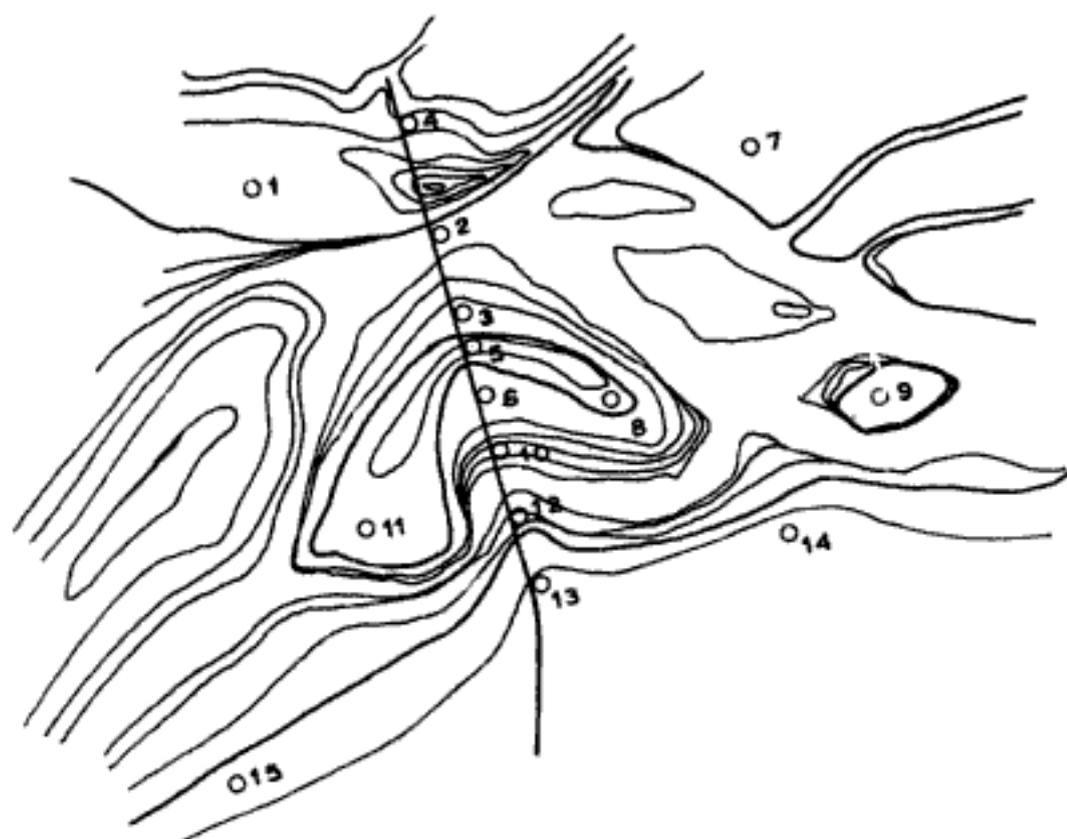


Figura 30.1

agua socava. Posiblemente el método más adecuado en la actualidad para conocer en forma aproximada la profundidad de socavación sea el llamado método alemán y que es el siguiente:

En diferentes puntos del lecho del río, en lugares de posible cruce, se practican excavaciones verticales, ademandando sus paredes si es necesario. El material extraído de cada excavación, independientemente, se pinta con una sustancia insoluble en agua y así pintado se vuelve a colocar en el interior de la excavación en el mismo orden en que antes se encontraban y con la misma compactación. Si se emplea ademe durante la excavación, éste se debe retirar a medida que se va llenando nuevamente la excavación. En esas condiciones se dejan las excavaciones a que queden sujetas a las avenidas del río.

El pintado de los materiales tiene por objeto saber hasta qué profundidad llegó la socavación, pues si no se hiciera esto, al venir la avenida se iniciará la socavación, y una vez pasada la creciente el fenómeno de la socavación se reproduce en sentido contrario, pues a medida que la velocidad del agua disminuye se van depositando en el lugar socavado otros materiales, primero los más pesados y después los más finos, quedando al final el cauce del río muy parecido al que tenía antes de la creciente.

Una vez que la avenida haya pasado se vuelven a repetir las excavaciones en los mismos puntos, obteniendo así, por observación directa, la profundidad

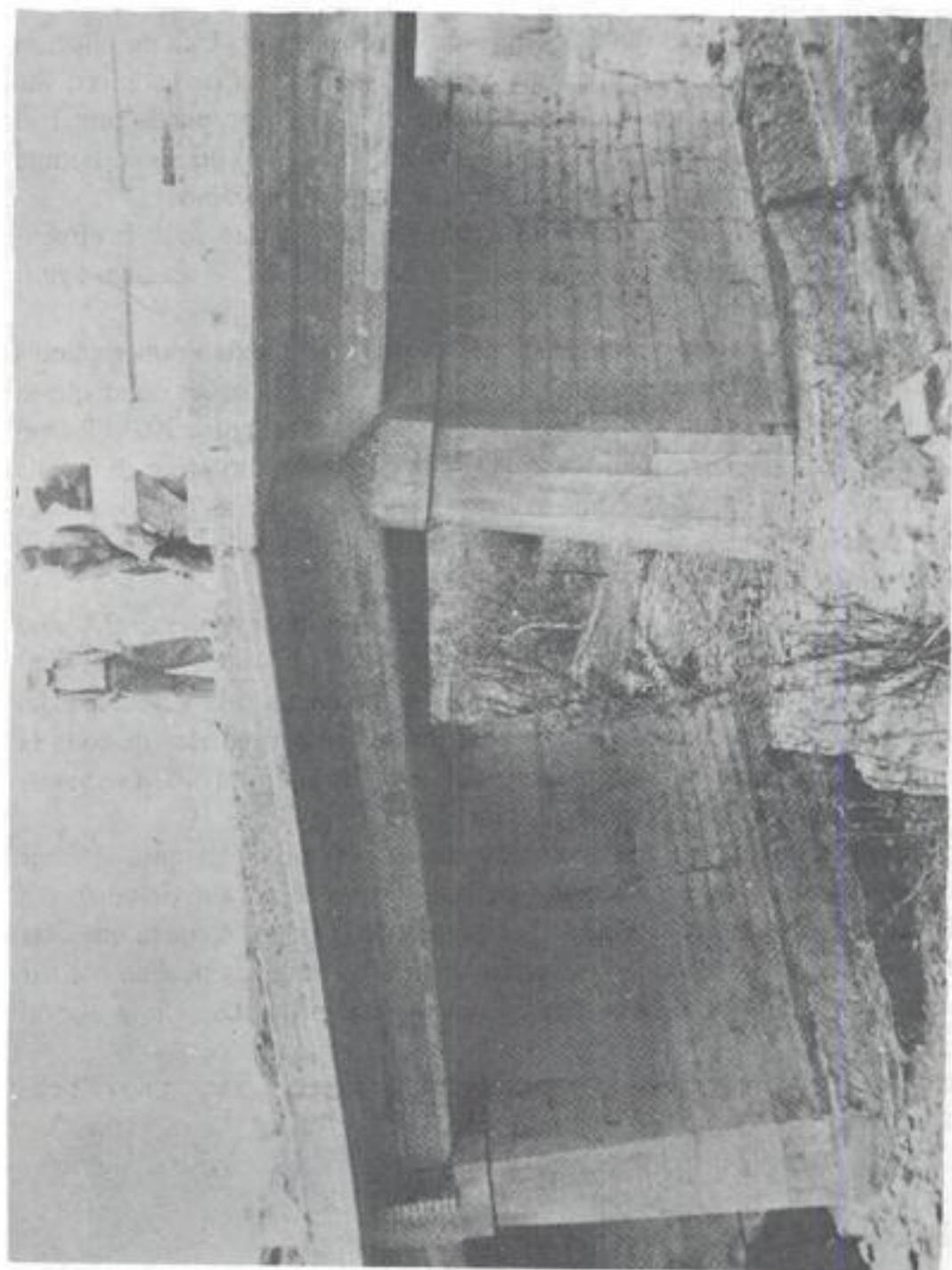


Figura 30.2

de socavación, que será aquella a la cual vuelvan a aparecer las piedras pintadas y que no fueron removidas por la creciente.

PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN

Hay diferentes maneras de evitar el peligro de la socavación. Una de ellas, la más simple, consiste en colocar una capa de piedras alrededor de las pilas. Sin embargo, aun con ello, existe el peligro de que la socavación pueda minar el suelo donde se apoyan las piedras, de tal manera que al cabo de algún tiempo las piedras no se encuentren donde inicialmente fueron colocadas.

Otra forma de tratar de evitar la socavación alrededor y debajo de la cimentación de las pilas y estribos de puente consiste en colocar pilotes o ataguías aguas arriba de la pila o estribo.

Donde sea posible, como en el caso de las pilas, se pueden poner pilotes o ataguías alrededor de la misma. Sin embargo, es necesario hacer notar que si hay un pequeño grupo de pilotes, como los mostrados en la figura 30.3a los remolinos que se originan atrás de los pilotes, y la corriente a lo largo de la pila pueden causar tanta socavación como si los pilotes no existieran. Si los pilotes no están lo suficientemente cerca uno del otro, la velocidad de la corriente entre ellos aumentará y con ello su poder de socavación.

La ataguía mostrada en la figura 30.3b tiene como inconveniente el hecho de aumentar la obstrucción al flujo y, además, crear remolinos muy violentos en las esquinas de aguas arriba de la pila, incrementando la velocidad del agua. Si el sistema de ataguías del caso anterior se lleva alrededor de toda la pila (figura 30.3c), aumentará la obstrucción del flujo. En la figura 30.3d se muestra una sección transversal del caso anterior.

Si las ataguías se colocan muy cerca de la pila puede suceder que, al venir una creciente del río, el suelo alrededor de las ataguías se socave de tal forma que éstas cederán al recibir las grandes presiones de la pila y causará que ésta se asiente. Varillas a través de la base amarrando a las ataguías pueden resistir esta presión. Sin embargo, dichas varillas deben estar protegidas de la acción de las aguas.

Si la cimentación de las pilas se hace sobre pilotes, la socavación no es peligrosa en verdad.

PILAS PARA PUENTES

Se entiende por pila de un puente (ver figura 30.4) aquella parte de la subestructura que recibe la acción de dos tramos de la superestructura y tiene como función transmitir las cargas al terreno y repartirlas en tal forma que no excedan el esfuerzo admisible del terreno. Las partes de que consta una pila son: la corona, el cuerpo y la zapata.

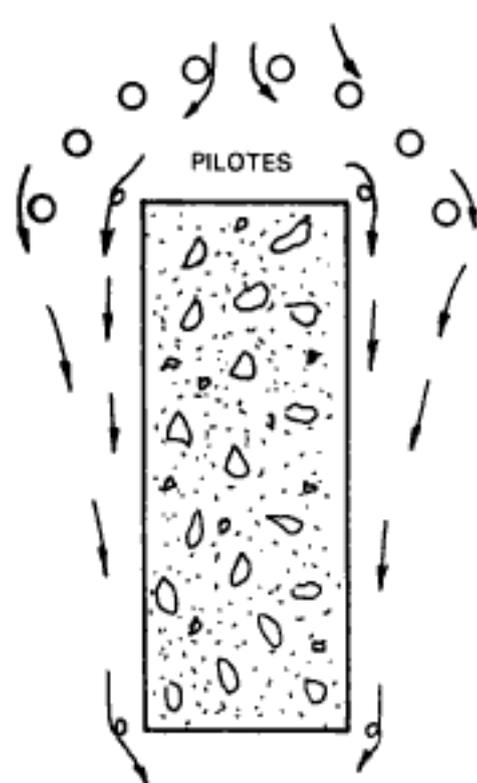


Figura 30.3a

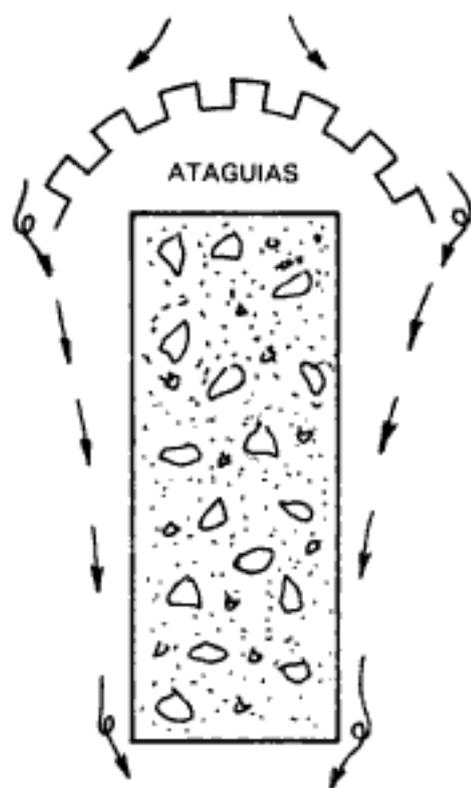


Figura 30.3b

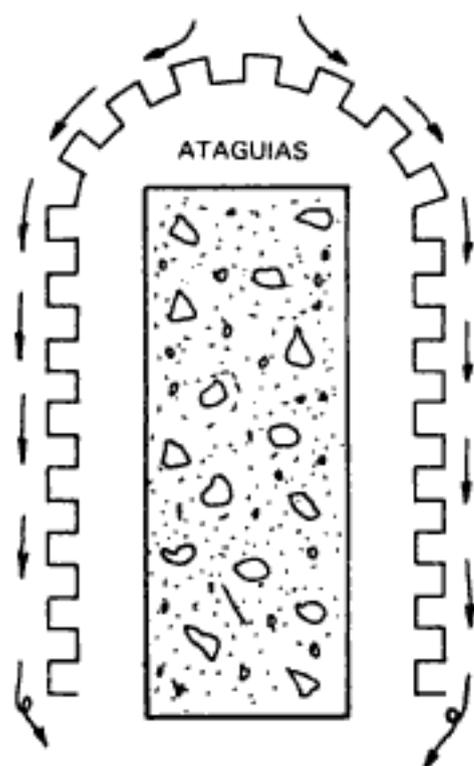


Figura 30.3c

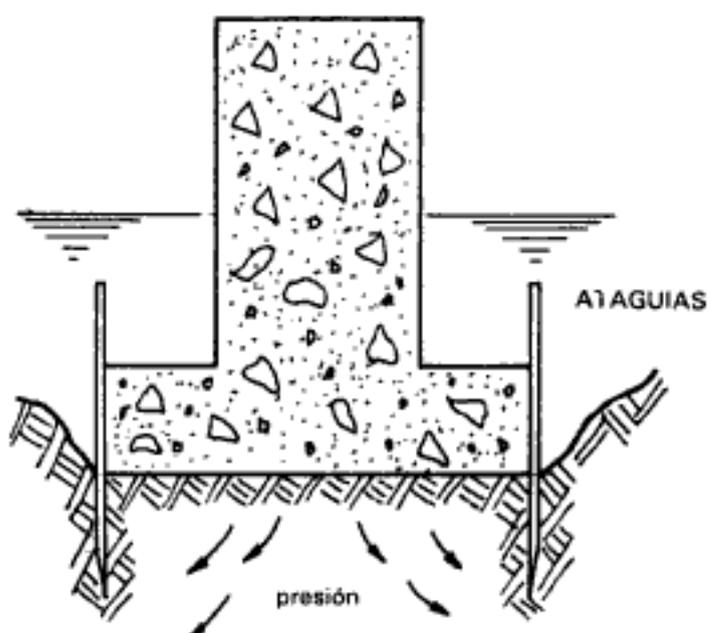


Figura 30.3d

Hidden page

Hidden page

La A.A.S.H.T.O. recomienda que el valor máximo que se debe considerar para el impacto es el 30% de la carga móvil.

En lo que respecta al frenaje, según las especificaciones de la A.A.S.H.T.O. debe considerarse una fuerza horizontal, longitudinal del 5% de la carga móvil que se traslada en uno de los sentidos del tránsito. Esta fuerza debe considerarse aplicada a 1.20 m sobre la rasante del camino.

Para considerar el viento normal a la superestructura, la A.A.S.H.T.O. especifica que debe considerarse una presión de viento en la superestructura normal al eje del camino, igual a 24 kg/cm^2 , aplicada a vez y media el área expuesta. Esta presión es muy grande, pues corresponde a una velocidad del viento de 155 km/hora, que no en todas las zonas se tiene. La misma asociación recomienda que, como valor mínimo de este empuje debe tomarse el de 447 kg por metro de longitud.

Para la intensidad del empuje del viento tangencial a la superestructura, la A.A.S.H.T.O. recomienda que se tome el 50% del empuje transversal.

En cuanto al viento sobre la carga móvil, se considera que es de 300 kg/m de claro y aplicada a 1.83 m sobre la rasante.

Para considerar el viento normal sobre la pila se toma una intensidad de 100 kg/m^2 , aplicada en la proyección del área expuesta en un plano normal a la dirección de la corriente.

Para el viento tangencial sobre la pila se supone una presión de 100 kg/m^2 sobre el área expuesta.

En estas dos últimas presiones debe tenerse en cuenta cuando existan aguas máximas y mínimas.

El empuje dinámico del agua sobre la pila se determina por la fórmula:

$$E = \frac{C_1 \cdot A \cdot V^2 \cdot \gamma_w}{g}$$

en la que:

- E = Empuje dinámico del agua, aplicado a un tercio de la altura de dicha agua.
- g = Aceleración de la gravedad.
- C_1 = Coeficiente de forma de la pila.
- A = Área expuesta proyectada en un plano normal a la dirección de la corriente.
- V = Velocidad del agua, en aguas máximas.
- γ_w = Peso volumétrico del agua.

Para que sea estable una pila debe ser proyectada contra volcamiento, deslizamiento y aplastamiento. Se recomienda, además, que esté libre de tensiones en cualquier plano horizontal de la pila y sobre el terreno. La fuerza de deslizamiento unitario se calcula dividiendo la fuerza horizontal resultante por encima de la sección sobre el área de la misma.

Los esfuerzos máximos y mínimos de compresión serán determinados por la fórmula:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_1 C_1}{I_1} \pm \frac{M_2 C_2}{I_2}$$

en la que:

- σ = Presión en la fibra considerada.
- P = Carga vertical total.
- A = Área de la sección considerada.
- M_1 y M_2 = Momento debido a las excentricidades de las cargas con respecto a ambos ejes.
- C_1 y C_2 = Distancia normal a los ejes de la orilla de la sección considerada.

ESTRIBOS PARA PUENTE

Se conoce con el nombre de estribo a aquella parte de la subestructura de un puente situada en los extremos del mismo, usada con el doble propósito de transferir las cargas de un tramo de la superestructura al terreno, y el de soportar el empuje lateral del terraplén situado en su parte posterior. Los estribos son, por lo tanto, una combinación de pila y muro de retención.

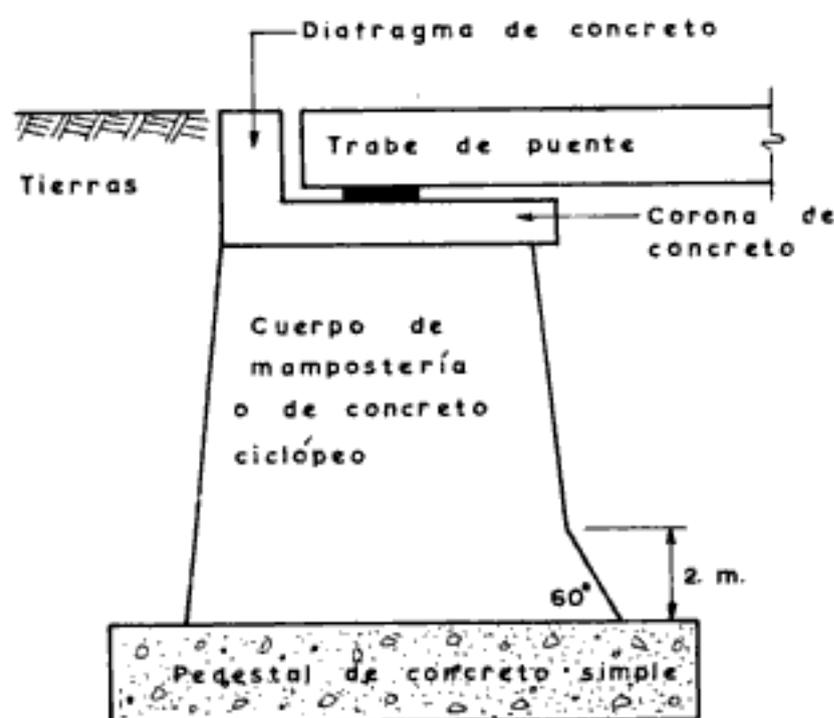


Figura 30.7

Como mucha de la información dada con anterioridad (pilas y muros de retención) es aplicable al proyecto de los estribos, no se repetirá aquí, pero se tendrá en cuenta al efectuar su estudio.

En la elección del tipo de estribo, así como en el caso de las pilas, influye el costo, la mano de obra, los materiales disponibles y la rapidez en la construcción.

La figura 30.7 muestra un estribo y sus partes constituyentes.

Las dimensiones de los estribos dependen de los mismos factores que en el caso de las pilas, más el empuje activo de las tierras. Así pues, las cargas que se tendrán que considerar para su estabilidad son: cargas de la superestructura—incluyendo cargas muertas y móviles—, fuerzas de frenaje, viento normal y transversal tanto sobre la superestructura como sobre la carga móvil y empuje activo de las tierras considerando la sobrecarga existente. Los materiales más empleados en la construcción de estribos de puente son el concreto y la mampostería. De estos dos, el concreto es el más empleado hoy día.

