



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

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES. SCT
14, 15 y 16 DE JUNIO DE 1995
MERIDA, YUC.**

CURSO: MECANICA DE SUELOS

TEMA V

COMPACTACION DE SUELOS

T E M A

V

C O M P A C T A C I O N

D E S U E L O S

Apuntes elaborados en el Departamento de Geotecnia
de la DICTG, de la Facultad de Ingeniería, UNAM

COMPACTACION

CONTENIDO

TEMA	PAGINA
1. INTRODUCCION	1
2. PROCEDIMIENTOS PARA COMPACTAR	2
2.1 PROCESOS DE COMPACTACIÓN DE CAMPO -	2
2.2 OBJETIVOS DE LAS PRUEBAS DE COMPACTACIÓN	6
2.2 PROCEDIMIENTOS DE COMPACTACIÓN EN EL LABORATORIO	7
-	
3. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE SUELOS COMPACTADOS	14
3.1. SUELOS FINOS PLÁSTICOS	14
3.2. SUELOS GRUESOS	19
4. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE COMPACTACIÓN	20
4.1. POR PARTE DEL MATERIAL	20
4.2. POR PARTE DEL PROCEDIMIENTO DE PREPARACIÓN DEL MATERIAL	21
4.3. POR EL PROCEDIMIENTO DE COMPACTACIÓN	22
REFERENCIAS	24
TABLAS Y FIGURAS	25

COMPACTACION

I. INTRODUCCION

Se entiende por compactación de los suelos el mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas por medios mecánicos.

Tanto en la compactación como en la consolidación se da un proceso de reducción de vacíos; pero, mientras que en el proceso de consolidación esa reducción, debida a la aplicación de cargas estáticas, es relativamente lenta, en el proceso de compactación la reducción de vacíos, debida a la aplicación de cargas estáticas o dinámicas, es más o menos rápida.

La compactación puede obedecer a muchos objetivos; el principal de ellos es obtener un suelo de tal manera estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra. Las propiedades requeridas pueden variar de caso a caso, pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación esfuerzo-deformación figuran entre aquellas cuyo mejoramiento se busca siempre; es menos frecuente, pero a veces no menos importante, que también se compacte para obtener unas características idóneas de permeabilidad y flexibilidad. Finalmente, como consecuencia de un proceso de compactación, suele favorecerse mucho la permanencia de la estructura térrea ante la acción de los agentes erosivos. Debe garantizarse que se mantengan las propiedades mejoradas, durante toda la vida útil de la obra.

Ciertas experiencias, realizadas en los primeros años de la aplicación de las técnicas modernas de compactación, indicaron que existe una correlación entre el peso volumétrico seco y la o las propiedades del material que se quiere mejorar. Sin embargo esa correlación no es tan simple y segura como se pensaba, por lo que el aumento de peso volumétrico es meramente un medio, pero no un fin en sí mismo.

R.R. Proctor a principios de los años treintas realizó la construcción de presas para el Departamento Hidráulico de los Angeles, California, en donde desarrolló los principios de la compactación y los publicó en una serie de artículos en la revista "Engineering News-Record". En su honor las pruebas comunes de compactación se denominan comúnmente pruebas Proctor de compactación. Él estableció que la compactación básicamente es función de cuatro variables: 1) Peso específico seco, γ_d , 2) Contenido de agua, $w\%$, 3) Energía específica, y 4) Tipo y características del suelo (graduación, presencia de minerales de arcilla, etc.).

El proceso de compactación puede ser ilustrarse mejor considerando la prueba común de compactación o prueba Proctor. Se hacen varios ensayos a una muestra del mismo suelo que se este compactando de acuerdo a las especificaciones para la prueba Proctor estándar, dadas más adelante, pero variando el contenido de agua del material. Para cada contenido de agua se obtiene su respectivo peso específico seco. Cuando quedan determinados los pesos específicos secos para cada ensaye se

grafican contra los contenidos de agua, con lo que se obtiene una curva llamada curva de compactación. La figura 1 muestra una forma típica de esta curva (curva A). Se puede notar que la curva de compactación, aun con contenidos altos de agua, nunca alcanza la curva para 100% de saturación (llamada curva de saturación). El punto máximo de la curva es el que corresponde al peso específico seco máximo (γ_{dmax}) para la prueba; su correspondiente contenido de agua es conocido como "contenido de agua óptimo". La curva B es la curva de compactación obtenida con la prueba Proctor modificada, que utiliza una mayor energía de compactación. El caso es que, incrementando la energía de compactación, el peso específico seco máximo tiende a incrementarse, como es de esperarse, pero disminuye el contenido óptimo de agua. La curva dibujada a través de los puntos pico de varias curvas de compactación para diferentes energías específicas se denomina "línea de óptimos", la cual es paralela a la curva de saturación.