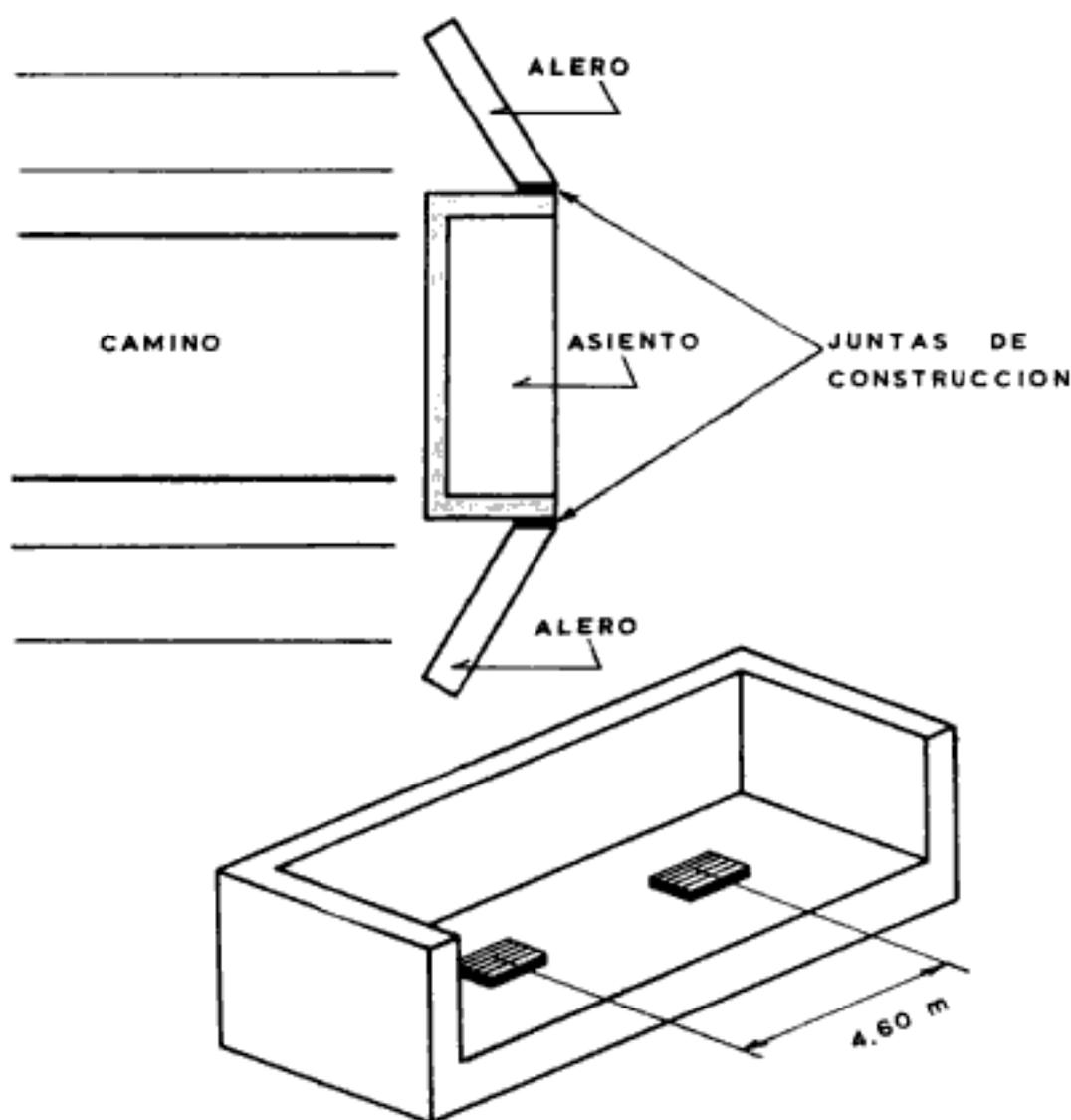


Figura 30.8a

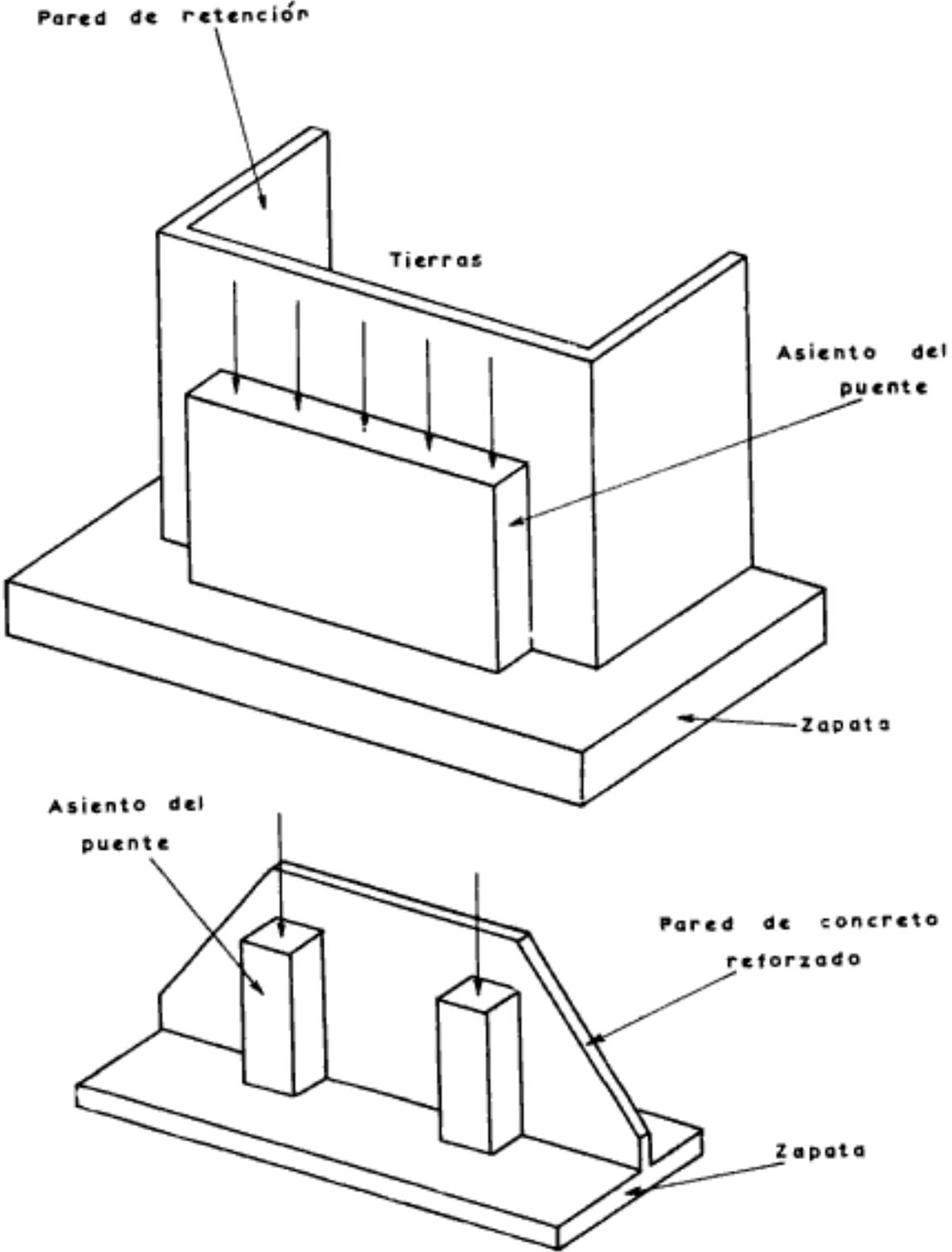


Figura 30.8b

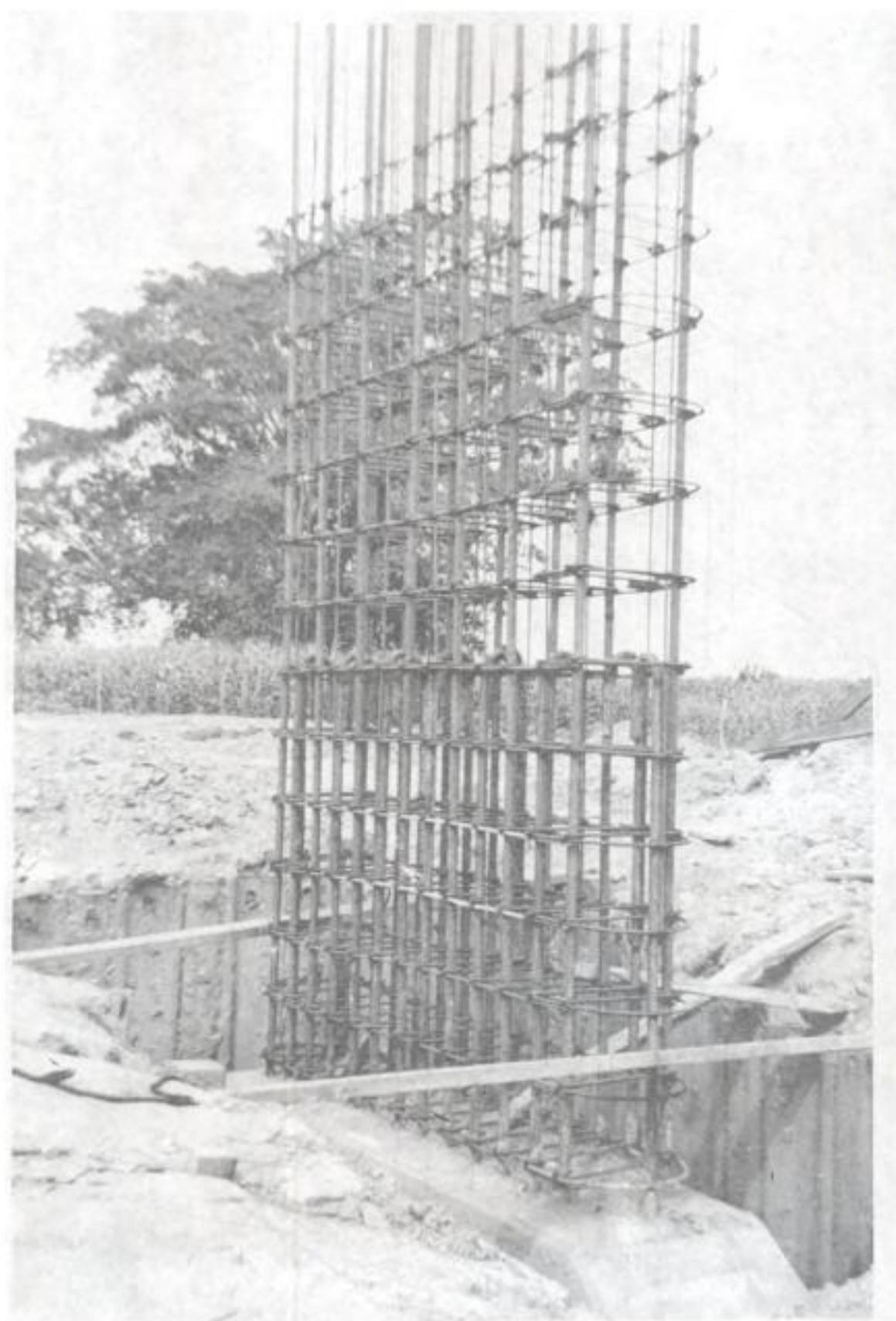


Figura 30.8c

En cuanto a su forma los hay con aleros, en forma de "U", tipo cajón, etc.

Como se puede ver en las figuras 30.8a, b y c, los aleros pueden estar formando un determinado ángulo (30° a 45°) con el antepecho, o bien pueden construirse como una continuación del antepecho. Generalmente los primeros son los más empleados.

En puentes construidos para salvar una corriente es recomendable hacer los aleros con un ángulo respecto a la normal del eje del camino, con objeto de evitar que el terraplén caiga y obstruya en parte el paso de la corriente. Lo anterior también restringe un poco la acción de la socavación del agua alrededor del soporte principal y provee mejores condiciones hidráulicas al tener un cambio gradual de la sección transversal de la corriente.

Los estribos en "U" son una forma especial de los estribos ya antes citados, pues en este tipo de estribo los aleros forman un ángulo de 90° con la normal al eje del camino. Los aleros así colocados sirven como contrafuertes si el ancho del puente no es muy grande. Su uso es apropiado en los pasos a desnivel en los cuales haya que elevar la rasante del camino, obteniéndose así un ahorro de relleno. Los estribos en cajón no son más que un cajón invertido cerrado por arriba y abierto por abajo, y en el cual la pared frontal sólo recibe las cargas de la superestructura y la pared posterior el empuje de las tierras, que es pequeño debido a la poca altura de esta pared. Con este tipo de estribos se eliminan los rellenos y con ello los muros de retención para soportar su empuje (ver figuras 30.8a, b y c).

CARGAS QUE ACTÚAN SOBRE LOS ESTRIBOS

Es necesario hacer notar que el cálculo de los estribos no puede tener una precisión muy grande, ya que hay mucha incertidumbre en la determinación de las cargas que sobre ellos actúan.

Generalmente, para estribos de 10 m de alto o alturas menores el peso del agua, el peso de la tierra (P_t) que se muestra en la figura 30.9 y la subpresión resultan despreciables.

- $R_{c.m.}$ = Reacción debido a carga viva sobre superestructura.
- $R_{c.p.}$ = Reacción debido a carga permanente sobre superestructura.
- F_t = Fuerza debida a la temperatura = $0.25 R_{c.m.}$ (por metro de ancho si hay placas).
0.05 de $R_{c.m.}$ (en caso de mecedoras o rodillos).
- F_f = Fuerza debida al frenaje = 0.1 de $R_{c.v.}$
- P_d = Peso del diafragma.
- P_{c_0} = Peso de la corona.
- P_t = Peso del prisma de tierra que obra en la parte posterior del estribo.
- E_a = Empuje activo de las tierras.

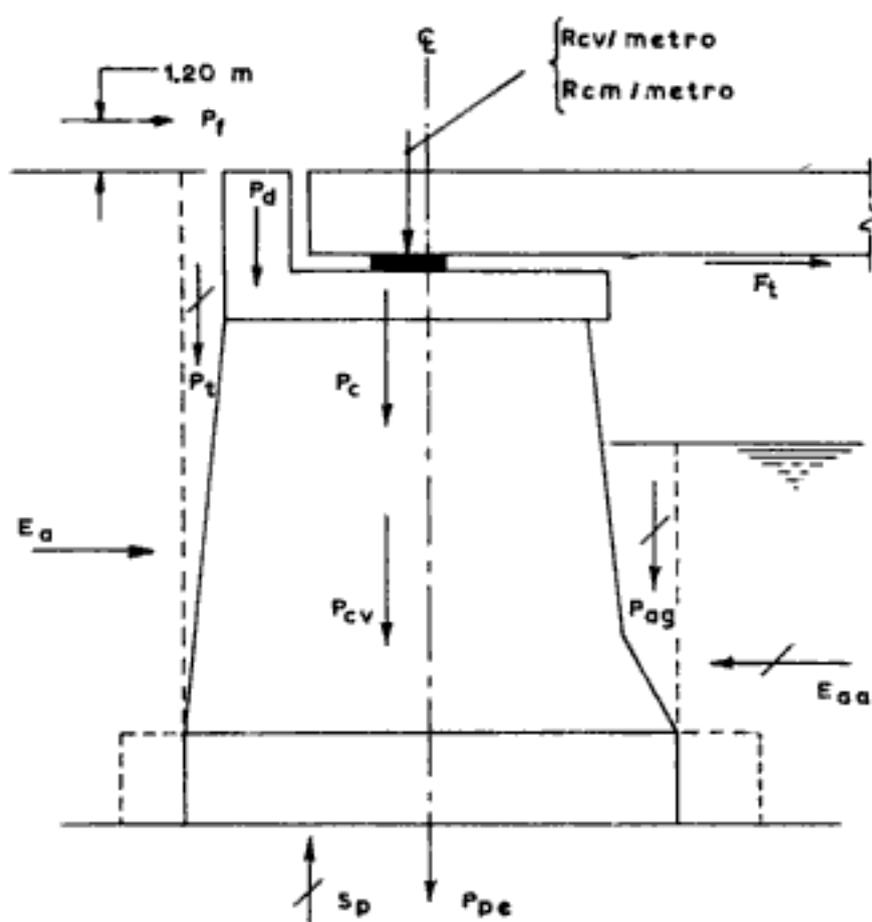


Figura 30.9

- P_{cv} = Peso del cuerpo del estribo.
 P_{ag} = Peso del agua.
 P_{pe} = Peso del pedestal.
 S_p = Subpresión.

Conocidas todas las fuerzas que actúan sobre un estribo, la secuela de proyecto es la siguiente:

- Dibujar, de preferencia a escala, una sección transversal preliminar arbitraria del cuerpo del estribo, consignando las fuerzas que obran en el mismo y representándolas por vectores que ocupen, aproximadamente, las líneas de acción de las mismas.
- Verificar, mediante los cálculos respectivos ya conocidos, la sección transversal dibujada empíricamente y verificar si reúne las condiciones estructurales de estática, estabilidad y resistencia de materiales. Para efectuar estos cálculos se supondrá independientemente el cuerpo del estribo de los aleros del mismo, en caso de que los haya.
- Si los cálculos muestran la necesidad de un cambio en el perfil supuesto, se hará dicho cambio "a ojo" y se volverán a repetir los cálculos de verificación. Este proceso se efectúa tantas veces como sea necesario hasta llegar al perfil definitivo.

CAPÍTULO 31

Cimentación de máquinas

CONSIDERACIONES GENERALES

El cálculo de las cimentaciones para máquinas se considera dentro del medio práctico ingenieril, más como un arte que como una ciencia, arte que debe ser, sin embargo, elaborado con experiencia y mucha intuición para proporcionar, de manera adecuada, el elemento que servirá para soportar y transmitir al suelo de desplante las cargas, tanto estáticas como dinámicas, sin producir alteraciones en el funcionamiento normal de las máquinas ni en la estructura en la cual son instaladas.

En este tipo de cimentaciones, donde el concreto reforzado tiene tanta aplicación, las cargas estáticas tienen relativamente poca importancia comparadas con los efectos de las masas vibratorias. Aunque los fabricantes de máquinas proporcionan éstas más o menos equilibradas, siempre quedan acciones dinámicas remanentes no compensadas que tienen que ser tomadas en cuenta.

CIMENTACIONES SOMETIDAS A EFECTOS DINÁMICOS

Las cimentaciones para máquinas están sometidas tanto a los esfuerzos estáticos debidos a la carga muerta total como a los esfuerzos dinámicos producidos por las fuerzas de inercia según la segunda ley de Newton: Fuerza (F) es igual a masa (m) por aceleración (a). Debido a esto, las partes de una máquina en movimiento dan lugar a vibraciones que muchas veces producen efectos bastante complejos. Estos efectos dependen de la clase de máquina de que se trate, y por lo tanto las características de la cimentación serán de acuerdo con esa variación en la maquinaria.

Las características principales de una cimentación para máquinas pueden resumirse así:

- a) Ser de tal naturaleza que pueda absorber en su interior, ya sea total o parcialmente, los esfuerzos producidos por las fuerzas de inercia.
- b) Evitar el fenómeno de *resonancia*, que se produce cuando el número de revoluciones de la máquina coincide con las oscilaciones propias de la cimentación, lo que hace imposible el funcionamiento de las máquinas.
- c) Anular, mediante el empleo de amortiguadores adecuados, las vibraciones remanentes.

CONCEPTOS QUE DEBEN CONSIDERARSE

Para proporcionar la resistencia adecuada a las reacciones cinéticas debidas al movimiento de las partes de una máquina, es obvio que el método más sencillo corresponde al empleo de cimentaciones pesadas. A continuación se hacen algunas indicaciones al respecto:

1. Una masa $m = \frac{P}{g}$ que se mueve a una velocidad v genera un trabajo $\frac{mv^2}{2}$, que debe ser absorbido por la cimentación de masa M , y velocidad V , de tal manera que:

$$\frac{m \cdot v^2}{2} = \frac{M \cdot V^2}{2}$$

De lo anterior se deduce que aumentando la masa (M) de la cimentación, la velocidad (V) de la misma puede ser reducida a voluntad, es decir, se pueden reducir las vibraciones en la cimentación. El asunto estriba en cuál es el peso adecuado que debe escogerse. Dunham aconseja que se obtengan recomendaciones al respecto del fabricante, ya que por experiencias anteriores, él es el más enterado para proporcionar dicho dato, según las condiciones imperantes.

2. Considerando un movimiento de rotación, una masa cuyo centro de gravedad se encuentra a una distancia R del eje de rotación causará una fuerza centrífuga F tal que:

$$F = \frac{m \cdot v^2}{R}$$

En estos casos se pueden presentar tres aspectos del problema: uno, cuando el centro de gravedad c de la parte que gira en el sentido de las manecillas del

Hidden page

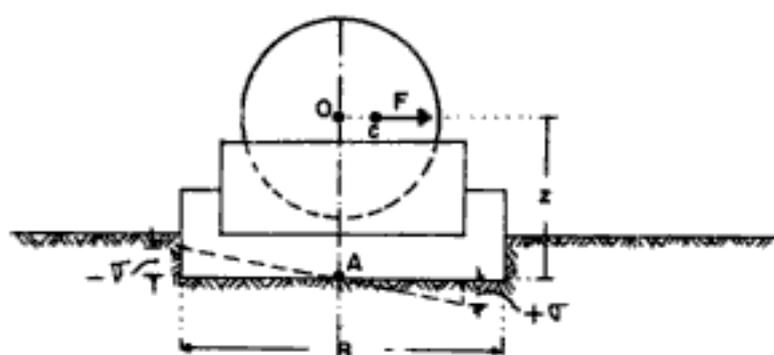


Figura 31.3

EFFECTO DE LAS FUERZAS DINÁMICAS

Las fuerzas dinámicas que producen efectos sobre las cimentaciones se pueden dividir en dos grupos:

1. Impactos aislados que se producen en forma irregular, tales como los producidos por martillos, machacadoras, parada intempestiva de una máquina, martinets, etc.
2. Fuerzas oscilantes producidas por masas en movimiento periódico, como sucede en la mayoría de las máquinas, tales como las producidas por turbinas, motores Diesel, máquinas de vapor, etc. Un motor Diesel vertical provocará fuerzas verticales, las turbinas provocarán fuerzas centrífugas que pueden descomponerse en sus componentes verticales y horizontales, y una máquina de vapor horizontal producirá fuerzas horizontales.