La figura 2 muestra algunas curvas típicas de compactación para diferentes tipos de suelo, obtenidas con la prueba Proctor estándar.

=

II. PROCEDIMIENTOS PARA COMPACTAR

II.1 PROCESOS DE COMPACTACIÓN DE CAMPO

La energía que se requiere para compactar los suelos en el campo se puede aplicar mediante cualquiera de las cuatro formas que enseguida se enumeran, las que se diferencian por la naturaleza de los esfuerzos aplicados y por la duración de los mismos. Estas formas son:

- a) Por presión
- b) Por impacto
- c) Por amasado
- d) Por vibración

II.1.1 COMPACTADORES POR PRESIÓN

RODILLOS LISOS METÁLICOS

Cuando estos equipos inician la compactación de una capa el área de contacto es más o menos ancha y se forma un bulbo de presión de una cierta profundidad. Conforme avanza la compactación el ancho del área de contacto se reduce, y por lo tanto también se reduce la profundidad del bulbo de presión y aumentan los esfuerzos de compresión en la cercanía de la superficie. Estos esfuerzos son con frecuencia suficientes para triturar los agregados en materiales granulares, e invariablemente causan la formación de una costra en la superficie de la capa, lo que se conoce como encarpetamiento. El efecto de la compactación de los rodillos lisos se reduce considerablemente a medida que se profundiza en la capa compactada, y el efecto de la compactación se produce de arriba hacia abajo.

Los rodillos lisos tienen su campo de aplicación circunscrito a los materiales que no requieren concentraciones elevadas de presión, por no formar grumos o no requerir disgregado; por lo general son arenas y

gravas relativamente limpias. Cuando se utiliza sólo el rodillo liso en arcillas y limos plásticos es común que al cabo de un cierto número de pasadas lleguen a presentarse fracturas en la parte superior de la capa, debido a la rigidez que esta zona adquiere por excesiva compactación, en comparación con el lecho inferior de la misma capa, menos compactado, que adquiere una resistencia relativamente baja.

RODILLOS NEUMÁTICOS

La acción compactadora del rodillo neumático tiene lugar fundamentalmente por la presión que transmite a la capa de suelo tendida. Sus bulbos de presión son semejantes a los de los rodillos metálicos, pero el área de contacto permanece constante por lo que no se produce el efecto de reducción del bulbo. Estos rodillos producen un cierto efecto de amasado, que causa al suelo grandes deformaciones angulares por las irregularidades (dibujo) de las llantas; este efecto es mucho menor que el amasado que se consigue con los rodillos pata de cabra.

La superficie de contacto de la llanta depende del peso del rodillo y de la presión de inflado; su forma es más o menos elíptica. La presión que se transmite no es rigurosamente uniforme en toda el área de aplicación, pero para simplificar suele hablarse de una presión media de contacto. Para lograr una aplicación más o menos uniforme de la presión a una cierta profundidad bajo la superficie es preciso que las llantas delanteras y traseras del equipo tengan huellas que se superpongan ligeramente; es usual buscar una disposición tal que deje a ambos lados $2/3$ de huella libre entre las superposiciones. Podría pensarse que la eficacia compactadora crece de manera indiscriminada con la presión de inflado, pero esto no es del todo cierto, pues si la presión no es demasiado grande, ambos lados de la huella se producen concentraciones que hacen aparecer presiones horizontales adicionales que ayudan al asentamiento de las partículas de suelo y a su mezclado. El acabado superficial de las capas compactadas con rodillos neumáticos suele tener una rugosidad suficiente para garantizar una buena liga con la capa superior.