Considerando cada caso para su cálculo, debe tenerse en cuenta que para el estudio de los esfuerzos que producen se debe considerar el macizo de la cimentación como un todo con la máquina y apoyada en un medio más o menos elástico que es el suelo.

TRANSFORMACIÓN DE LAS ACCIONES DINÁMICAS

En el análisis práctico de los esfuerzos dinámicos que actúan sobre las cimentaciones es conveniente que dichos esfuerzos sean sustituidos por cargas estáticas virtuales que provoquen los mismos esfuerzos que aquéllos. Esta sustitución o transformación de los esfuerzos dinámicos se hace mediante el llamado coefi-

ciente de vibración T , que multiplicado por el peso del macizo de la cimentación dará la sobrecarga virtual. Para tener en cuenta la reducción en la resistencia del concreto producida por el cambio de valor y de signo de las fuerzas vibratorias, la sobrecarga virtual aún debe aumentarse multiplicándola por un coeficiente de esfuerzo u . Para esfuerzos dinámicos intermitentes se toma $u = 2$ y $u = 3$ si actúan continuamente.

IMPACTOS VERTICALES NO RÍTMICOS

Éste es el caso correspondiente al impacto que los martinets efectúan sobre la cabeza de los pilotes durante su hincado. Si una carga estática vertical P actúa sobre un macizo de cimentación apoyado sobre un medio elástico, aquél experimenta un asentamiento elástico S . Si la carga vertical actúa por choque, la fuerza viva que se produce será equilibrada por la reacción del macizo de cimentación y de la base elástica de apoyo.

La velocidad de caída libre del mazo P , siendo h su altura, es:

$$v_p = \sqrt{2gh}$$

Después del impacto se tiene una velocidad de:

$$v_p (1 + k) Q = v_g (Q + G)$$

en la que:

G = Peso propio del macizo de cimentación más máquina.

v_g = Velocidad transmitida al macizo.

k = Coeficiente de percusión con valor que varía de 0 a 1.

Al movimiento que inicia hacia abajo la cimentación se opone, con intensidad creciente, la reacción elástica del suelo de desplante.

Llamando S_1 al desplazamiento elástico del cimientado debido a la fuerza P , y S_2 al asentamiento elástico vertical del cimientado debido a la fuerza G , de la igualdad de trabajos se tiene:

$$S_1 = v_g \sqrt{\frac{S_2}{g}}$$

El valor máximo de la reacción elástica de la cimentación, o sea la presión adicional del suelo de desplante, es:

$$R \cdot S_2 = G \cdot S_1$$

de donde:

$$R = G \cdot \frac{S_1}{S_2} = G \cdot \frac{v_p}{\sqrt{S_2 \cdot g}} = G \cdot T$$

Hidden page

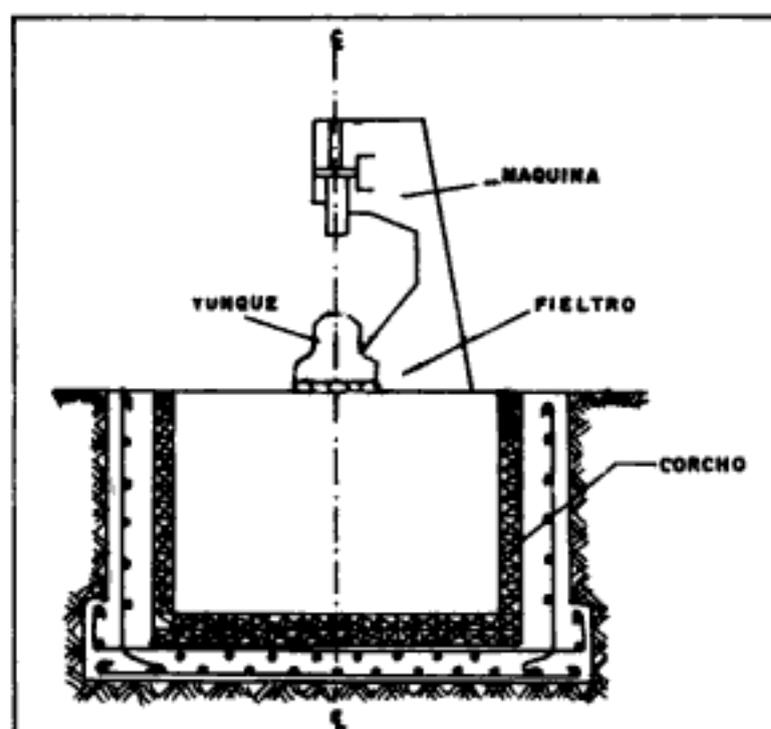


Figura 31.4

El coeficiente de vibración será de:

$$T = \frac{\nu}{\sqrt{S_2 \cdot g}} = \frac{0.65}{\sqrt{(0.000036) (9.81)}} = 34.5$$

La sobrecarga virtual en la parte superior de la cimentación, haciendo uso de $u = 3$, será:

$$P_s = u \cdot T \cdot G = (3) (34.5) (20) = 2,070 \text{ Tm.}$$

La presión sobre el macizo de cimentación es:

$$\sigma = \frac{P_s + G + P}{A_c} = \frac{2070 + 20 + 1.5}{4.5} = 465 \text{ Tm/m}^2 = 46.5 \text{ kg/cm}^2.$$

En la superficie de desplante del suelo se tiene que la velocidad inicial transmitida por el choque es de:

$$\nu_g = \frac{\nu(1+k)Q}{Q+G} = \frac{0.65(1+0.5)20}{20+150} = 0.115 \text{ m/seg.}$$

La deformación elástica inicial del corcho vale:

$$S'_2 = \frac{(Q + G)e}{Q \cdot E} = \frac{(20 + 150) 0.12}{20 \times 500} = 0.00204 \text{ m.}$$

Deformación elástica inicial del terreno:

$$S'_3 = \frac{Q + G}{K \cdot A_t} = \frac{20 + 150}{30,000 \times 20} = 0.000283 \text{ m.}$$

La deformación elástica total en la base de la cimentación será de:

$$S = 0.00204 + 0.000283 = 0.00232 \text{ m.}$$

El coeficiente de vibración vale:

$$T = \frac{0.115}{\sqrt{(0.00232) 9.81}} = \frac{0.115}{0.15} = 0.77$$

La sobrecarga virtual en la superficie de desplante de la cimentación, empleando un $u = 3$, es:

$$P = u \cdot T \cdot (Q + G) = 3 \times 0.77 \times 170 = 393 \text{ Tm.}$$

El suelo de desplante estará sometido a una presión de:

$$\sigma = \frac{G + Q + P_s}{A_t} = \frac{150 + 20 + 393}{20} = 26.1 \text{ Tm/m}^2 = 2.61 \text{ kg/cm}^2.$$

REFUERZO DEL MACIZO DE CIMENTACIÓN

Estas cimentaciones deben reforzarse en las tres direcciones del espacio mediante el uso de varillas No. 5 (5/8") o No. 6 (3/4"), con separación de 0.40 m a 0.50 m, respectivamente.

Para resistir los esfuerzos horizontales de desgarramiento, además de los esfuerzos principales de tensión oblicua, se colocan varillas de refuerzo del No. 6 (3/4") inclinadas a 45° paralelamente al plano longitudinal del macizo de cimentación, con separaciones máximas longitudinales de 1 m, y en sentido transversal a 0.50 m. Las varillas horizontales normales al contorno exterior serán del No. 7 (7/8"), del No. 8 (1") o del No. 9 (1-1/8"), con el fin de evitar el agrietamiento del concreto. El macizo reforzado quedará como el ilustrado en la figura 31.5.

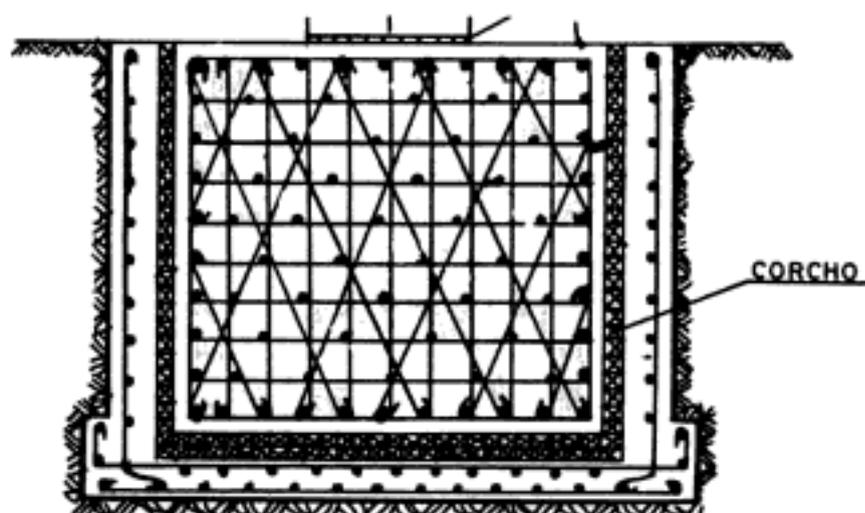


Figura 31.5

Como puede observarse, el macizo de cimentación se encuentra instalado en un foso de concreto armado aislado del mismo por capas de corcho. El eje del yunque debe coincidir con el eje del macizo de cimentación para que los esfuerzos del choque se repartan más uniformemente.

ESTUDIO DE LOS ESFUERZOS DINÁMICOS PERIÓDICOS

Éste es quizá el caso más común en la práctica de las cimentaciones de máquinas, y, como en todos los casos, es necesario evitar que se presente el efecto de resonancia, o sea que es necesario evitar que el número de revoluciones de la máquina coincida con el número de oscilaciones propias de la cimentación.

En una cimentación que se encuentre bajo los efectos de choques rítmicos verticales, como los producidos por un motor Diesel, la resultante de todas las fuerzas verticales deberá pasar por el centro de gravedad de la cimentación.

El descenso S_1 de la cimentación se calcula, como en el caso de los choques verticales no rítmicos, por la fórmula:

$$S_1 = \frac{P_1}{A_1 \cdot K}$$

en la que:

S_1 = Asentamiento de la cimentación, en metros.

P_1 = Peso de la cimentación y de la máquina, en toneladas.

A_1 = Área de la base de la cimentación, en metros cuadrados.

K = Módulo de reacción del suelo, en toneladas métricas por metro cúbico, o sea, la relación del esfuerzo en toneladas por metro cuadrado al asentamiento en metros.

Obtenido el valor del asentamiento S_1 es necesario calcular el número de oscilaciones verticales (n_c) de la cimentación. Este valor de n_c será mayor a medida que la masa de la cimentación disminuya y que aumenten tanto el área de apoyo de la cimentación como el módulo de reacción K del suelo. En el caso de oscilaciones horizontales, el cálculo de la frecuencia se hace de la siguiente manera:

Si se designa por z la altura del centro de gravedad del conjunto formado por la cimentación y la máquina, referida dicha altura a la superficie de desplante de la cimentación, el desplazamiento del centro de gravedad f_G debido a la suma de los asentamientos S_1 y S_2 causados por el giro de la cimentación y el desplazamiento horizontal de la misma se puede calcular así:

$$f_G = S_1 + S_2$$

$$S_1 = h \cdot \tan \alpha = \frac{12 \cdot z^2 \cdot P_t}{K \cdot a \cdot b^3}, \text{ en la que:}$$

α = Ángulo de inclinación de la cimentación con la horizontal.

Para calcular el valor de S_2 es necesario hacer intervenir el coeficiente C de Rausch, que es la relación entre el esfuerzo de tensión σ_t en la base de la cimentación y su desplazamiento correspondiente. O sea que:

$$C = \frac{\sigma_t}{S_2}$$

por lo tanto:

$$S_2 = \frac{\sigma_t}{C} = \frac{P_t}{a \cdot b \cdot C}$$

Luego entonces, el desplazamiento del centro de gravedad es:

$$f_G = S_1 + S_2 = \frac{12z^2 \cdot P_t}{K \cdot a \cdot b^3} + \frac{P_t}{a \cdot b \cdot C} = \frac{P_t}{a \cdot b} \left(\frac{12z^2}{Kb^2} + \frac{1}{C} \right)$$

Conociendo el valor de f_G se calculan las oscilaciones n_c propias de la cimentación, o sea el número de oscilaciones por minuto o frecuencia de ellas así:

$$n_c = \frac{60}{T'} = \frac{60\sqrt{g}}{2\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{f_G}} = \frac{300}{\sqrt{f_G}} = \frac{300}{\sqrt{\frac{P_t}{a \cdot b} \left(\frac{12z}{Kb^2} + \frac{1}{C} \right)}}$$

En la fórmula anterior se puede observar que las oscilaciones horizontales propias de la cimentación serán mayores a medida que la masa de la cimentación es menor y mayores los valores de $A_t = a \cdot b$, de C y de K . Si el ancho b en el sentido de las oscilaciones aumenta, y disminuye la profundidad z , también aumenta el valor de n_c .

Ahora bien, si se observa que el valor de n_c , obtenido como ya se ha indicado, se aproxima al valor de la velocidad de la máquina (dato que da el fabricante comúnmente) y dicha velocidad no puede ser modificada, entonces es necesario que se modifique la masa de la cimentación o el valor del módulo de reacción K del suelo interponiendo una capa elástica entre el suelo y el macizo de cimentación. Esto último tiene la ventaja de que ayuda a impedir que las vibraciones de las máquinas se transmitan a las otras máquinas vecinas y a las construcciones próximas.

Por otro lado, además de evitar la resonancia como se ha indicado, hay que hacer intervenir los esfuerzos estáticos equivalentes a los esfuerzos dinámicos que, como se sabe, se calculan por la expresión:

$P_s = u \cdot T \cdot P$ tomando $u = 3$ para los choques rítmicos permanentes, y para el coeficiente T el valor siguiente:

$$T = \frac{n_c^2}{n_c^2 - n_m^2}$$

en la que:

n_c = Frecuencia de las oscilaciones de la cimentación, o sea el número de oscilaciones por minuto de la cimentación.

n_m = Frecuencia o número de oscilaciones de la máquina por minuto.

P = Cada una de las componentes del sistema solicitante.

Las fuerzas horizontales que actúan periódicamente pueden ser descompuestas en dos direcciones y en un momento de rotación equivalente a un par.

Si P_z es la componente vertical, y P_1 y P_2 las componentes horizontales en un mismo plano, se pueden establecer las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$\begin{aligned} P_{sz} &= u \cdot T_z \cdot P_z ; \\ P_{s1} &= u \cdot T_1 \cdot P_1 ; \\ P_{s2} &= u \cdot T_2 \cdot P_2 \end{aligned}$$

PÓRTICOS DE CIMENTACIÓN

Cuando se va a cimentar un turbogenerador (ver figura 31.6), se hace normalmente por medio de una estructura rígida formada por una losa apoyada sobre vigas y columnas, formando pórticos empotrados en un macizo de concreto armado, sobre el que descansa también el condensador.

En el cálculo de las cimentaciones de este tipo hay que tomar en cuenta los valores que a continuación se indican:

P_1 = Peso del apoyo del rotor de la turbina (turbina y generador) aumentado en un 500%.

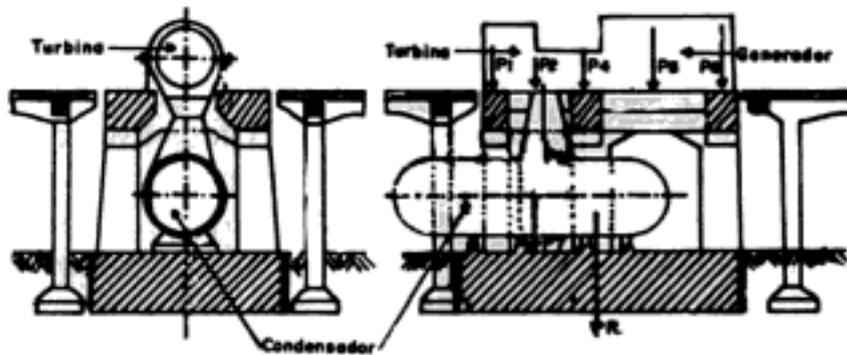


Figura 31.6

- P_2 = Peso de la caja de la turbina y del distribuidor aumentados en un 500%.
 P_3 = Efecto producido por el vacío del condensador, sin ningún aumento.
 P_4 = Peso transmitido por el apoyo de los rotores de la turbina y generador más un 500%.
 P_5 = Peso del estator generador más un 500%.
 P_6 = Presión en el soporte del rotor del generador más un 500%.

Además de los pesos anteriores hay que agregar los pesos correspondientes al de los soportes con su 500% de aumento, y el peso de la losa, vigas y columnas sin ningún aumento.

Para el cálculo de la presión sobre el suelo de desplante hay que agregar el peso P_7 del macizo de cimentación y del condensador apoyado en él, descontando el valor de P_3 , y tomando el valor de P_4 sin aumento.

El valor de la capacidad de carga admisible del terreno debe tomarse con un coeficiente doble del que se emplea en las cimentaciones estáticas.

El macizo en el cual se encuentran empotradas las columnas debe considerarse como un elemento rígido. Las partes superiores de las columnas siguen los movimientos oscilatorios de vaivén horizontal de la losa y el movimiento de rotación alrededor de su eje vertical.

Para el cálculo del esfuerzo estático equivalente al dinámico se toma en cuenta nada más el movimiento de vaivén, por ser el mayor de los dos.

Los doctores en Ingeniería José A. Nieto y Daniel Reséndiz han propuesto un método racional para el diseño de las cimentaciones de máquinas de baja velocidad de operación basado en el comportamiento dinámico de un modelo matemático. A continuación se explica dicho método de manera muy resumida.

Como se ha podido observar, usualmente se ha seguido el llamado *método estático* de diseño de las cimentaciones para maquinaria, que consiste en incrementar el peso propio de la máquina con un factor de impacto y diseñar la cimentación sujeta a la carga estática incrementada. Sin embargo, aunque con esta forma de análisis se llegue a condiciones de capacidad de carga admisible adecuada y a obtener asentamientos permisibles, se puede presentar la posibilidad de que la frecuencia de vibración correspondiente a la velocidad de operación de la máquina o alguna de sus componentes armónicas coincida con la frecuencia fundamen-

tal de vibración del sistema suelo-cimentación, produciéndose un fenómeno de resonancia en que las amplitudes de vibración resultante pueden ser intolerables. Esto, aunado al hecho de que las vibraciones producidas por la máquina produzca un incremento inadmisibles en la compacidad relativa de los suelos arenosos en que descansa la cimentación, o que produzca remoldeo en las arcillas sensitivas, hacen resaltar la necesidad de recurrir a un método de diseño de las cimentaciones para máquinas que tome en cuenta la naturaleza eminente dinámica del fenómeno, pero partiendo, como primer tanteo, del método estático.

Para el diseño preliminar, puede procederse utilizando las recomendaciones del fabricante de la máquina, o por medio de tanteos, pero en todos los casos deben satisfacerse los requisitos básicos tanto de la estática relativos a momentos de volteo como los de la Mecánica de Suelos relativos a capacidad de carga y asentamientos producidos por cargas estáticas. Usualmente las cimentaciones de máquinas consisten de un bloque de concreto masivo que, para el estudio de las vibraciones, suele considerársele infinitamente rígido. Asimismo, para evitar asentamientos diferenciales y vibración torsional de la cimentación hay que procurar que el centro de gravedad común de la máquina y del bloque de cimentación coincidan con el centroide del área de contacto entre el suelo y el macizo de cimentación.

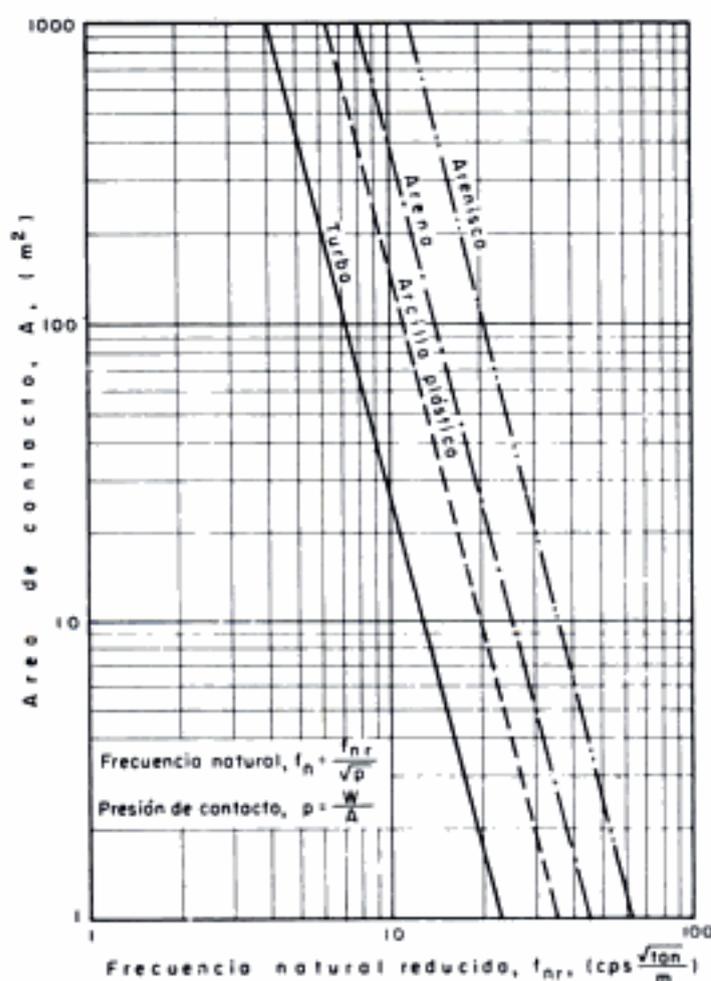


Figura 31.7 Frecuencia natural reducida f_{nr} , en función del área de contacto de la cimentación.

Hidden page

Hidden page

Presión dinámica de contacto, afectando a la máquina por un factor de impacto de $1.5 \times 4.95 = 7.42 \text{ Tm/m}^2$

Momento de inercia de masa de la máquina respecto al eje de cabeceo = 36.1 Tm-m-seg^2

REVISIÓN DEL DISEÑO PRELIMINAR

Como se puede observar, la capacidad de carga admisible o presión de contacto de 34.5 Tm/m^2 es bastante mayor que la presión dinámica de contacto de 7.42 Tm/m^2 , por lo que el diseño es adecuado en cuanto a esfuerzos admisibles. En cuanto a los asentamientos que se producirán bajo el macizo de la cimentación, pueden calcularse por los procedimientos conocidos.

En la gráfica de la página 575 para una superficie de contacto de $9.0 \text{ m} \times 3.0 \text{ m} = 27 \text{ m}^2$ y sobre arcilla, se obtiene una frecuencia natural reducida de 25, por lo que la *frecuencia resonante de vibración vertical del conjunto* es de $25/\sqrt{4.95} = 11.2 \text{ c.p.s.}$, frecuencia que es mayor al doble de la *frecuencia de operación* de la máquina, por lo que el diseño preliminar es aceptable en lo que a *frecuencia de resonancia* se refiere.

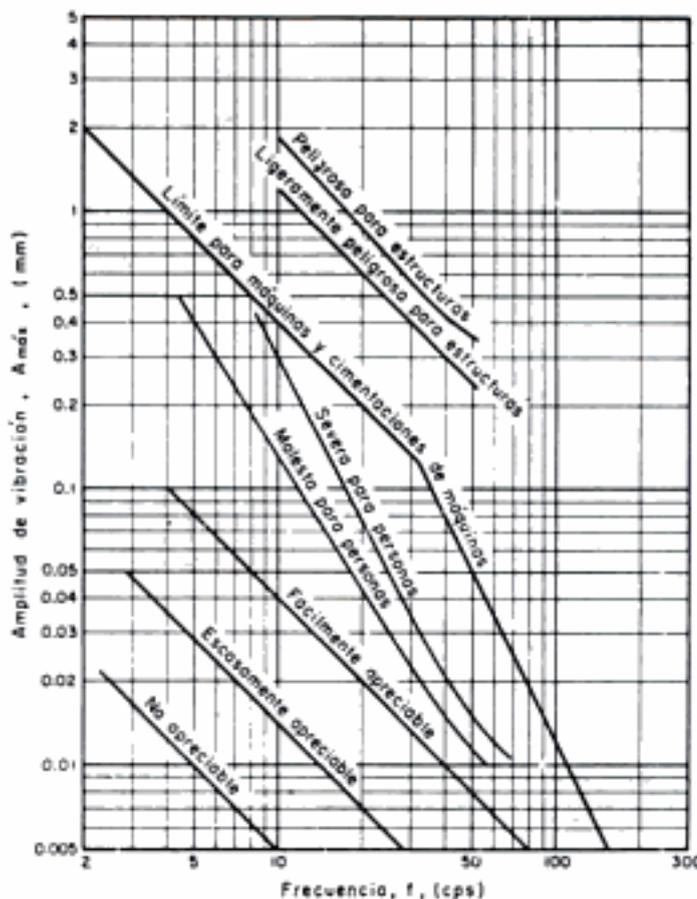


Figura 31.8 Amplitud permisible de vibración vertical en función de la frecuencia.

Hidden page

Tabla 31.6 Parámetros del modelo

<i>Modo de vibración</i>	<i>Altura del prisma virtual de suelo</i>	<i>Constante de amortiguamiento lineal</i>
Vertical	$h_v = 0.26\sqrt{A}$	$C_v = 6.7\sqrt{K_v\rho h_v^3}$
Horizontal	$h_h = 0.05\sqrt{A}$	$C_h = 41.1\sqrt{K_h\rho h_h^3}$
Cabeceo	$h_c = 0.35\sqrt{A}$	$C_c = 0.97\sqrt{k_c\rho h_c^3}$

Tabla 31.7 Valores del coeficiente de absorción de energía, α (Según Barkan¹⁰)

<i>Suelo</i>	α, m^{-1}
Arena fina, saturada	0.100
Arena saturada con capas de turba y limo orgánico	0.040
Arena arcillosa no saturada, interestratificada con arcilla	0.040
Arcilla saturada, con algo de arena y limo	0.040—0.120
Caliza marmórea	0.100
Loess	0.100

Tabla 31.8 Coeficiente de corrección μ en función del espaciamiento medio y del diámetro de los pilotes. (Según Barkan)¹²

<i>Espaciamiento medio</i> <i>Diámetro de pilotes</i>	μ
> 6	1.00
6	0.65
4.5	0.64
3	0.41

Ahora es necesario calcular las *amplitudes de vibración vertical y horizontal resultantes* y ver si se encuentran dentro de los límites permisibles que marca la gráfica que se ilustra en la figura 31.8.

Se continuará ahora con el problema. De las tablas 31.2, 31.3, 31.4 y 31.5, para las condiciones del ejemplo, se obtienen los siguientes valores de las constantes elásticas para el modelo matemático:

$$K_v = 74,000 \text{ Tm/m}; K_h = 48,600 \text{ Tm/m}; K_c = 144,000 \text{ Tm/m}$$

Como se tendrá que aplicar una serie de ecuaciones en las que entran ciertos valores de tablas (ver tablas 31.2 a 31.8), se pondrán las mencionadas tablas primero, preparadas por D.D. Barkan.

De la tabla 5 se obtienen los siguientes valores de la altura del prisma virtual de suelo y de la constante de amortiguamiento lineal para cada modo de vibración:

$$h_v = 1.35 \text{ m}; h_h = 0.26 \text{ m}; h_c = 1.82 \text{ m}.$$

$$C_v = 1,126 \text{ Tm-seg/m}; C_h = 473 \text{ Tm-seg/m}; C_c = 643 \text{ Tm-m-seg}.$$

De la altura del prisma virtual de suelo para cada modo de vibración se obtienen los siguientes valores:

$$M_v = 5.88 \text{ Tm-seg}^2/\text{m}; M_h = 1.07 \text{ Tm-seg}^2/\text{m}; I_c = 13.9 \text{ Tm-m-seg}^2.$$

El valor de M_v denota la masa del prisma de suelo que se considera vibra verticalmente junto con la cimentación, y su valor resulta de multiplicar el área de contacto por la altura h_v (tabla 5) y por la densidad de masa del suelo.

La amplitud de vibración vertical que se produce en el modelo matemático por la aplicación de una carga vertical $P_z \cdot \text{sen}(wt)$ está dada por la ecuación:

$$A_z = \frac{P_z}{K_v \sqrt{\left[1 - \frac{w^2}{w_v^2}\right]^2 + \left[2 \cdot Y_v \frac{w}{w_v}\right]^2}}$$

en la que:

$$w_v = \sqrt{\frac{K_v}{M_v + M}}; \quad Y = \frac{C_v}{2\sqrt{K_v(M_v + M)}}$$

Cuando en el modelo actúa únicamente un par periódico $M_y \text{sen}(wt)$ contenido en el plano vertical XZ , la amplitud del desplazamiento angular producido viene dada por la expresión:

$$A_\phi = \frac{M_y}{K_c \sqrt{\left[1 - \frac{W^2}{W_c^2}\right]^2 + \left[2 \cdot Y_c \cdot \frac{W}{W_c}\right]^2}}$$

donde:

$$W_c = \sqrt{\frac{K_c}{I_c + I}}; \quad Y_c = \frac{C_c}{2\sqrt{K_c(I_c + I)}}$$

Hidden page

Hidden page

Hidden page

CAPÍTULO 32

Movimiento de un edificio

Debido a las obras de ampliación de la avenida Juárez, en la ciudad de Guadalajara, Jal., se presentó el problema de que el edificio de Teléfonos de México, S.A., tenía que ser derrumbado por encontrarse dentro de la zona que ocuparía la avenida mencionada ya ampliada.

Sin embargo, el hecho de que el derrumbe del edificio indicado implicaba la suspensión del servicio de teléfonos por seis meses como mínimo (debido al desmantelamiento y reinstalación de todo el equipo), se pensó en la posibilidad de comprar un nuevo equipo de teléfonos, instalarlo, y cuando estuviera ya funcionando, entonces desmantelar el equipo antiguo y ofrecerlo a la venta.

Para conocer la bondad de esta posibilidad, se hizo primeramente la promoción de venta del equipo antiguo. Como no se encontró comprador a dicho equipo, se pensó que el mismo equipo antiguo y su edificio podrían seguir en uso si el edificio era movido hacia atrás estando el personal y el equipo prestando servicio durante esta operación.

Se estudió el problema en todos sus aspectos y se encontró que era la mejor solución.

El trabajo fue realizado por un grupo de ingenieros dirigidos por el Ing. Jorge Matute Remus.

En las figuras 32.1a a la 32.1j se muestra una secuencia de los trabajos realizados.



Figura 32.1a Edificio de teléfonos *antes* de ser movido.



Figura 32.1b Edificio de teléfonos *después* de ser movido.

MOVIMIENTO DEL EDIFICIO DE TELÉFONOS EFECTUADO EN LA CIUDAD DE GUADALAJARA, JAL., MÉXICO



Figura 32.1c Instalación de las nuevas bases para recibir el edificio al ser movido hacia atrás, e instalación de los rieles sobre los que se efectuó el movimiento.

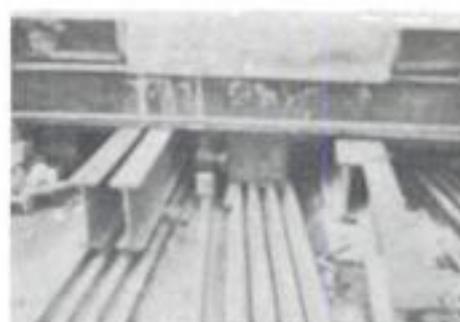
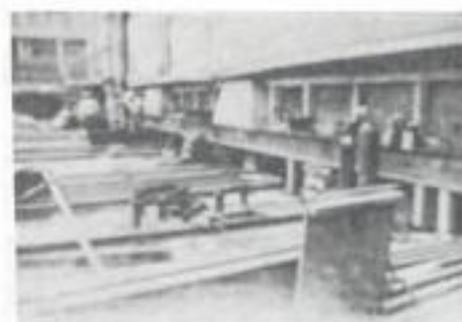


Figura 32.1d Diferentes vistas de los trabajos relativos al soporte de la superestructura mediante pedestales de concreto y viguetas de acero para transferir las cargas a los rieles mediante rodillos.

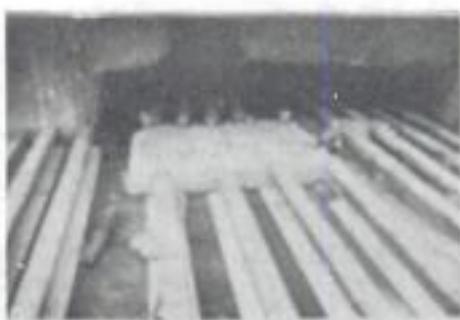


Figura 32.1e Pedestales, viguetas, rieles y bases de columnas durante el proceso de preparación.

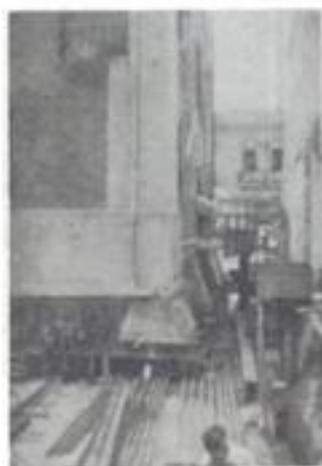


Figura 32.1f Pedestales, viguetas, y rieles vistos desde diferentes lados del edificio de teléfonos.

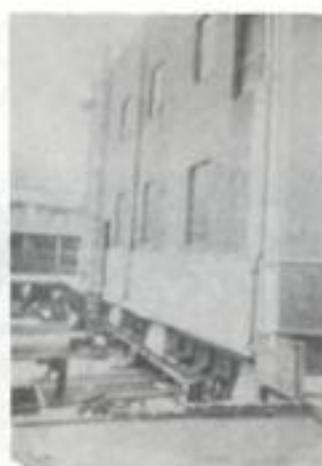


Figura 32.1g Vistas parciales del edificio mostrando parte de las instalaciones para efectuar el movimiento, así como los pedestales de concreto y las viguetas de acero vistos más de cerca.

Hidden page

Hidden page

CAPÍTULO 33

Tablas generales

Tabla 33.1

<i>Alfabeto griego</i>						
A	α	Alpha		N	ν	Nu
B	β	Beta		Ξ	ξ	Xi
Γ	γ	Gamma		O	o	Omicron
Δ	δ	Delta		Π	π	Pi
E	ϵ	Epsilon		P	ρ	Rho
Z	ζ	Zeta		Σ	σ	Sigma
H	η	Eta		T	τ	Tau
Θ	θ	Theta		Υ	υ	Ípsilon
I	ι	Iota		Φ	ϕ	Phi
K	κ	Kappa		X	χ	Chi
Λ	λ	Lambda		Ψ	ψ	Psi
M	μ	Mu		Ω	ω	Omega

Tabla 33.2

<i>Áreas de figuras planas*</i>	
Triángulo:	$\text{Base} \times 1/2 \text{ altura}$ $\sqrt{s(s-a)(s-b)(s-c)}$ <p>$s = 1/2$ suma de los 3 lados a, b y c</p>
Trapezio:	$1/2$ suma de los lados paralelos \times la altura

Tabla 33.2 (Continuación)

<i>Áreas de figuras planas*</i>	
Trapezoide:	Suma de las áreas de los dos triángulos
Paralelogramo:	Base \times altura
Polígono regular:	1/2 suma de los lados \times el radio interior
Círculo:	$\pi r^2 = 0,78540 \times \text{diámetro}^2$ $= 0,07958 \times \text{circunferencia}^2$
Sector circular:	$\frac{\pi r^2 A^\circ}{360} = 0,0087266 r^2 A^\circ = \text{arco} \times 1/2 \text{ radio}$
Segmento circular:	$\frac{r^2}{2} \left(\frac{\pi A^\circ}{180} - \text{Seno } A^\circ \right)$
Círculo de área igual a un cuadrado:	diámetro = lado $\times 1,12838$
Cuadrado de área igual al círculo:	lado = diámetro $\times 0,88623$
Elipse:	Diámetro largo \times diámetro corto $\times 0,78540$
Parábola:	2/3 base \times altura
Figura irregular:	
Divídase cualquier área <i>A</i> , <i>B</i> , <i>C</i> y <i>D</i> , en la línea <i>a - b</i> en un número par " <i>n</i> ", en fajas paralelas y suficientemente angostas " <i>d</i> ", y cuyas ordenadas son $h_1, h_2, h_3, h_4, h_5, \dots, h_{n-1}, h_n, h_{n+1}$, y considerando los lados irregulares entre 3 ordenadas como secciones parabólicas, entonces el área de la figura entera será:	
$\text{Área} = \frac{d}{3} \left[h_1 + h_{n+1} + 4(h_2 + h_4 + h_6 \dots + h_n) + 2(h_3 + h_5 + h_7 \dots + h_{n-1}) \right]$	
o, aproximadamente, Área = Suma de las ordenadas \times ancho " <i>d</i> ".	

*Información tomada del Carnegie "Pocket Companion".

Tabla 33.3 Pulgadas y fracciones expresadas en centímetros

<i>Pulgada</i>	0	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8
0	0,00	0,32	0,63	0,95	1,27	1,59	1,91	2,22
1	2,54	2,86	3,18	3,49	3,81	4,13	4,44	4,76
2	5,08	5,40	5,72	6,03	6,35	6,67	6,99	7,30
3	7,62	7,94	8,25	8,57	8,89	9,21	9,53	9,84
4	10,16	10,48	10,80	11,11	11,43	11,75	12,06	12,38
5	12,70	13,02	13,34	13,65	13,97	14,29	14,61	14,92
6	15,24	15,56	15,87	16,19	16,51	16,83	17,15	17,46
7	17,78	18,10	18,42	18,73	19,05	19,37	19,68	20,00
8	20,32	20,64	20,96	21,27	21,59	21,90	22,23	22,54
9	22,86	23,18	23,49	23,81	24,13	24,45	24,77	25,08
10	25,40	25,72	26,04	26,35	26,67	26,99	27,30	27,62
11	27,94	28,26	28,58	28,89	29,21	29,53	29,85	30,16

Del Manual de Hidráulica por King.

Tabla 33.4 Logaritmos de números de 1 a 100

<i>No.</i>	<i>Log.</i>	<i>No.</i>	<i>Log.</i>	<i>No.</i>	<i>Log.</i>	<i>No.</i>	<i>Log.</i>
1	00000	26	1.41497	51	1.70757	76	1.88081
2	.30103	27	1.43136	52	1.71600	77	1.88649
3	.47712	28	1.44716	53	1.72428	78	1.89209
4	.60206	29	1.46240	54	1.73239	79	1.89763
5	.69897	30	1.47712	55	1.74036	80	1.90309
6	.77815	31	1.49136	56	1.74819	81	1.90849
7	.84510	32	1.50515	57	1.75587	82	1.91381
8	.90309	33	1.51851	58	1.76343	83	1.91908
9	.95424	34	1.53148	59	1.77085	84	1.92428
10	1.00000	35	1.54407	60	1.77815	85	1.92942
11	1.04139	36	1.55630	61	1.78533	86	1.93450
12	1.07918	37	1.56820	62	1.79239	87	1.93952
13	1.11394	38	1.57978	63	1.79934	88	1.94448
14	1.14613	39	1.59106	64	1.80618	89	1.94939
15	1.17609	40	1.60206	65	1.81291	90	1.95424
16	1.20412	41	1.61278	66	1.81954	91	1.95904
17	1.23045	42	1.62325	67	1.82607	92	1.96379
18	1.25527	43	1.63347	68	1.83251	93	1.96848
19	1.27875	44	1.64345	69	1.83885	94	1.97313
20	1.30103	45	1.65321	70	1.84510	95	1.97772
21	1.32222	46	1.66276	71	1.85126	96	1.98227
22	1.34242	47	1.67210	72	1.85733	97	1.98677
23	1.36173	48	1.68124	73	1.86332	98	1.99123
24	1.38021	49	1.69020	74	1.86923	99	1.99564
25	1.39794	50	1.69897	75	1.87506	100	2.00000

Tabla 33.5

<i>Fórmulas trigonométricas</i>	
	$\text{Radio, } 1 = \text{seno}^2 A + \text{cos}^2 A$ $= \text{seno } A \times \text{cosec } A = \text{cos } A \times \text{sec } A = \text{tan } A \times \text{cot } A$
	$\text{seno } A = \frac{\text{cos } A}{\text{cot } A} = \frac{1}{\text{cosec } A} = \text{cos } A \times \text{tan } A = \sqrt{1 - \text{cos}^2 A}$
	$\text{Coseno } A = \frac{\text{seno } A}{\text{tan } A} = \frac{1}{\text{sec } A} = \text{seno } A \times \text{cot } A = \sqrt{1 - \text{seno}^2 A}$
	$\text{Tangente } A = \frac{\text{seno } A}{\text{cos } A} = \frac{1}{\text{cot } A} = \text{seno } A \times \text{sec } A$
	$\text{Cotangente } A = \frac{\text{cos } A}{\text{sen } A} = \frac{1}{\text{tan } A} = \text{cos } A \times \text{cosec } A$
	$\text{Secante } A = \frac{\text{tan } A}{\text{seno } A} = \frac{1}{\text{cos } A}$
	$\text{Cosecante } A = \frac{\text{cot } A}{\text{cos } A} = \frac{1}{\text{seno } A}$

Tabla 33.6 Espesores y pesos de varios tubos

<i>Material</i>	<i>Diámetros en pulgadas y en centímetros</i>							
	12 30	15 38	18 46	24 61	30 76	36 91	42 107	48 122
Tubo de metal corrugado*								
Calibre	16	16	16	14	14	12	12	12
Espesor en milímetros	1,59	1,59	1,59	1,98	1,98	2,78	2,78	2,78
Peso en kg por metro	16,09	19,52	23,39	37,85	47,53	77,48	90,29	105,19
Tubo corrugado espiral; hierro fundido								
Espesor en milímetros			7,94	9,53	11,11	11,11		
Peso en kg por metro			96,85	134,10	201,15	268,20		
Tubo barro vitrificado doble resistencia								
Espesor en cm	2,54	3,18	3,81	5,08	6,35	6,99		
Peso en kg por metro	74,50	96,85	149,00	268,20	432,10	573,65		
Tubo Hierro Fundido** (Clase "B")								
Espesor en cm	1,57	1,73	1,91	2,26	2,62	2,92	3,25	3,61
Peso en kg por metro	122,18	171,35	223,50	347,62	496,62	676,46	882,08	1117,50
Tubo concreto reforzado***								
Espesor en cm	5,08	5,72	6,35	7,62	8,89	10,16	11,43	12,70
Peso en kg por metro	131,12	180,29	244,36	393,36	563,22	745,00	975,95	1296,30

* Tubos de hierro de lingote ARMCO (ARMCO Ingot Iron).