Los rodillos neumáticos se usan principalmente en los suelos arenosos con finos poco plásticos, en los que no existen grumos cuya disgregación requiera grandes concentraciones de presión, como las que producen los rodillos pata de cabra. En limos poco plásticos también son eficientes los rodillos neumáticos.

II.1.2. COMPACTADORES POR IMPACTO

RODILLO DE IMPACTO (TAMPER)

Estos equipos son semejantes en muchos aspectos a los rodillos pata de cabra, pero capaces de operar a velocidades mucho mayores que estos últimos, lo que produce un efecto de impacto sobre la capa de suelo que se compacta. Este es un rodillo metálico en el que se han fijado unas salientes en forma aproximada de una pirámide rectangular truncada.

Estas pirámides no son de la misma altura pues hay unas más altas que otras. Estas salientes han sido diseñadas de tal manera que el área de contacto se incrementa con la penetración, ajustándose automáticamente a la presión a la resistencia del suelo compactado. El diseño contempla también una fácil entrada y salida a la capa, lo que disminuye la resistencia al rodamiento. Estos rodillos han probado ser muy eficientes y eliminan la posibilidad de estratificación en los terraplenes, esto es de importancia en corazones impermeables de presas.

El rodillo de impacto es uno de los más versátiles equipos de compactación. Este equipo tiene su mejor rendimiento en suelos finos con abundante contenido de grava y guijarros o en suelos finos residuales que contengan fragmentos de roca parcialmente intemperizados.

PISONES

El empleo de estos equipos está restringido a áreas pequeñas.

Los pisones pueden ir desde los de tipo más elemental, de caída libre y accionados a mano, hasta aparatos bastante más complicados movidos por compresión neumática o por combustión interna.

Los pisones de caída libre pueden ser desde simples mazas unidas a un mango y accionadas por una persona, hasta mazas de 2 ó 3 toneladas que se izan con cables y se dejan caer desde uno o dos metros de altura. Estos modelos pesados, accionados por una máquina apropiada, se han usado con éxito en la compactación de grandes fragmentos de roca.

Los pisones neumáticos o de explosión se levantan del suelo por la reacción que ellos mismos generan al funcionar contra el propio suelo, lo que basta para elevarlos 15 ó 20 cm. Se les considera apropiados para compactar suelos finos.

II.1.3. COMPACTADORES POR AMASADO

RODILLOS PATA DE CABRA

Estos compactadores concentran su peso sobre el área de contacto de un conjunto de puntas de forma variada, que penetran al suelo, ejerciendo presiones estáticas muy grandes en los puntos en que estas protuberancias ejercen su acción. Conforme se van dando pasadas y el material se va compactando, las patas profundizan cada vez menos en el suelo, y llega un momento en que ya no se produce ninguna compactación adicional; en una cierta profundidad pequeña, la superficie queda siempre distorsionada, pero se compacta bajo la siguiente capa que se tienda.

La presión que ejerce el rodillo pata de cabra al pasar con sus vástagos sobre el suelo no es uniforme en el tiempo; los vástagos penetran ejerciendo presiones crecientes, las cuales llegan a un máximo en el instante en que el vástago está vertical y en su máxima

penetración; a partir de ese momento la presión disminuye hasta que el vástago sale. Además, la acción del rodillo es tal que hace progresar la compactación de la capa de suelo de abajo hacia arriba; en las primeras pasadas las protuberancias y una parte del tambor mismo penetran en el suelo, lo que permite que la mayor presión se ejerza en el lecho inferior de la capa por compactar; para que esto ocurra el espesor de la capa no debe ser mucho mayor que la longitud del vástago. A esta peculiar manera de compactar se le denomina acción de "amasado".

Al aumentar el número de pasadas del equipo la parte inferior de la capa va adquiriendo mayor resistencia, lo que impide la penetración del rodillo y de sus vástagos, que así van compactando el suelo suprayacente. El proceso puede llegar a un límite en el que el rodillo "camina" sobre el suelo y transmite todo su peso a través de los vástagos, pero sin que haya contacto entre el tambor y el suelo propiamente dicho. El rodillo pata de cabra produce dos efectos muy deseables en los terraplenes de suelos finos compactados, que son una distribución uniforme de la energía de compactación en cada capa y una buena liga entre capas sucesivas.

Los rodillos pata de cabra rinden sus mejores resultados en suelos finos. La concentración de presión que producen los vástagos se ha revelado muy útil para la rotura y disgregación de los grumos que se forman en las arcillas homogéneas por la acción de fuerzas de naturaleza capilar entre sus partículas. En suelos finos no homogéneos, con diferentes rangos de tamaños, la acción de las patas de cabra también es muy benéfica para romper y disgregar las diferentes partículas y para unir entre sí las distintas capas de material compactado, pues al quedar distorsionada la superficie de cada capa, se compacta junto con la siguiente, lo que elimina la tendencia a la laminación. En arcillas blandas francas, además de que tiene la posibilidad de eliminar grumos, el rodillo pata de cabra resulta muy conveniente por la acción de amasado ya descrita. En épocas recientes incluso se ha combinado la acción de los rodillos pata de cabra con la vibración, para incrementar la concentración de fuerzas sobre áreas pequeñas y favorecer el poder rompedor y mezclador de estos equipos.

Se han desarrollado dos tipos de compactadores que pueden considerarse como variantes del rodillo pata de cabra tradicional: el rodillo de rejillas y el segmentado.

RODILLO DE REJILLAS

La superficie del cilindro del equipo la constituye una parrilla o malla fabricada con barras de acero, que forman una cuadrícula.

El rodillo de rejillas se ha venido utilizando con éxito en materiales que requieren disgregación, pero en realidad ha dado resultado en una gran variedad de suelos, incluyendo arcillas homogéneas o mezclas de arenas, limos y arcillas, con abundancia de finos. Suelen lastrarse con bloques de concreto o arena húmeda para elevar su presión de contacto.

RODILLO SEGMENTADO

Cada cilindro del equipo suele estar formado por tres ruedas adosadas, de aro interrumpido, lo cual forma la segmentación que da su nombre al equipo.

El rodillo segmentado se ha utilizado sobre todo con materiales que requieren disgregación, pero su uso se ha extendido a varios tipos de suelos, incluso las arcillas no muy plásticas.

II.1.4. COMPACTADORES POR VIBRACIÓN

RODILLOS VIBRATORIOS

Estos rodillos funcionan disminuyendo temporalmente la fricción interna del suelo. La vibración provoca un reacomodo de las partículas que da por resultado un incremento del peso volumétrico del suelo.

Estos rodillos pueden producir un gran trabajo de compactación en relación a su peso estático ya que la principal fuente de trabajo es la fuerza dinámica de compactación.

Como la resistencia de los suelos plásticos depende de la cohesión, la eficiencia de estos rodillos está casi limitada a suelos granulares.

Buscando extender ventajas a suelos cohesivos se han desarrollado rodillos pata de cabra vibratorios, en los que la fuerza y la amplitud de vibración se han aumentado, y se ha disminuido la frecuencia. Con el mismo objeto se han acoplado dos rodillos vibratorios, "fuera de fase", a un marco rígido para obtener efecto de amasamiento.

II.2 OBJETIVOS DE LAS PRUEBAS DE COMPACTACIÓN

Los procesos de compactación de campo son en general demasiado lentos y costosos como para reproducirlos a voluntad, cada vez que se desee estudiar cualesquiera de sus detalles; no proporcionan un modo práctico de disponer de una herramienta de análisis, estudio e investigación, tal como lo requiere el problema de la compactación de suelos, con sus muchas complicaciones y complejidades. Así, la tendencia a desarrollar pruebas de laboratorio que reproduzcan fácil y económicamente aquellos procesos debió de ser obvia para cualquiera que se interesara (e interese) en racionalizar las técnicas de campo y en conocer más un proceso tan difícil e importante.

Las mismas razones inducen a las pruebas de laboratorio a ser base de estudios para proyecto y fuente de información para planear un adecuado tren de trabajo de campo.

Actualmente se hacen dos usos principales de las pruebas de compactación de laboratorio. En el primero, se compactan los suelos para obtener datos para proyecto de estructuras de tierra; esta información

se refiere a resistencia, deformabilidad, permeabilidad, susceptibilidad al agrietamiento, etc. El segundo uso que se hace de las pruebas de compactación es con fines de control de calidad; en este caso, la prueba funciona fundamentalmente como un índice comparativo del peso volumétrico de laboratorio y de campo.