** Especificación corriente de la "American Water Works Association".

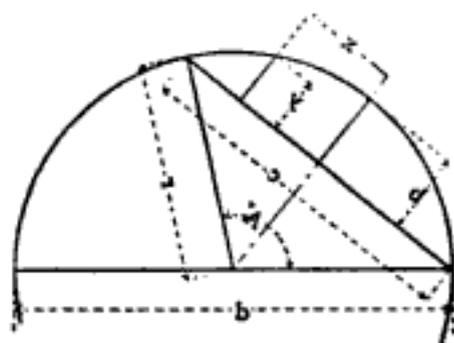
*** Promedio de especificaciones corriente de 9 Departamentos de Caminos.

Tabla 33.7

<i>Funciones trigonométricas</i>							
<i>Ángulo</i>	<i>Seno</i>	<i>Cosecante</i>	<i>Tangente</i>	<i>Cotangente</i>	<i>Secante</i>	<i>Coseno</i>	<i>Ángulo</i>
0°	0,000	0,000	1,000	1,000	90°
1°	0,017	57,30	0,017	57,29	1,000	1,000	89°
2°	0,035	28,65	0,035	28,64	1,001	0,999	88°
3°	0,052	19,11	0,052	19,08	1,001	0,999	87°
4°	0,070	14,34	0,070	14,30	1,002	0,998	86°
5°	0,087	11,47	0,087	11,43	1,004	0,996	85°
6°	0,105	9,567	0,105	9,514	1,006	0,995	84°
7°	0,122	8,206	0,123	8,144	1,008	0,993	83°
8°	0,139	7,185	0,141	7,115	1,010	0,990	82°
9°	0,156	6,392	0,158	6,314	1,012	0,988	81°
10°	0,174	5,759	0,176	5,671	1,015	0,985	80°
11°	0,191	5,241	0,194	5,145	1,019	0,982	79°
12°	0,208	4,810	0,213	4,705	1,022	0,978	78°
13°	0,225	4,445	0,231	4,331	1,026	0,974	77°
14°	0,242	4,134	0,249	4,011	1,031	0,970	76°
15°	0,259	3,864	0,268	3,732	1,035	0,966	75°
16°	0,276	3,628	0,287	3,487	1,040	0,961	74°
17°	0,292	3,420	0,306	3,271	1,046	0,956	73°
18°	0,309	3,236	0,325	3,078	1,051	0,951	72°
19°	0,326	3,072	0,344	2,904	1,058	0,946	71°
20°	0,342	2,924	0,364	2,747	1,064	0,940	70°
21°	0,358	2,790	0,384	2,605	1,071	0,934	69°
22°	0,375	2,669	0,404	2,475	1,079	0,927	68°
23°	0,391	2,559	0,424	2,356	1,086	0,921	67°
24°	0,407	2,459	0,445	2,246	1,095	0,914	66°
25°	0,423	2,366	0,466	2,145	1,103	0,906	65°
26°	0,438	2,281	0,488	2,050	1,113	0,899	64°
27°	0,454	2,203	0,510	1,963	1,122	0,891	63°
28°	0,469	2,130	0,532	1,881	1,133	0,883	62°
29°	0,485	2,063	0,554	1,804	1,143	0,875	61°
30°	0,500	2,000	0,577	1,732	1,155	0,866	60°
31°	0,515	1,942	0,601	1,664	1,167	0,857	59°
32°	0,530	1,887	0,625	1,600	1,179	0,848	58°
33°	0,545	1,836	0,649	1,540	1,192	0,839	57°
34°	0,559	1,788	0,675	1,483	1,206	0,829	56°
35°	0,574	1,743	0,700	1,428	1,221	0,819	55°
36°	0,588	1,701	0,727	1,376	1,236	0,809	54°
37°	0,602	1,662	0,754	1,327	1,252	0,799	53°
38°	0,616	1,624	0,781	1,280	1,269	0,788	52°
39°	0,629	1,589	0,810	1,235	1,287	0,777	51°
40°	0,643	1,556	0,839	1,192	1,305	0,766	50°
41°	0,656	1,524	0,869	1,150	1,325	0,755	49°
42°	0,669	1,494	0,900	1,111	1,346	0,743	48°
43°	0,682	1,466	0,933	1,072	1,367	0,731	47°
44°	0,695	1,440	0,966	1,036	1,390	0,719	46°
45°	0,707	1,414	1,000	1,000	1,414	0,707	45°
<i>Ángulo</i>	<i>Seno</i>	<i>Cosecante</i>	<i>Tangente</i>	<i>Cotangente</i>	<i>Secante</i>	<i>Coseno</i>	<i>Ángulo</i>

Tabla 33.8

Propiedades de la circunferencia*

Circunferencia cuyo diámetro es 1 = $\pi = 3,14159265$ Circunferencia = $2\pi r$ Diámetro = Circunferencia $\times 0,31831$ Diám. de un círculo cuya periferia es igual a la de un cuadrado = lado $\times 1,27324$ Lado de un cuadrado de periferia igual a la de un círculo = diámetro $\times 0,78540$ Diámetro de un círculo circunscrito en un cuadrado = lado $\times 1,41421$ Lado de un cuadrado inscrito en un círculo = diámetro $\times 0,70711$ 

$$\text{Arco, } a = \frac{\pi r A^\circ}{180} = 0,017453 r A^\circ$$

$$\text{Ángulo } A = \frac{180^\circ a}{\pi r} = 57,29578 \frac{a}{r}$$

$$\text{Radio, } r = \frac{\pi r}{8b} \quad \text{Diámetro, } d = \frac{4 b^2 + c^2}{4b}$$

$$\text{Cuerda, } c = 2 \sqrt{2 br - b^2} = 2 r \text{ seno } \frac{A^\circ}{2}$$

$$\text{Flecha, } b = r - 1/2 \sqrt{4 r^2 - c^2} = \frac{C}{2} \tan \frac{A^\circ}{4} = 2r \text{ seno}^2 \frac{A}{4}$$

$$\text{Flecha, } b = r + y - \sqrt{r^2 - x^2}$$

$$\pi = 3,14159265, \log = 0,4971499$$

$$\frac{1}{\pi} = 0,3183099, \log = 1,5028501$$

$$\frac{\pi}{\pi^2} = 9,8696044, \log = 0,9942997$$

$$\frac{1}{\pi^2} = 0,1013212, \log = 1,0057003$$

$$\sqrt{\pi} = 1,7724539, \log = 0,2485749$$

$$\sqrt{\frac{1}{\pi}} = 0,5641896, \log = 1,7514251$$

$$\frac{\pi}{180} = 0,0174533, \log = 2,2418774$$

$$\frac{180}{\pi} = 57,2957795, \log = 1,7581226$$

$$\frac{180}{\pi}$$

* Información tomada del Carnegie "Pocket Companion".

Tabla 33.9 Áreas de círculos para cualquier unidad de medida

<i>Diámetro</i>	<i>Área</i>	<i>Diámetro</i>	<i>Área</i>	<i>Diámetro</i>	<i>Área</i>
1,0	0,7854	4,0	12,5664	7,0	38,4845
1,1	0,9503	4,1	13,2025	7,1	39,5919
1,2	1,1310	4,2	13,8544	7,2	40,7150
1,3	1,3273	4,3	14,5220	7,3	41,8539
1,4	1,5394	4,4	15,2053	7,4	43,0084
1,5	1,7671	4,5	15,9043	7,5	44,1786
1,6	2,0106	4,6	16,6190	7,6	45,3646
1,7	2,2698	4,7	17,3494	7,7	46,5663
1,8	2,5447	4,8	18,0956	7,8	47,7836
1,9	2,8353	4,9	18,8574	7,9	49,0167
2,0	3,1416	5,0	19,6350	8,0	50,2655
2,1	3,4636	5,1	20,4282	8,1	51,5300
2,2	3,8013	5,2	21,2372	8,2	52,8102
2,3	4,1548	5,3	22,0618	8,3	54,1061
2,4	4,5239	5,4	22,9022	8,4	55,4177
2,5	4,9087	5,5	23,7583	8,5	56,7450
2,6	5,3093	5,6	24,6301	8,6	58,0880
2,7	5,7256	5,7	25,5176	8,7	59,4468
2,8	5,1575	5,8	26,4208	8,8	60,8212
2,9	6,6052	5,9	27,3397	8,9	62,2114
3,0	7,0686	6,0	28,2743	9,0	63,6173
3,1	7,5477	6,1	29,2247	9,1	65,0388
3,2	8,0425	6,2	30,1907	9,2	66,4761
3,3	8,5530	6,3	31,1725	9,3	67,9291
3,4	9,0792	6,4	32,1699	9,4	69,3978
3,5	9,6211	6,5	33,1831	9,5	70,8822
3,6	10,1788	6,6	34,2119	9,6	72,3823
3,7	10,7521	6,7	35,2565	9,7	73,8981
3,8	11,3411	6,8	36,3168	9,8	75,4296
3,9	11,9459	6,9	37,3928	9,9	76,9769

La tabla 33.9 puede usarse para encontrar las áreas de círculos cuyos diámetros no estén dentro de los límites de la misma. Puesto que las áreas varían según los cuadrados de los diámetros, el diámetro dado puede multiplicarse (o dividirse) por 10 y el área encontrada en la tabla frente al diámetro empleado se corrige moviendo el punto decimal dos lugares a la derecha (o a la izquierda). Así, para encontrar el área de un círculo de 22 centímetros:

Según la tabla, área del círculo de 2,2 cm = 3,8013 cm²

Por tanto, el área para el círculo de 22 cm = 380,13 cm²

Para encontrar el área de un círculo de 0,75 m:

De la tabla: área del círculo de 7,5 m = 44,1786 m²

Por tanto, el área para el círculo de 0,75 m = 0,441786 m²

Tabla 33.10 Calibres corrientes para planchas y láminas de hierro y acero

Calibre número	Espesores aproximados en			Peso por metro cuadrado en		Peso por pie cuadrado en	
	Milímetros	Fracción de pulgada	Decimal de pulgada	Kilogramos	Libras*	Onzas*	Libras*
0000000	12,7	1/2	0,5	97,65	215,28	320	20,00
000000	11,90625	15/32	0,46875	91,55	201,82	300	18,75
00000	11,1125	7/16	0,4375	85,44	188,37	280	17,50
0000	10,32875	13/32	0,40625	79,33	174,91	260	16,25
000	9,525	3/8	0,375	73,24	161,46	240	15,00
00	8,73125	11/32	0,34375	67,13	148,00	220	13,75
0	7,9375	5/16	0,3125	61,03	134,55	200	12,50
1	7,14375	9/32	0,28125	54,93	121,09	180	11,25
2	6,746875	17/64	0,265625	51,88	114,37	170	10,625
3	6,35	1/4	0,25	48,82	107,64	160	10,00
4	5,953125	15/64	0,234375	45,77	100,91	150	9,375
5	5,55625	7/32	0,21875	42,72	94,18	140	8,75
6	5,159375	13/64	0,203125	39,67	87,45	130	8,125
7	4,7625	3/16	0,1875	36,62	80,72	120	7,5
8	4,365625	11/64	0,171875	33,57	74,00	110	6,875
9	3,96875	5/32	0,15625	30,52	67,27	100	6,25
10	3,571875	9/64	0,140625	27,46	60,55	90	5,625
11	3,175	1/8	0,125	24,41	53,82	80	5,00
12	2,778125	7/64	0,109375	21,36	47,09	70	4,375
13	2,38125	3/32	0,09375	18,31	40,36	60	3,75
14	1,984375	5/64	0,078125	15,26	33,64	50	3,125
15	1,7859375	9/128	0,0703125	13,73	30,27	45	2,8125
16	1,5875	1/16	0,0625	12,21	26,91	40	2,5
17	1,42875	9/160	0,05625	10,99	24,22	36	2,25
18	1,27	1/20	0,05	9,765	21,53	32	2,00
19	1,11125	7/160	0,04375	8,544	18,84	28	1,75
20	0,9525	3/80	0,0375	7,324	16,15	24	1,50
21	0,873125	11/320	0,034375	6,713	14,80	22	1,375
22	0,793750	1/32	0,03125	6,103	13,46	20	1,25
23	0,714375	9/320	0,028125	5,49	12,11	18	1,125
24	0,635	1/40	0,025	4,882	10,76	16	1,00
25	0,555625	7/320	0,021875	4,272	9,42	14	0,875
26	0,47625	3/160	0,01875	3,662	8,07	12	0,75
27	0,4365625	11/640	0,0171875	3,357	7,40	11	0,6875
28	0,396875	1/64	0,015625	3,052	6,73	10	0,625
29	0,3571875	9/640	0,0140625	2,746	6,05	9	0,5625
30	0,3175	1/80	0,0125	2,441	5,38	8	0,5
31	0,2778125	7/640	0,0109375	2,136	4,71	7	0,4375
32	0,25796875	13/1280	0,01015625	1,983	4,37	6 1/2	0,40625
33	0,238125	3/320	0,009375	1,831	4,04	6	0,375

Los números de los calibres están basados en el peso de las planchas y las láminas, y no en el espesor de ellas.

Los espesores dados son aproximaciones y sirven únicamente como guía para determinar los calibres cuando no hay balanzas para pesar las planchas y láminas.

* Estas medidas son "Avoirdupois" (sistemas inglés y americano).

Tabla 33.11 Promedio de pesos de distintos materiales usados en la construcción - kilogramos por metro cúbico

<i>Material</i>	<i>Peso</i>	<i>Material</i>	<i>Peso</i>
Arcilla, tierra y lodo:		Grava, suelta.....	1310-2000
Arcilla.....	1950-2600	Grava, apisonada.....	1440-2320
Tierra, seca y suelta..	1150-1280	Mampostería de granito o	
Tierra, seca y sacudida	1310-1470	piedra de peso seme-	
Tierra, seca y modera-		jante:	
damente apisonada...	1440-1600	Bien labrada.....	2640
Tierra, ligeramente mo-		Mampostería de 2a, con	
jada, suelta.....	1120-1220	20% de mortero.....	2470
Tierra, más mojada, suel-		Mampostería de 3a, con	
ta.....	1060-1090	25 a 35% de mortero	2400
Tierra, más mojada, sa-		Mampostería en seco	
cudida.....	1200-1440	bien arreglada.....	2210
Tierra, más mojada, mo-		Mampostería en seco	
deradamente apisonada		toscamente arreglada.	2000
Tierra, como lodo suave		Mampostería de arenisca	
y que fluye.....	1670-1800	o piedra de peso seme-	
Tierra, como lodo suave		jante pesa como 87,5%	
bien comprimido dentro		de la anterior:	
de una caja.....	1760-1920	Mortero, endurecido..	1440-1840
Lodo, seco, suelto....	1280-1760	Arena de cuarzo puro,	
Lodo, mojado, modera-		seca, suelta.....	1400-1700
damente prensado...	1760-2080	Arena de cuarzo puo,	
Lodo, mojado, fluido..	1670-1920	seca, ligeramente sacu-	
Mampostería y sus		dida.....	1470-1760
materiales:		Arena de cuarzo puro,	
Ladrillo prensado, del		seca apisonada.....	1600-1920
mejor.....	2400	Arena, natural, seca, sa-	
Ladrillo duro, común..	2000	cudida.....	1280-1760
Ladrillo suave, calidad		Arena, mojada, espacios	
inferior.....	1600	llenos de agua.....	1890-2050
Mampostería de ladrillo		Piedra.....	2160-3120
prensado, juntas finas	2240	Piedra, de cantería apiña-	
Mampostería de ladrillo		da sin orden.....	1280-1760
de mediana calidad..	2000	Piedra, quebrada, suelta	1230-1790
Mampostería de ladrillo		Piedra, quebrada, apiso-	
burda, ladrillos suaves		nada.....	1260-1940
de calidad inferior...	1600	Metales y aleaciones:	
Cemento, pulverizado,		Latón (cobre y zinc)..	7800-8400
suelto.....	1150-1680	Bronce (cobre y estaño)	8400-8600
Cemento, prensado....	1840	Cobre, colado (fundido)	8600-8780
Cemento, fraguado....	1690-3000		
Concreto, 1:3:6.....	2240		

Hidden page

CAPÍTULO 34

Diseño y proyecto de zapatas para asentamientos iguales

Cuando se está proyectando una cimentación, ya sea sobre una arcilla o suelo arcilloso blando, o sobre una grava, arena o suelo arenoso con compacidad relativa baja (menos de 35%), es común llevarla a cabo mediante el concepto de iguales presiones de contacto, sin pensar si ello puede o no conducir a que la cimentación presente fuertes asentamientos diferenciales. Por lo anterior, en el caso de los materiales y condiciones que se han indicado, conviene diseñar, proyectar y construir las cimentaciones formadas por zapatas aisladas mediante el procedimiento de "asentamientos iguales" y no por el de "presiones iguales". Esto puede hacerse por medio de las fórmulas derivadas por el profesor B. K. Hough de la Universidad de Cornell, E.U.A., que proporcionan las relaciones que hay entre la carga sobre la columna, el ancho de la zapata de cimentación, las características del suelo y la "profundidad de esfuerzos significantes".

Sin embargo, como las fórmulas mencionadas tienen que resolverse por tanteos, el profesor R. Hansen ha presentado fórmulas de cálculo modificadas y unas gráficas de las mismas que facilitan su empleo.

a) Zapatas en la superficie del terreno

La ecuación que proporciona Terzaghi para el cálculo de asentamientos en suelos normalmente consolidados es:

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \left[\log_{10} \frac{P_i + \Delta P}{P_i} \right] \cdot H \dots \dots (1)$$

Esta ecuación la reescribe Hazen así:

$$\Delta P = \left(\frac{10 S \cdot C}{H} - 1 \right) P_i \dots \dots (2)$$

en la que $C = \frac{1 + e_o}{C_c}$, y lo llama Índice de Capacidad de Carga.

En la primera ecuación, desarrollada para un estrato compresible, es necesario contar con el espesor H de ese estrato. Ahora bien, la profundidad media a la cual ocurre una compresión significativa debido a un incremento de carga ΔP se denominará "profundidad de esfuerzos significantes", y el material dentro de esta profundidad se puede considerar como un estrato compresible de espesor finito.

Si el incremento de carga ΔP es igual o menor a P_i entre diez ($P_i/10$), el logaritmo de $\left(1 + \frac{\Delta P}{P_i} \right)$ de la ecuación (1) es igual o menor a 0.0414 y entonces se necesitaría que $\left(H \cdot \frac{C_c}{1 + e_o} \right)$ fuera lo suficientemente grande para poder causar un incremento significativo en el asentamiento S . Sin embargo como $\left(H \cdot \frac{C_c}{1 + e_o} \right)$ usualmente queda comprendido entre 0.1 y 0.3, ello justifica el que se pueda considerar la "profundidad de esfuerzos significantes" h hasta un nivel en el cual ΔP sea igual o menor a P_i entre diez.