II.3. PROCEDIMIENTOS DE COMPACTACIÓN EN EL LABORATORIO

Las pruebas de compactación que se realizan en el laboratorio pueden agruparse en alguno de los siguientes casos:

- a) Pruebas estáticas
- b) Pruebas dinámicas
- c) Pruebas por amasado
- d) Pruebas por vibración

II.3.1 PRUEBAS ESTÁTICAS

PRUEBA PORTER

En esta prueba se compacta al suelo colocándolo dentro de un molde cilíndrico de 15.24 cm (6") de diámetro; el suelo se dispone en tres capas acomodándolo con 25 golpes de una varilla con punta de bala, lo que no significa una compactación intensa, pues la varilla es ligera y la altura de caída es la mínima utilizable por el operador para una manipulación cómoda. La compactación propiamente dicha se logra al aplicar al conjunto de las tres capas una presión de 140.6 Kg/cm^2 , la cual se mantiene durante un minuto.

PRUEBA PORTER SOP

Este método de prueba sirve para determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima en suelos con partículas gruesas que se emplean en la construcción de terracerías; también se puede efectuar en arenas y en materiales finos cuyo índice plástico sea menor de seis. El método consiste en preparar especímenes con material que pasa la malla de 25.4 mm (1"), a los que se agregan diferentes cantidades de agua y se compactan con carga estática. Una vez preparado el material, el procedimiento de prueba es como sigue:

- 1) Colóquese el material preparado dentro del molde en tres capas; con la punta de la varilla metálica de 1.9 cm (3/4") de diámetro y 30 cm de longitud, désele a cada una de las capas 25 golpes, uniformemente distribuidos.
- 2) Al terminar la colocación de la última capa, tómese el molde que contiene el material, colóquese en la máquina de compresión y compactese el material aplicando lentamente carga uniforme, de manera que se alcance en un lapso de 5 minutos la presión de 140.6 kg/cm^2 .

equivalente a una carga de 26.5 toneladas, aproximadamente; manténgase esa carga durante un minuto y hágase la descarga en el siguiente minuto. Al llegar a la carga máxima revísese la base del molde; si está ligeramente humedecida, el material ha alcanzado la humedad óptima de compactación y su peso volumétrico seco máximo.

- 3) Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad con que se preparó la muestra es inferior a la óptima; por lo tanto prepárese otra fracción representativa del material y adiciónesele una cantidad de agua igual a la del espécimen anterior más 80 cm³.
- 4) Repítanse los pasos 1 y 2 en este material ya preparado. Prepárense los especímenes que sean necesarios siguiendo los mismos pasos anteriores, hasta lograr que en uno de ellos se inicie el humedecimiento de la base del molde con la carga máxima.
- 5) Si antes de llegar a la carga máxima se humedece la base del molde por haberse iniciado la expulsión de agua, la humedad con que se preparó la muestra es superior a la óptima. En este caso procédase como en el párrafo 3, pero en vez de adicionar 80 cm³ se reduce esa cantidad en cada una de las nuevas fracciones representativas del material, hasta lograr que en una de ellas se inicie el humedecimiento de la base del molde con la carga máxima.
- 6) Al terminar la compactación del espécimen preparado con la humedad óptima, quítase el molde de la máquina de compresión y determínese la altura (h_e), restando la altura total del molde la altura entre la cara superior del espécimen y el borde superior del molde; registre este valor en cm, con aproximación de un decimo de milímetro.
- 7) Pésese el molde de compactación que contenga el espécimen compactado y anótese dicho peso, en kilogramos, con aproximación de un gramo.
- 8) Sáquese el espécimen del cilindro, córtese longitudinalmente y de la parte central obténgase una muestra representativa y efectúese en la muestra la determinación del contenido de agua, anotando su valor.