Si se aplica el método de dos en uno para conocer el incremento de presión $\Delta P = \sigma_z$ a la profundidad h dado por una carga P en una zapata cuadrada de ancho B , se tiene (ver figura 34.1):

$$\Delta P = \frac{P}{(h + B)(h + B)} = \frac{P}{(h + B)^2} \dots \dots (3)$$

La presión intergranular inicial en el suelo a la misma profundidad h es igual a:

$$p_i = \gamma_n \cdot h \dots \dots (4)$$

Si se considera que dentro de la profundidad de esfuerzos significantes ΔP es igual que p_i en diez, se tiene:

$$\Delta P = \frac{p_i}{10} = \frac{\gamma_n \cdot h}{10} \dots \dots (5)$$

Hidden page

Hidden page

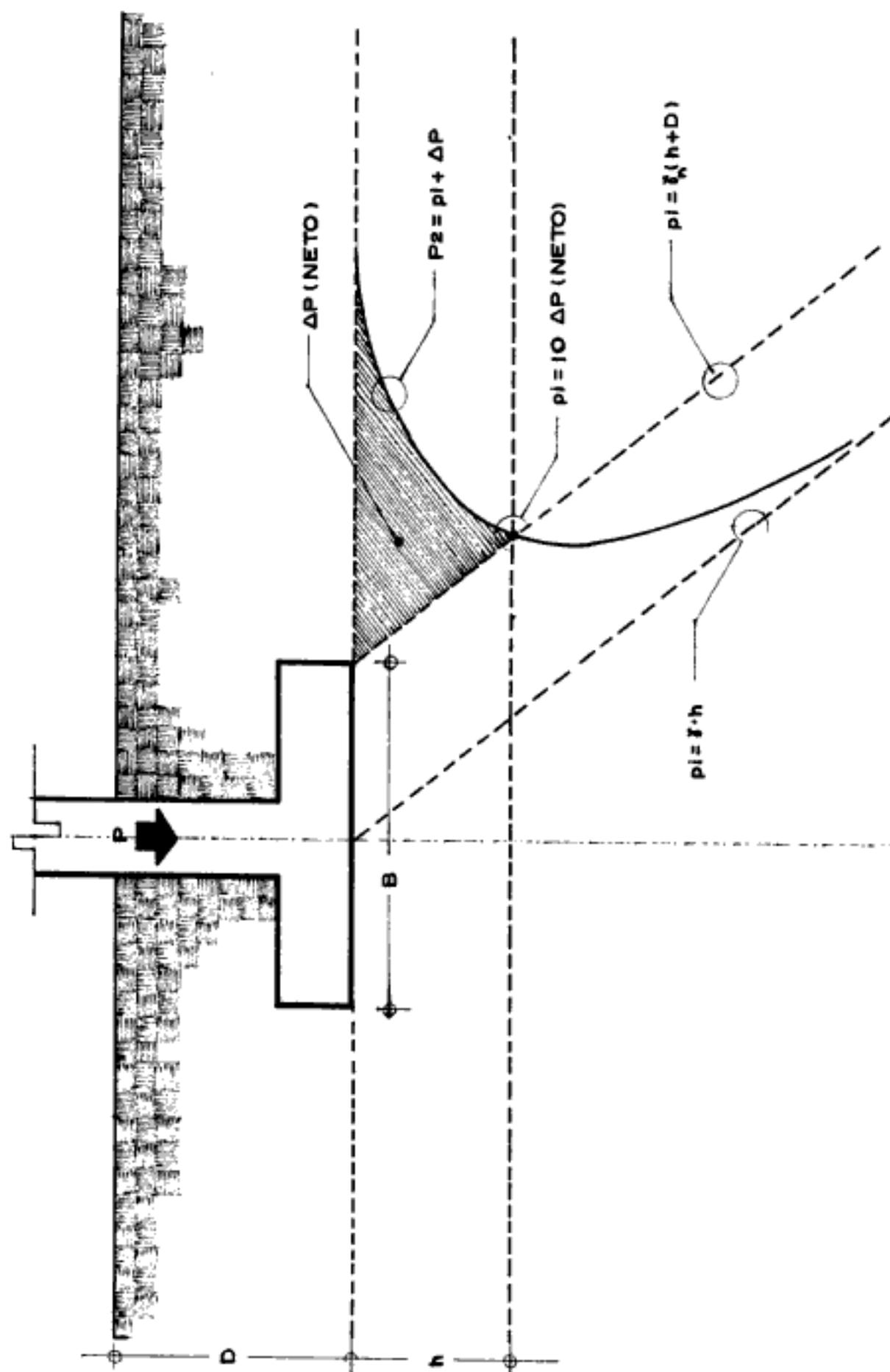


Figura 34.2

Hidden page

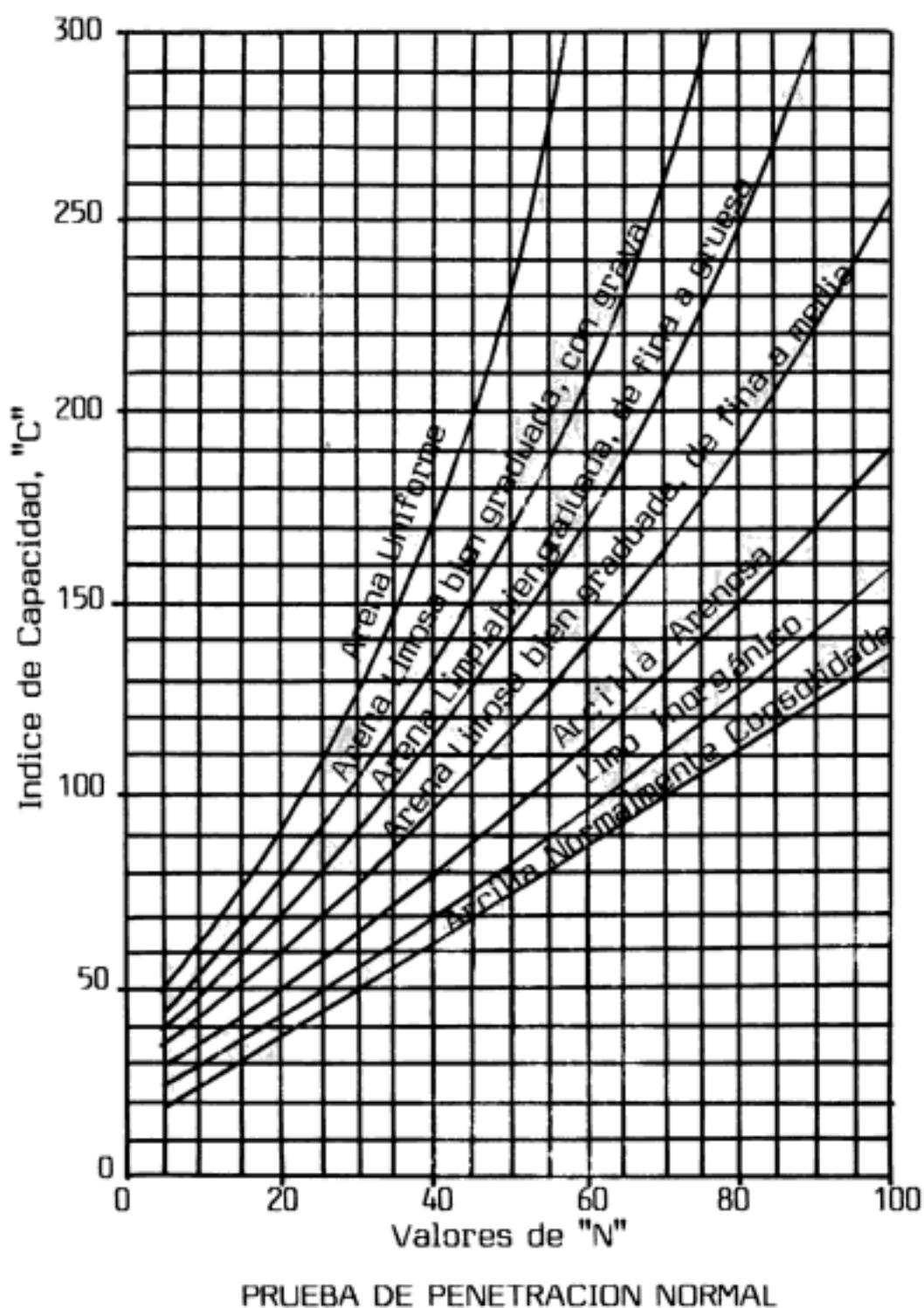


Figura 34.3 Prueba de penetración normal.

1. Se diseña la zapata para la columna menos cargada así:

$$B = \sqrt{\frac{P}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{25}{25}} = 1.0 \text{ m}$$

2. Con el valor de $B = 1.0$ m y de $P/\sigma_n = 25.0/1.76 = 14.2$ m³ se entra en la gráfica correspondiente a la profundidad de desplante de $D = 1.5$ m de la sección A y se obtiene el valor de $SC = 1.04$.
3. Se determina el asentamiento de la columna en estudio así:
 $S = SC/C = 1.04/68 = 0.015294 = 1.53$ cm.
4. Como el asentamiento obtenido es tolerable, se continúa con el problema.
5. Se diseñan las otras zapatas empleando la gráfica correspondiente a la profundidad de desplante $D = 1.50$ m de la sección B así (ver tabla 34.1):

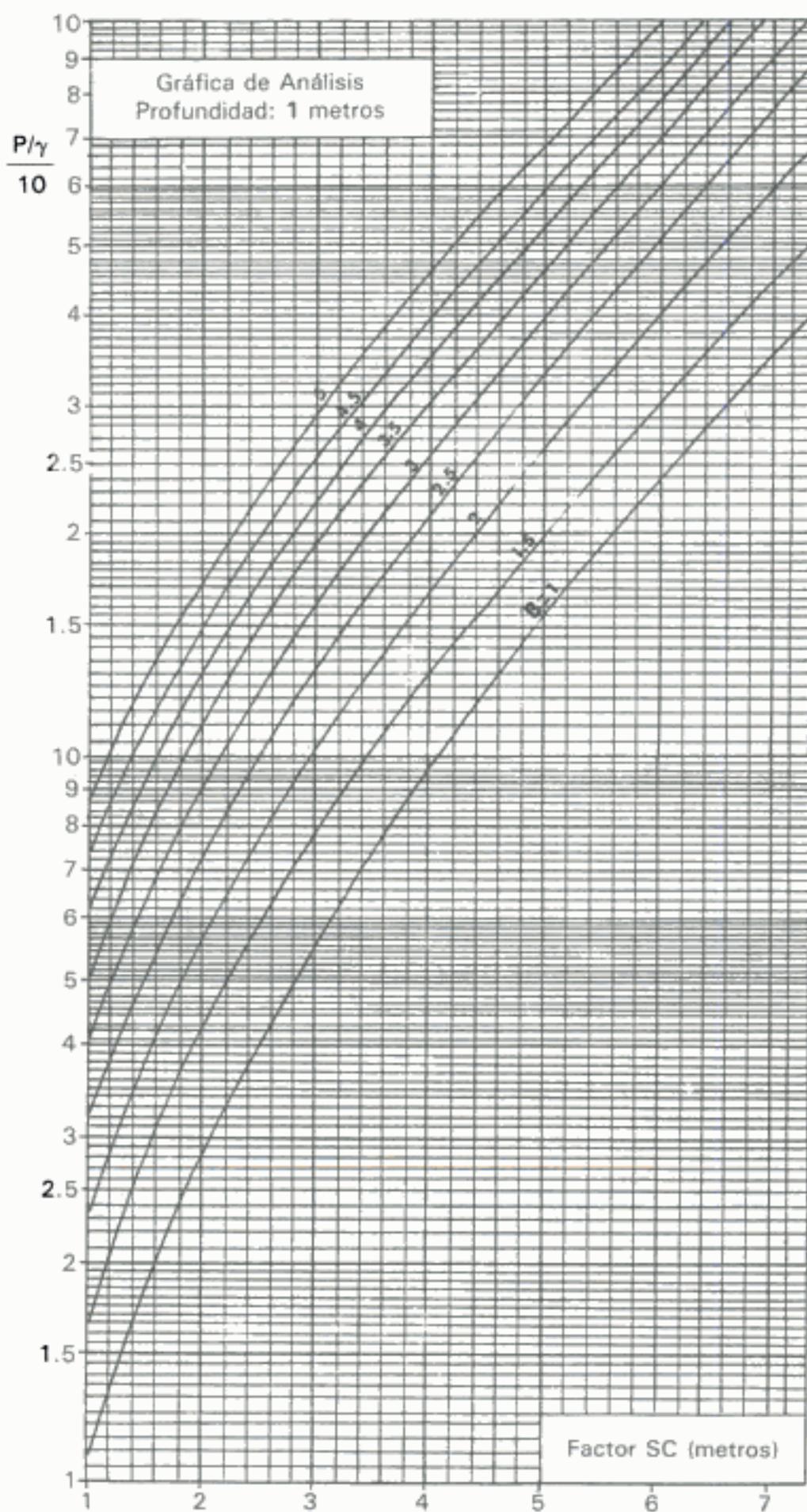
Tabla 34.1

P (Tm)	P/σ_n (m ³)	B (m)	A (m ²)	q (Tm/m ²)
36	20.45	1.40	1.96	18.367
54	30.68	1.95	3.80	14.210
90	51.13	2.85	8.12	11.08

Diseñadas las zapatas de esta manera, se obtendrán asentamientos iguales con diferentes presiones de contacto (ver figura 34.3).

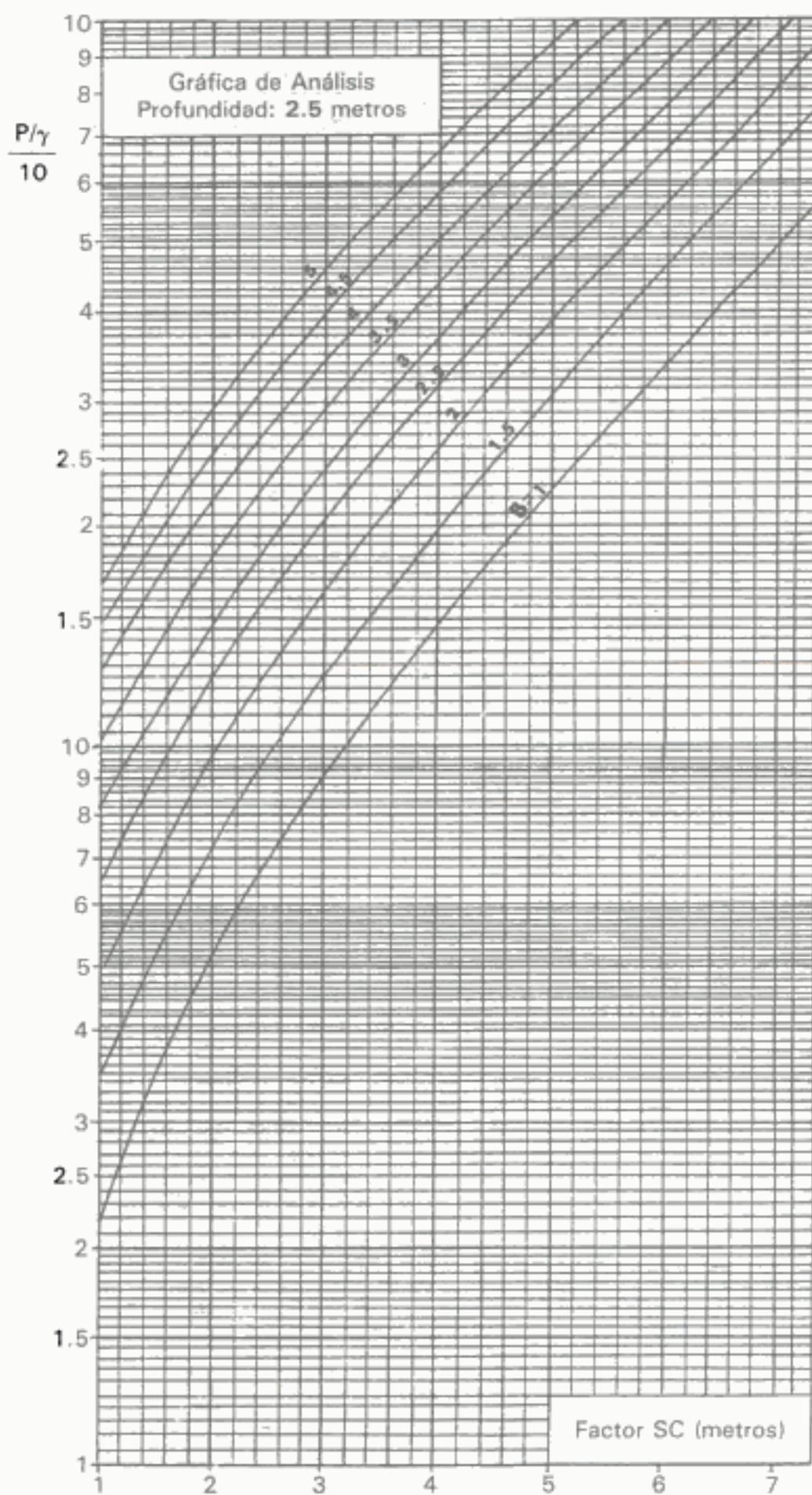
SECCIÓN A
GRÁFICAS DE ANÁLISIS

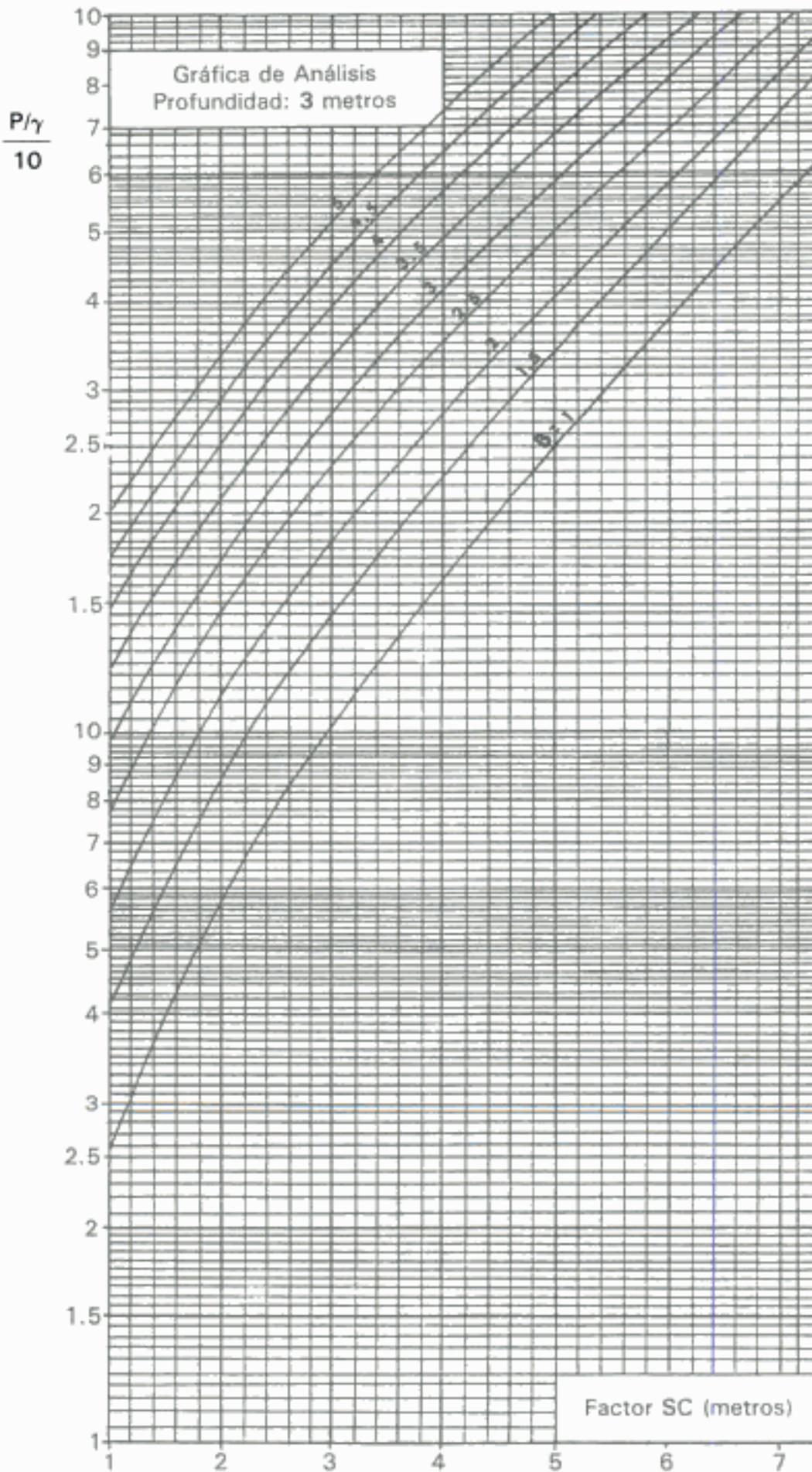
Hidden page

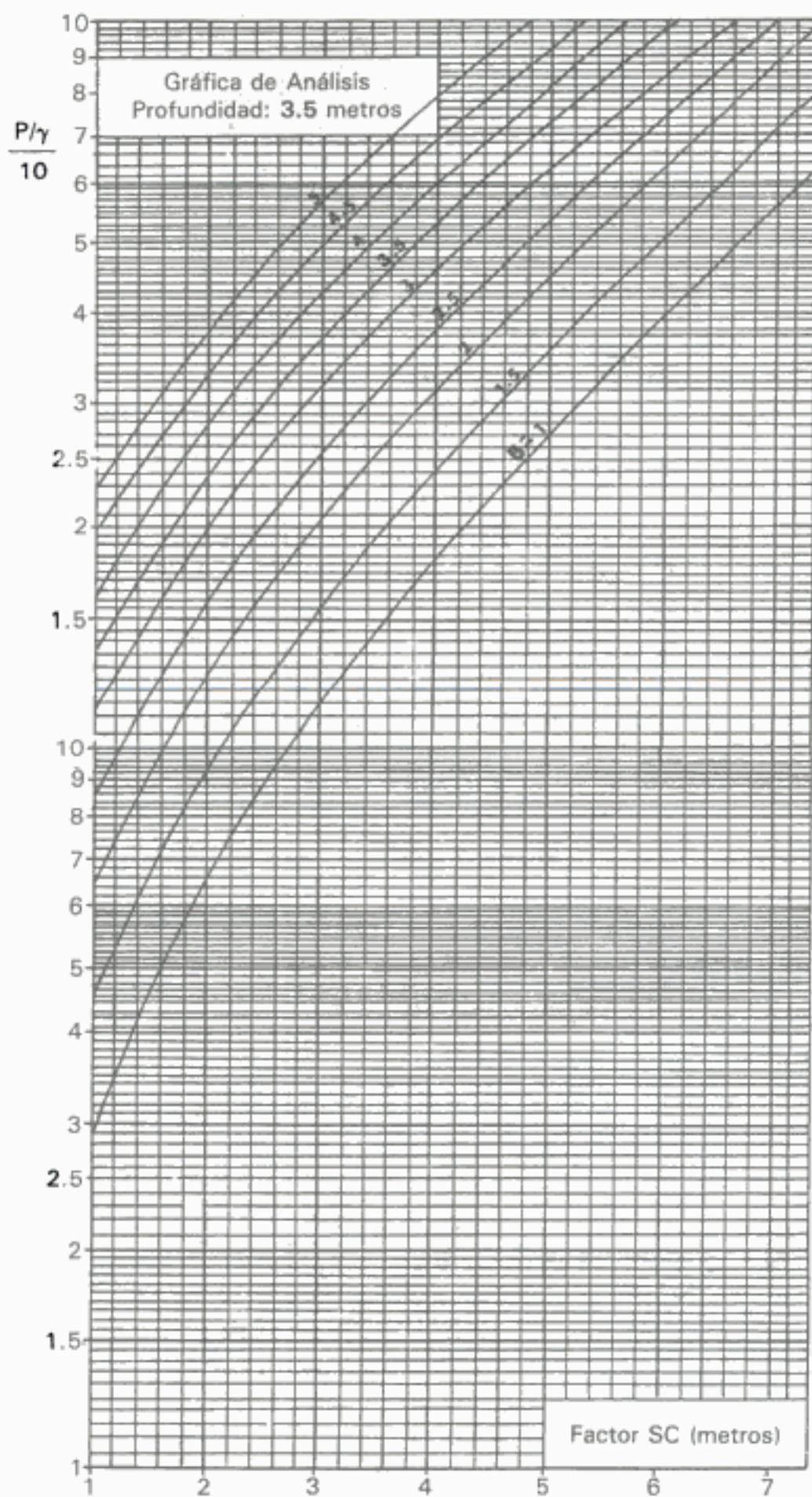


Hidden page

Hidden page





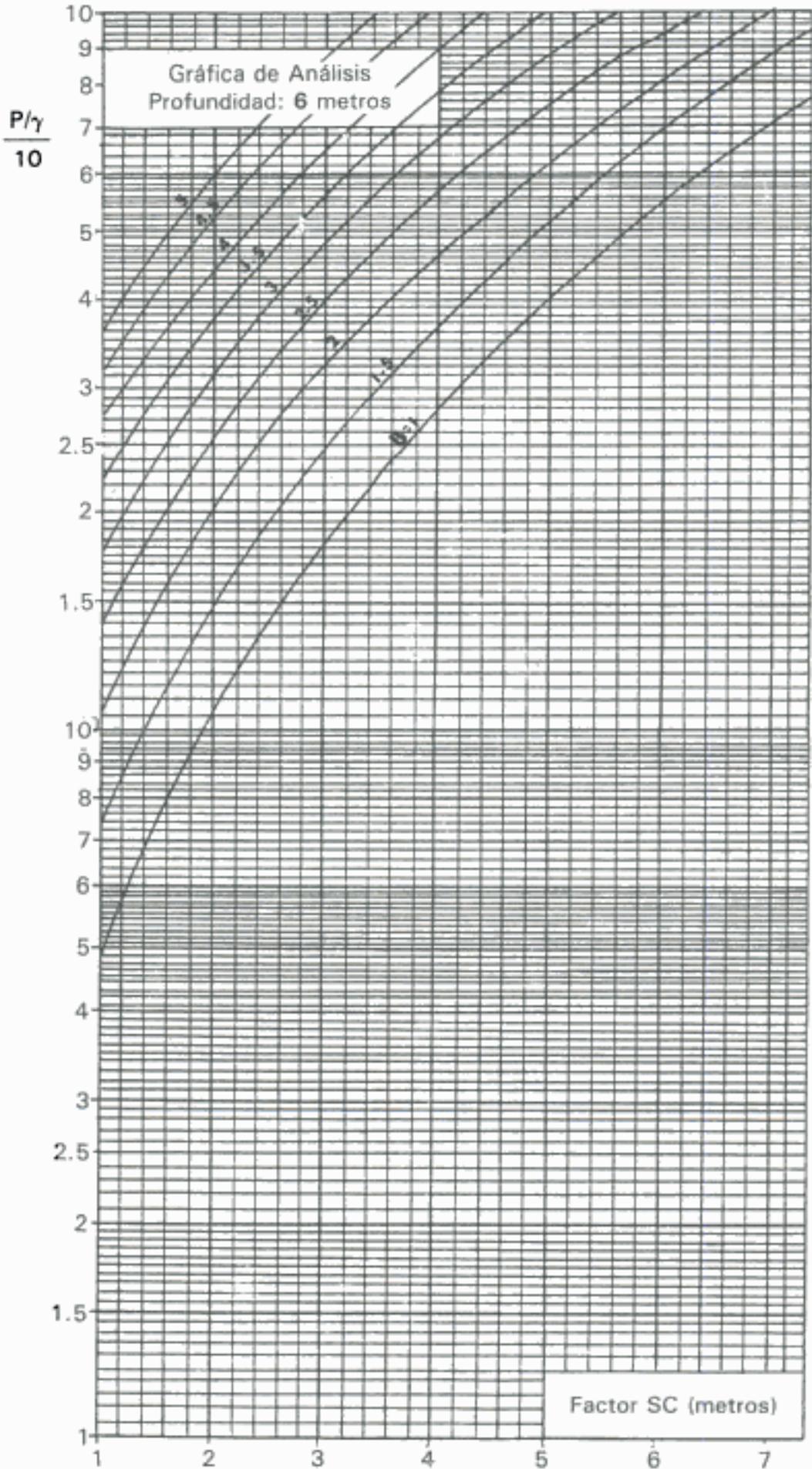


Hidden page

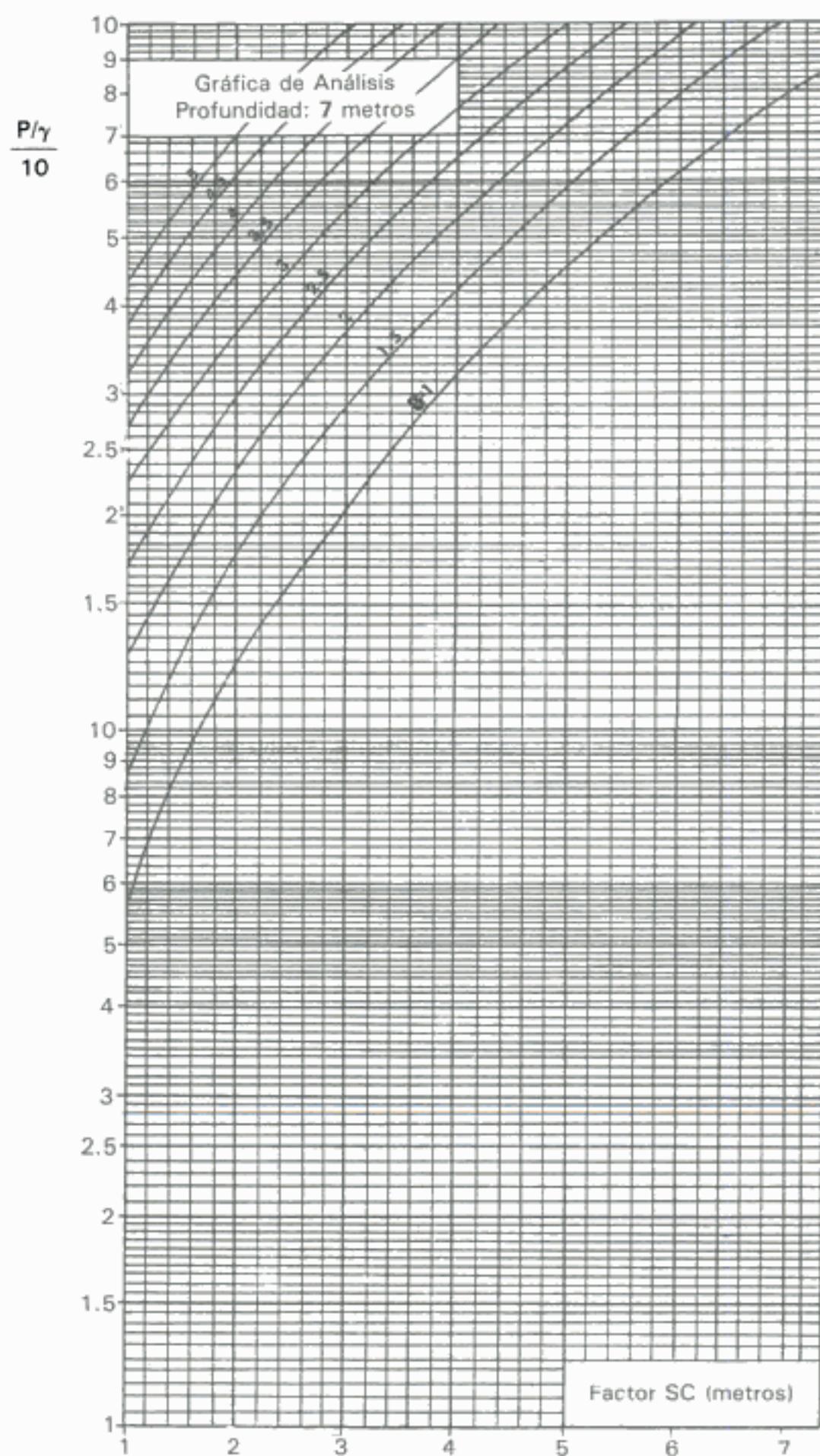
Hidden page

Hidden page

Hidden page

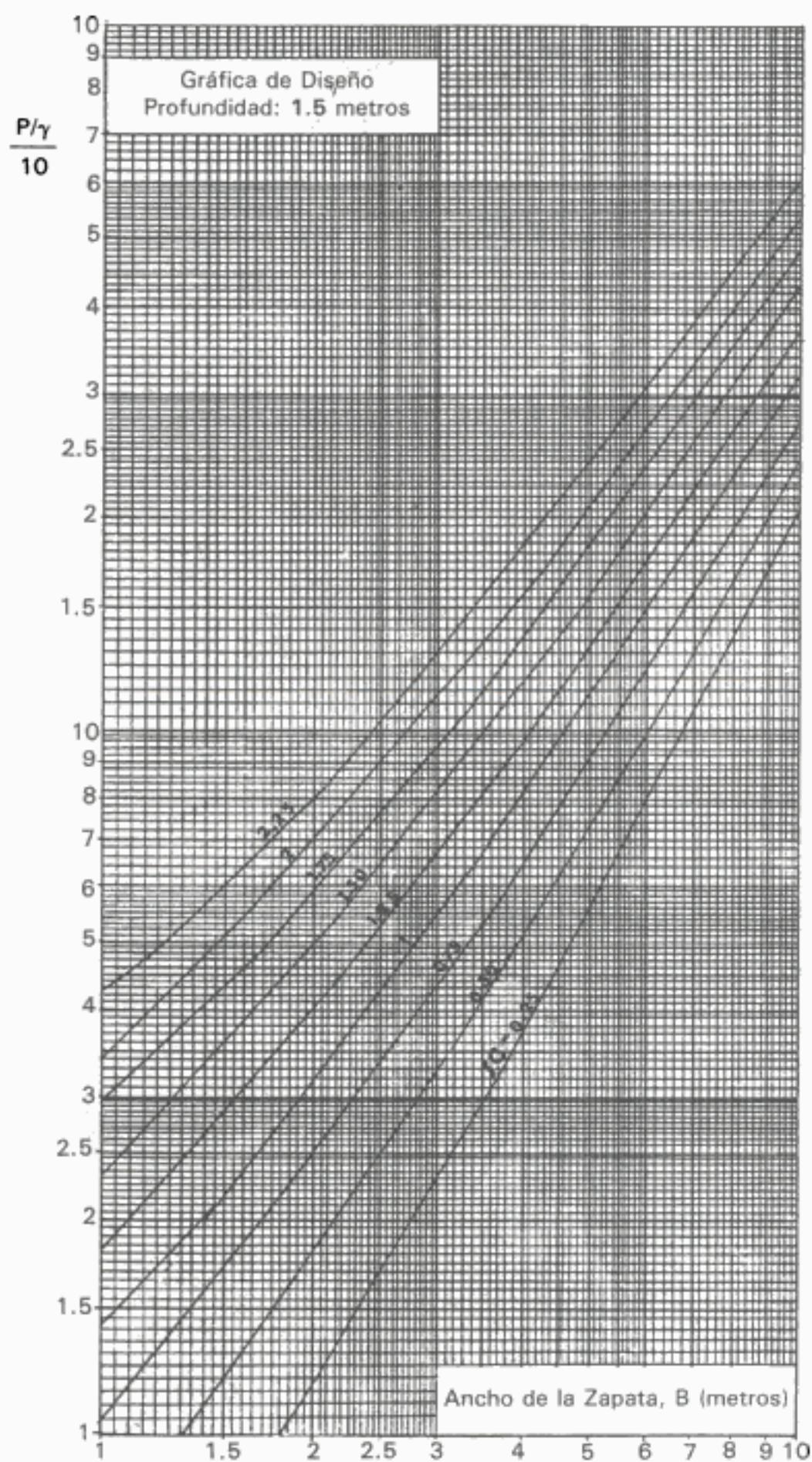


Hidden page



SECCIÓN *B*
GRÁFICAS DE DISEÑO

Hidden page

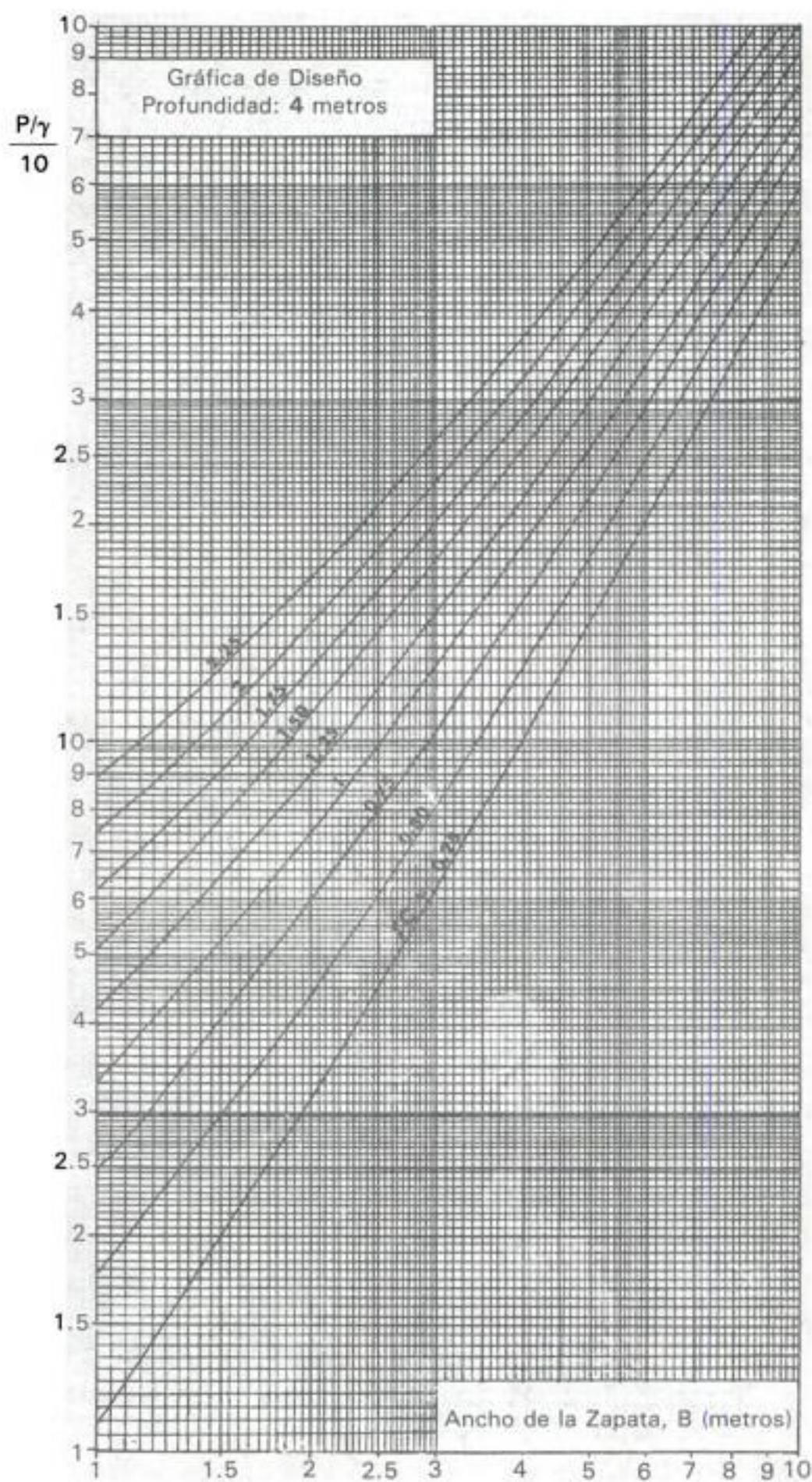


Hidden page

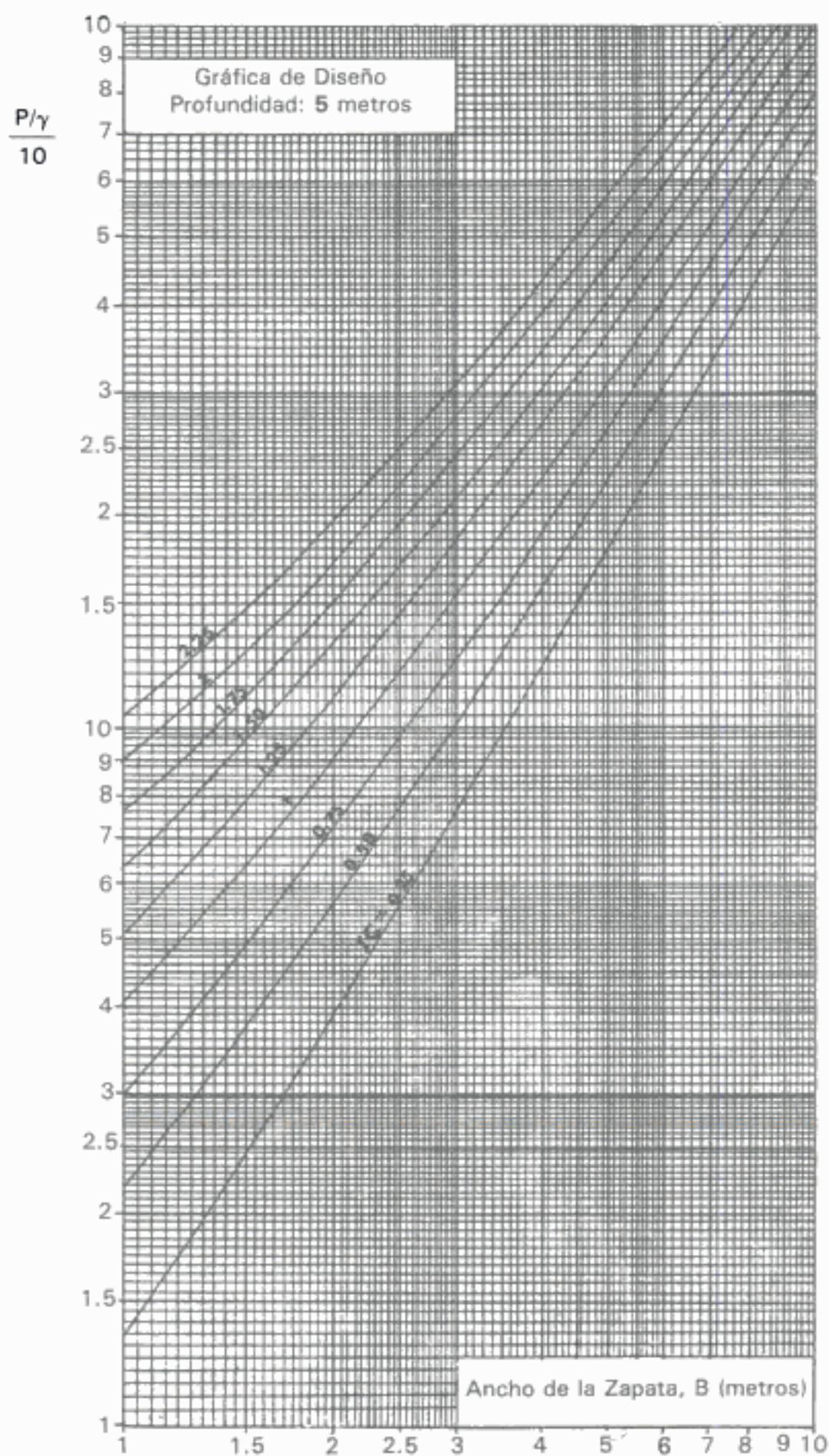
Hidden page

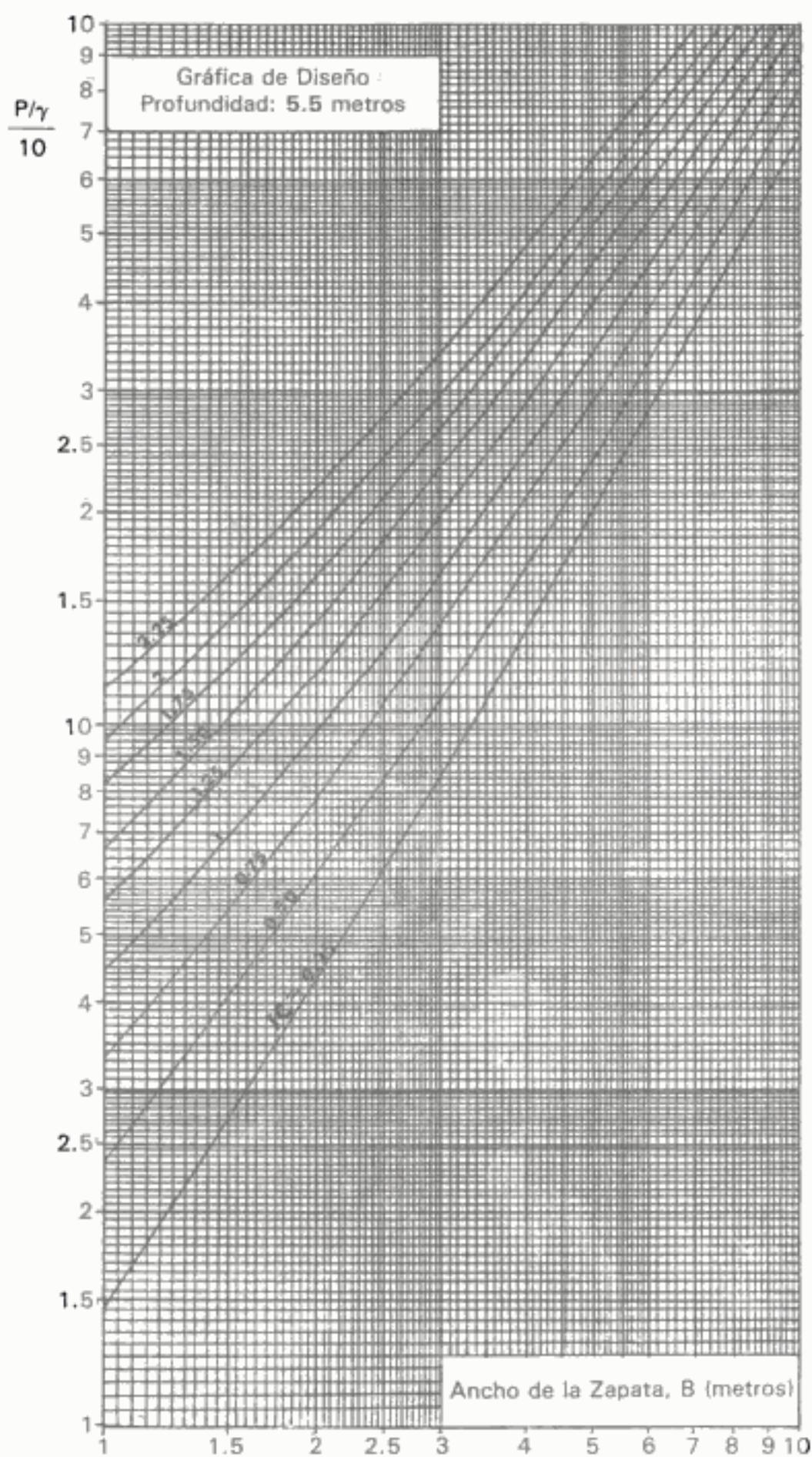
Hidden page

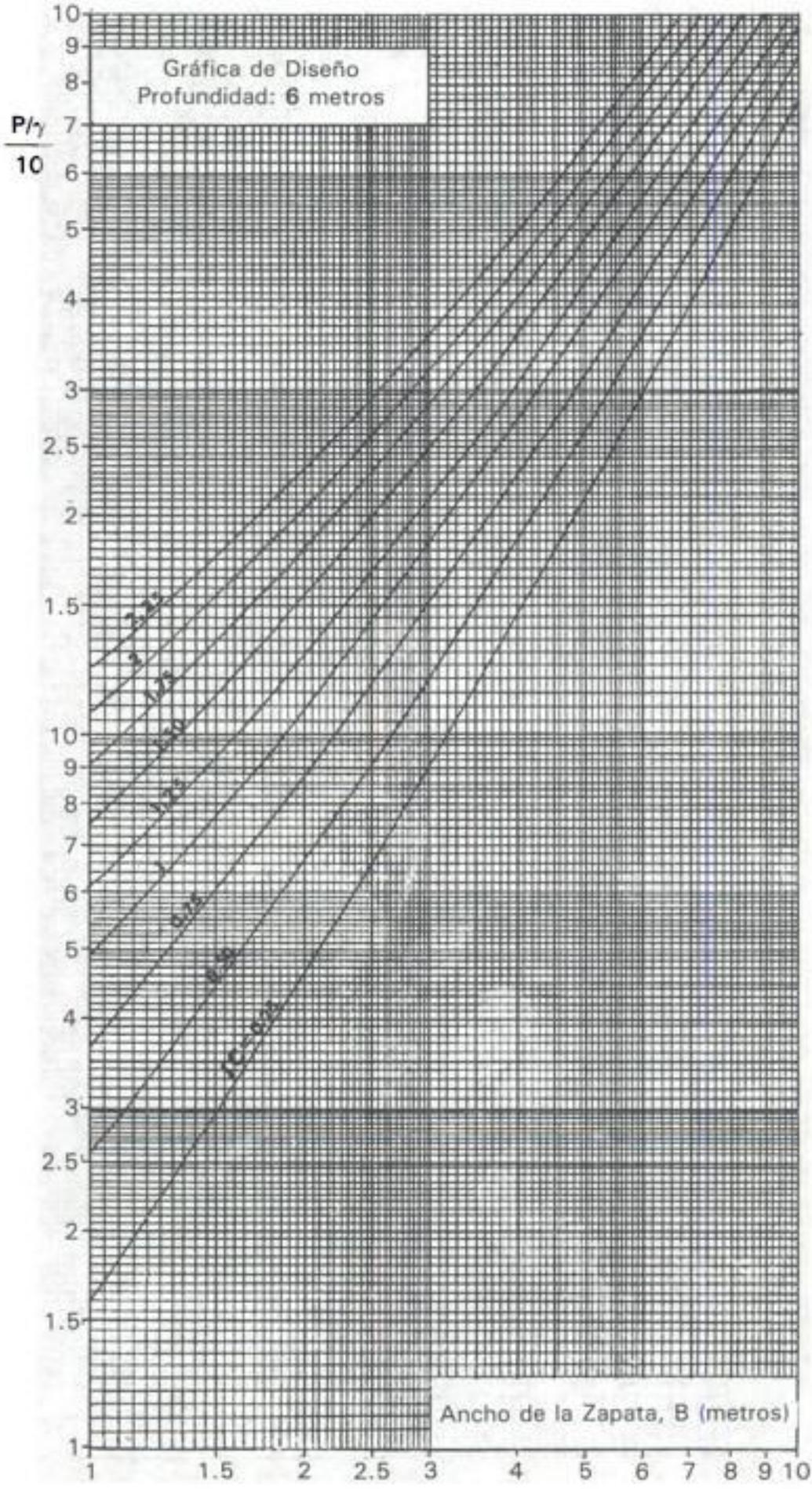
Hidden page



Hidden page







Hidden page

Hidden page

Hidden page

Bibliografía

- Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions.- **L. Seevaert.**
Soil Testing for Engineers.- **T.W. Lambe.**
Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.- **K. Terzaghi y R.B. Peck.**
Mecánica del Suelo.- **J.A. Jiménez Salas.**
Mecánica del Suelo, Cimientos y Estructuras de Tierra.- **Gregory P. Tschebotarioff.**
Soil Mechanics.- **T.H. Wu.**
Soil Engineering.- **M.G. Spangler.**
Introduction to Soil Mechanics.- **Alfreds R. Jumikis.**
Soils and Soil Engineering.- **R.H. Karol.**
Fundamentos de la Mecánica de Suelos.- **D.W. Taylor.**
Physical Properties of Soils.- **R.E. Means y J.V. Parcher.**
Foundation Engineering.- **G.A. Leonards.**
Foundation of Structures.- **Clarence W. Dunham.**
Foundations.- **E.E. Seelye.**
Soil Mechanics and Foundations.- **R.E. Means y J.V. Parcher.**
Mecánica de Suelos.- **E. Juárez Badillo y A. Rico R.**
Foundation Design.- **W.C. Teng.**
Cimentaciones.- **A.L. Little.**
Foundation Engineering.- **R.B. Peck, W.E. Hanson y T.H. Thornburn.**
Foundation Analysis and Design.- **J.E. Bowles.**

APÉNDICE

Sistema AASHTO de clasificación de suelos

Esta clasificación comprende siete grupos, desde el *A-1* al *A-7* con algunos subgrupos como el *A-1a*, *A-1b*, *A-2-4*, *A-2-5*, *A-2-6*, *A-2-7*, *A-7-5* y *A-7-6*. La tabla que sigue se explica por sí misma con excepción del significado del Índice de Grupo (I). Dicho índice indica un modo de apreciar el valor de un suelo como subrasante dentro de su propio grupo, mas no se emplea para clasificar el suelo en un grupo determinado, ya que ello se efectúa directamente con los resultados del análisis granulométrico, del límite líquido y del índice plástico del suelo. Mientras más alto es el valor del Índice de Grupo (I), peor es la calidad del material.

$$I = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

- a* = Porcentaje de material que pasa la malla No. 200*, menos 35. Si el porcentaje que pasa la malla No. 200 es mayor de 75, se anotará 75, y si es menor de 35, se anotará 0.
- b* = Porcentaje de material que pasa la malla No. 200, menos 15. Si el porcentaje que pasa la malla No. 200 es mayor de 55, se anotará 55, y si es menor de 15, se anotará 0.
- c* = Valor del límite líquido, menos 40. Si el límite líquido es mayor de 60, se anotará 60, y si es menor de 40 se anotará 0.
- d* = Valor del índice de plasticidad, menos 10. Si el índice de plasticidad es mayor de 30, se anotará 30, y si es menor de 10 se anotará 0.

Procedimiento de clasificación

Valiéndose de los resultados de los ensayos indicados, proceder de izquierda a derecha en la tabla, hasta encontrar por eliminación el grupo correcto. El primer grupo de la izquierda con el cual cumplan los datos, es la clasificación correcta.

* Las mallas indicadas son de la U.S. Standard.

Clasificación general	Materiales granulares (35 % o menos pasa la No. 200)						Materiales limo-arcillosos (MÁEs de 35 % -pasa la No. 200)			
	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación de grupo	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7			A-7-5 A-7-6
Análisis de cernid Porcentaje que pasa: No. 10 No. 40 No. 200	50 max. 30 max. 15 max.	50 max. 25 max.	51 min. 10 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.	36 min.	36 min.	36 min. 36 min.
Características de la fracción que pasa la No. 40: Límite líquido Índice de plasticidad	6 max.		N.P.	40 max. 10 max.	41 min. 10 max.	40 max. 11 min.	41 min. 11 min.	40 max. 10 max.	41 min. 10 max.	40 max. 11 min. 41 min. 11 min.
Índice de grupo	0		0	0		4 max.		8 max.	12 max.	16 max. 20 max.
Tipos usuales de materiales constituyentes significativos	Fragmentos de piedras, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Calificación general como sub-base	Excelente a buena						Regular a pobre			

Nótese que el A-8, turba o detritos orgánicos, se determina por inspección visual y no aparece en la tabla.

Notas:

- El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor que el límite líquido menos 30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que el límite líquido menos 30.
- El índice de grupo se indicará entre paréntesis, después del símbolo del grupo, como por ejemplo: A-2-6 (3), A-7-5 (17), etcétera.

Ejemplo:

Supóngase un material que tiene un 60% pasando por la malla No. 200, con un límite líquido de 35 y un índice de plasticidad de 15.

Entonces:

$$a = 60 - 35 = 25$$

$$b = 55 - 15 = 40$$

$$c = 0, \text{ ya que el límite líquido es menor de } 40.$$

$$d = 15 - 10 = 5$$

$$I = 0.2 \times 25 + 0 + 0.01 \times 40 \times 5 = 7$$

El índice de grupo se indicará entre paréntesis después del símbolo del grupo, como por ejemplo: A-6(7).

Las subrasantes pueden clasificarse en función del índice de grupo de la manera siguiente:

CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS	
Excelente	$I = 0$
Buena	I de 0 a 1
Regular	I de 2 a 4
Mala	I de 5 a 9
Muy mala	I de 10 a 20

A continuación se indican los materiales incluidos en los diversos grupos y subgrupos de la clasificación.

Materiales granulares

GRUPO A-1 El material clasificado en este grupo es una mezcla bien graduada de fragmentos de piedra o grava, arena gruesa, arena fina y un aglomerante no plástico o poco plástico.

Subgrupo A-1a En este subgrupo se clasifican aquellos materiales que están formados, principalmente, de fragmentos de piedra o grava con o sin un aglomerante fino bien graduado.

Subgrupo A-1b Se incluyen en este subgrupo aquellos materiales que están formados, principalmente, de arena gruesa con aglomerante bien graduado o sin él.

GRUPO A-2 En este grupo queda incluida una amplia gama de materiales granulares que forman un campo de transición entre los materiales clasificados como A-1 y los clasificados como A-3, así como los materiales limo-arcillosos de los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. Incluye a todos los materiales que contienen hasta un 35% pasando por la malla No. 200 que no pueden clasificarse como A-1 o A-3, por sobrepasar las limitaciones de dichos grupos debido a un exceso en la proporción de finos, en la plasticidad o en ambas cosas.

Subgrupos A-2-4 y A-2-5 Se incluyen en estos grupos diversos materiales granulares que contienen hasta un 35% de material pasando por la malla No. 200, y en los que la fracción que pasa por la malla No. 40 tiene las características de los grupos A-4 y A-5. Quedan incluidos los materiales como gravas y arenas gruesas, con una porción de limo o un índice de plasticidad mayor a la limitación del grupo A-1, y arenas finas que contienen limo no plástico en cantidad superior a las limitaciones del grupo A-3.