II.3.2. PRUEBAS DINÁMICAS

PRUEBA DE COMPACTACIÓN POR IMPACTO TIPO PROCTOR. PRUEBA PROCTOR (AASHO) ESTÁNDAR

Con esta prueba se determina la relación entre el peso volumétrico y el contenido de agua de los suelos. Existen 4 alternativas de prueba:

- Método A. Molde de 4", suelo que pasa la malla # 4, E =
- Método B. Molde de 6", suelo que pasa la malla # 4, E =
- Método C. Molde de 4", suelo que pasa la malla de 3/4", E =
- Método D. Molde de 4", suelo que pasa la malla de 3/4", E =

Preparación de la muestra

- 1) Identificar el material.
- 2) Para esta prueba se requiere una muestra representativa de suelo, debidamente cuarteada, con peso comprendido entre 2.5 y 3.0 Kg para cada fracción de suelo que se necesite para el ensaye. Se seca al aire lo necesario para facilitar su disgregación.
- 3) Disgregar grumos con la mano de mortero cubierta de hule cuidando de no romper granos individuales.
- 4) A la muestra disgregada se la criba por la malla número 4.
- 5) Obtener contenido de agua.
- 6) Como la curva peso volumétrico seco-contenido de agua debe definirse entre 6 u 8 puntos (la mitad de ellos abajo del contenido óptimo de agua y la otra mitad arriba), prepárense las mismas porciones de suelo en recipientes con el contenido de agua deseado y déjense en reposo por lo menos 24 horas, con tapa hermética; esto facilita una buena mezcla del agua y los finos. Si la plasticidad es alta deberá almacenarse el material por lo menos dos días. Las porciones de suelo deberán diferir en su contenido de agua de un espécimen a otro en dos puntos de porcentaje aproximadamente. Utilícese agua de buena calidad y mezclese al suelo con atomizador.
- 7) Pésese el molde proctor con la placa-base adosada.
- 8) Colóquese el collarín de extensión sobre el molde.

Procedimiento de prueba

Se detallará el método A:

- 1) Selecciónese una de las muestras representativas de 3 kg.
- 2) Dividase la muestra en el número de porciones que se requiera, según las capas que vallan a disponerse en el molde de 10.16 cm (4") de diámetro; en el caso presente serán 3 capas. El molde tendrá instalada su extensión y deberá llegarse a un espesor total compactado de 13 cm. Compáctese cada capa con 25 golpes del pisón (5.08 cm de diámetro y 2.49 kg de peso) distribuyéndolos uniformemente y con altura de caída de 30.48 cm (12"). Durante la operación el molde deberá apoyarse en una base rígida. Después de la compactación, remuévase la extensión del molde y enrásese el suelo compactado, utilizando la regla metálica. Pésese el conjunto y réstese la tasa del molde, para tener el peso húmedo del material. Dividase entre el volumen del molde, para obtener el peso volumetrico de la masa de suelo (γ_m).

- 3) Retírese el material del molde, sin desmoronarlo y divídase el espécimen en dos porciones, según un plano vertical por el centro de la sección transversal. Tómese una muestra representativa de una de las caras del corte y determinese el contenido de agua del suelo.
- 4) Continúense las determinaciones con las otras porciones de material con diferentes contenidos de agua, de preferencia en orden creciente, hasta que no cambie o disminuya el peso volumétrico húmedo del suelo.

PRUEBA DE COMPACTACIÓN PROCTOR (SARH)

- 1) De la muestra ya preparada y que ha pasado por la malla # 4, se toman aproximadamente 2.5 kg, se ponen en la charola y se dejan secar al aire en caso de que este muy húmeda.
- 2) Se revuelve perfectamente el material, tratando de que el agua agregada se distribuya uniformemente.
- 3) Usando el cucharón se vacía en el Cilindro Proctor, previamente armado con su extensión, material suficiente para obtener una capa floja de unos 8 cm de espesor.
- 4) Esta capa se compacta mediante 20 golpes de pisón (de 5 cm de diámetro y 2.75 kg de peso), procurando repartirlos en toda su superficie y usando la guía metálica (de 48 cm de longitud) para que la altura de caída sea la misma. Los golpes del pisón se dan levantando éste hasta el nivel superior de la guía y dejándolo caer libremente.
- 5) Se vuelve a vaciar material en el cilindro para tener una segunda capa que, agregada a la primera, dé una altura total de unos 11 o 12 cm, compactándola del mismo modo que la primera.
- 6) En idéntica forma, se procede con la tercera capa, procurando que una vez compactado el material, la superficie esté 1 ó 2 cm arriba del ensamble en la extensión.
- 7) Al terminar la compactación de las tres capas, con una espátula de cuchillo se recorre el perímetro exterior de la extensión para despegar el material y se quita cuidadosamente la extensión, enrasando la muestra al nivel superior del cilindro y rebanado el material sobrante con un enrasador.
- 8) Se limpia exteriormente el cilindro y se pesa con la muestra compactada en el platillo de la báscula, aproximando la lectura hasta los 5 g. El peso obtenido se anota en el registro de cálculo.
- 9) En una cápsula de porcelana o vidrio refractario, previamente numerado y tarado, se toma una porción de la muestra compactada, aproximadamente 100 g, y se pesa al 0.1 de gramo en la balanza, anotando el valor.
- 10) Se desarma el cilindro Proctor con objeto de extraer fácilmente el material.