Subgrupos A-2-6 y A-2-7 Aquí se incluyen los materiales similares a los de los grupos A-2-4 y A-2-5, con la diferencia de que el material fino contiene arcilla plás-

tica que tiene las características de los grupos *A-6* y *A-7*. Los efectos combinados del aumento por encima de 10 del índice plástico y del aumento por encima de 15% de lo que pasa la malla No. 200, se refleja en los valores del índice de grupo desde 0 a 4.

GRUPO A-3 El material de este grupo es una arena fina de playa o de duna, carente de material fino arcilloso o limoso, o con una cantidad muy pequeña de limo no plástico. También quedan incluidas en este grupo las mezclas de arena fina mal graduada con pequeñas cantidades de arena gruesa y gravas de ríos.

Materiales limo-arcillosos

GRUPO A-4 A este grupo pertenecen los suelos limosos sin plasticidad o poco plásticos, que tienen más del 75% de sus partículas pasando por la malla No. 200. También incluye este grupo a mezclas de limo fino y hasta un 64% de arenas y gravas que carecen de la fracción que pasa por la malla No. 200. El índice de grupo varía de 1 a 8, notándose un aumento en el porcentaje de material grueso a medida que se reduce el índice de grupo.

GRUPO A-5 Los materiales de este grupo son similares a los del grupo *A-4*, pero con la diferencia de que los suelos del grupo *A-5* son, por lo general, del tipo diatomáceo o micáceo. Estos suelos pueden ser muy elásticos, según se refleja por lo alto de su límite líquido. Su índice de grupo varía de 1 a 12, indicando los valores crecientes, el efecto combinado de la disminución del porcentaje de material grueso y el aumento de su límite líquido.

GRUPO A-6 Corresponden a este grupo las arcillas plásticas que tienen 75% o más de material pasado por la malla No. 200. El grupo incluye también a las mezclas de suelo arcilloso fino con hasta 64% de gravas y arenas que carezcan de la fracción que pasa por la malla No. 200. Con la humedad estos suelos experimentan fuertes cambios de volumen. Su índice de grupo varía de 1 a 16, indicando los valores crecientes el efecto del aumento de su índice plástico y la disminución del porcentaje de material grueso.

GRUPO A-7 Los materiales de este grupo son similares a los del grupo *A-6*, excepto que tienen un límite líquido muy alto, como es característico de los suelos del grupo *A-5*. Los suelos del grupo *A-7* pueden ser elásticos y están sujetos a grandes cambios de volumen. Estos suelos tienen un índice de grupo que varía de 1 a 20, reflejándose el efecto combinado del aumento del límite líquido y del índice plástico y de la disminución del porcentaje de material grueso, en los valores crecientes del índice de grupo.

Subgrupo A-7-5 En este grupo se tiene a los materiales con un índice de plasticidad moderado en relación con el límite líquido, los cuales pueden ser muy elásticos y estar sujetos a grandes cambios de volumen.

Subgrupo A-7-6 Se incluyen en este grupo a los materiales que tienen un índice plástico alto con relación a su límite líquido y que están sujetos a extremadamente grandes cambios de volumen con los cambios de humedad.

PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS SUELOS (clasificación de la AASHTO)

CLASIFICACIÓN	COMPOSICIÓN DEL MATERIAL	PERMEABILIDAD	CAPILARIDAD	ELASTICIDAD	CAMBIOS DE VOLUMEN	PARA CAPA SUPERFICIAL	PARA BASE	PARA SUB-BASE	PARA TERRAPLENES IGUALES O MAYORES DE 15 METROS	PARA TERRAPLENES MENORES DE 15 METROS
A-1	Mezcla de grava, arena, limo y arcilla, en cantidades bien proporcionadas	Baja	Baja	Casi nula	Muy pequeños	Excelente	Bueno a excelente	Bueno a excelente	Bueno a excelente	Excelente
A-2	Mezclas mal proporcionadas, de grava, arena, limo y arcilla. Tiene limo o arcilla en exceso	Baja a mediana	Baja a mediana. A veces perjudicial	Casi nula	A veces perjudiciales, cuando son plásticos	Regular a bueno	Regular a excelente	Regular a bueno	Regular a bueno	Bueno
A-3	Arena, o mezcla de grava y arena, con poco o nada de material fino	Mediana a elevada	Baja	Casi nula	Muy pequeños	Malo a regular	Regular a excelente	Regular a bueno	Regular a bueno	Bueno
A-4	Material limoso sin grava ni arena gruesa. Contiene algo de arena fina y mediana. Su contenido de arcilla no es elevado	Baja a mediana	Muy elevada. Perjudicial	Baja	Regulares a grandes. Perjudiciales en época de heladas	Malo a pésimo	Malo a regular	Malo a regular	Malo a bueno	Malo a bueno
A-5	Material limoso semejante al A-4, pero con cierta cantidad de mica o diatomáceas que le da elasticidad	Baja	Regular a elevada. A veces perjudicial	Elevada. Perjudicial	Regulares a grandes. A veces perjudiciales cuando llueve	Pésimo	Malo	Malo	Pésimo	Malo a pésimo
A-6	Terreno arcilloso sin material grueso. Poca arena fina. Rico en materia coloidal	Prácticamente impermeable	Regular a elevada	Baja	Grandes. Pueden ser perjudiciales en época de lluvias	Malo a pésimo	Pésimo	Pésimo a regular	Malo a pésimo	Regular a malo
A-7	Terreno arcilloso semejante al A-6, pero no tan rico en materia coloidal. Presenta propiedades elásticas	Baja	Regular a elevada	Elevada. Perjudicial	Grandes. Pueden ser perjudiciales en época de lluvias	Malo a pésimo	Regular a pésimo	Regular a pésimo	Malo a pésimo	Malo a pésimo

Hidden page

Hidden page

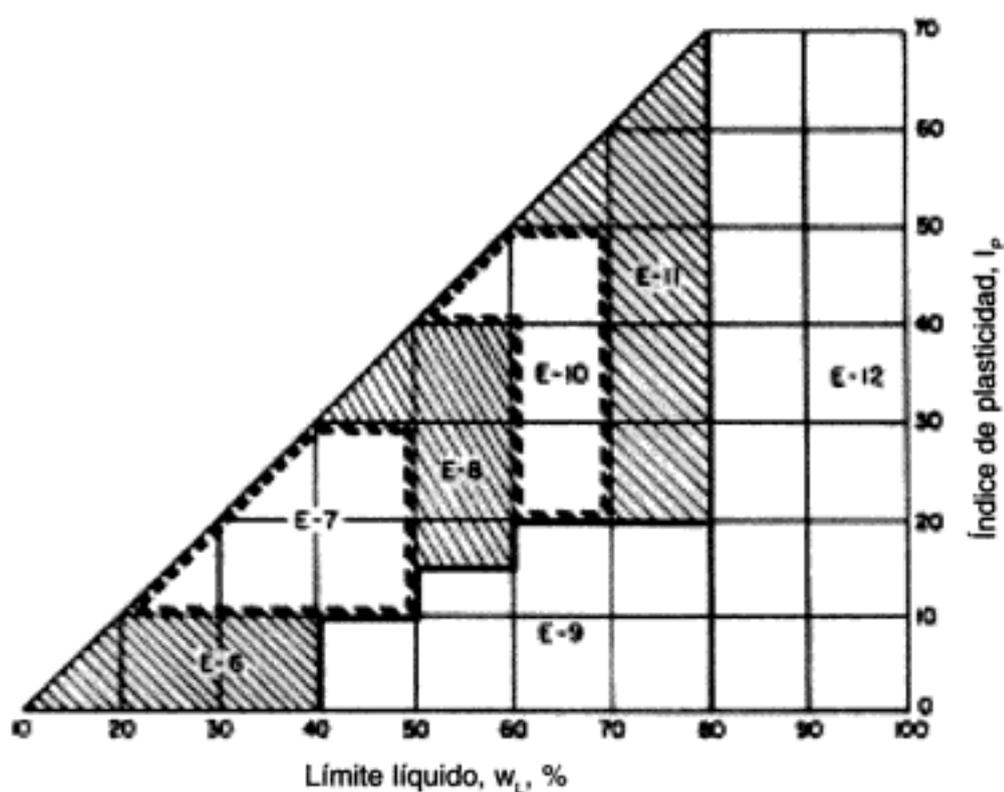
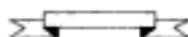


Diagrama del sistema de clasificación de suelos de la FAA para uso en la clasificación de suelos de grano fino con más de 45 por ciento que pasa por la malla No. 200.



Hidden page

Un libro de texto para la enseñanza no es creación única del autor sino un resumen de experiencias propias y ajenas en la tarea de transmitir conocimientos. No es una serie de teorías complicadas o especulaciones mentales, sino la explicación y análisis de principios ciertos comprobados mediante la experimentación. Un libro de texto no es únicamente para leerlo sino para utilizarlo como instrumento de trabajo. Un texto de enseñanza no es una compilación de ensayos sin bases didácticas, sino un trabajo responsable elaborado pacientemente y de conformidad con la psicología del aprendizaje. Creo que este trabajo puede considerarse como un libro de texto adecuado a las necesidades del ingeniero civil.

La mecánica de suelos es una disciplina de la ingeniería que tiene por objeto el estudio de una serie de métodos que conducen, directa o indirectamente, al conocimiento del suelo en los diferentes terrenos sobre los cuales se van a erigir estructuras de diversa índole. La enorme importancia de su conocimiento por el ingeniero moderno ha sido y es demostrada a diario con hechos por todos conocidos. El tratar de iniciar cualquier construcción sin llevar a cabo primero un estudio del suelo, es quizá uno de los mayores riesgos que pueden correrse en el campo de la ingeniería. Es imposible proyectar una cimentación adecuada para una estructura, sin conocer las características del suelo que se encuentra bajo ella, ya que, en definitiva, es dicho suelo el que soportará la carga.

ÁREA: INGENIERÍA CIVIL

ISBN 968-18-6489-1



9 789681 864897

e-mail: limusa@noriega.com.mx

www.noriega.com.mx

Copyrighted material