- 11) Para poder definir las condiciones óptimas del material, es necesario efectuar cuatro o cinco veces los pasos anteriores, incrementando en cada ensayo el contenido de agua.
- 12) Todas las cápsulas que contienen la muestra húmeda de cada ensayo, se colocan dentro de un horno a 110°C . Durante 18 horas como mínimo. Transcurrido ese lapso, se retiran del horno, dejándolas enfriar dentro de un desecador y se pesan, registrando el valor correspondiente.

II.3.3. PRUEBAS DE COMPACTACIÓN POR AMASADO

PRUEBA DE COMPACTACIÓN POR AMASADO HARVARD MINIATURA

Con este método de prueba se determina el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima en suelos finos plásticos, con partículas menores de 2 mm.

Preparación de la muestra

- 1) Identificar el material.
- 2) Para esta prueba se requiere una muestra representativa de suelo, debidamente cuarteada, con peso comprendido entre 1 y 1.5 kg. Se seca al aire lo necesario para facilitar su disgregación.
- 3) Disgregar grumos.
- 4) A la muestra disgregada manualmente se la criba por la malla número 10.
- 5) Obtener contenido de agua.
- 6) Como la curva peso volumétrico seco-contenido de agua debe definirse entre 6 u 8 puntos (la mitad de ellos abajo del contenido óptimo de agua y la otra mitad arriba), prepárense las mismas porciones de suelo en recipientes con el contenido de agua deseado y déjense en reposo por lo menos 24 horas; esto facilita una buena mezcla del agua y los finos. Las porciones de suelo deberán diferir en su contenido de agua de un espécimen a otro en dos puntos de porcentaje aproximadamente. Utilícese agua de buena calidad y mezclese al suelo con atomizador.

Procedimiento de prueba

- 1) Con el molde ajustado a su base y provisto de su extensión, colóquese en él la cantidad que se requiera de suelo en estado suelto. La colocación del suelo dentro del molde deberá hacerse en el número de

capas que se necesite (por lo común cinco); nivélese cada capa presionándola ligeramente con un pisón de hule.

- 1) Después de ajustar apropiadamente el resorte del pisón, insértese en el émbolo del pisón y presiónese hasta que el resorte se comprima hasta su tope. Quitese la presión, cámbiese ligeramente de posición el émbolo y repitase la operación, repartiendo así la presión aplicada de manera uniforme en la superficie de cada capa, hasta completar el número de aplicaciones necesarias.
- 3) Repitase este procedimiento para cada capa; procúrese que la capa superior sobresalga del molde por lo menos 1 cm (entrando en la extensión metálica del mismo).
- 5) Trasládese del conjunto del molde al aditamento para retirar la extensión; presiónese firmemente el émbolo del propio aparato y, a la vez, accionando el mecanismo extractor, suéltese el collar metálico del molde y del suelo compactado.
- 6) Quitese el molde de su base y enrásese con cuidado su borde superior con una regla metálica. Verifíquese también con la regla el enrasamiento del borde inferior del molde.
- 7) Pésese el molde que contiene al suelo compactado, con aproximación de 0.1 g.
- 8) Extraíga-se la muestra del molde utilizando el extractor y colóquesela en un recipiente apropiado para introducirla al horno y determinar su contenido de agua.
- 9) Compáctense otros especímenes con contenidos de agua crecientes, hasta que el peso húmedo de la muestra valla creciendo, hecho que señala que se ha sobrepasado el contenido de agua óptimo.
- 10) Calcúlese el peso volumétrico seco correspondiente a cada contenido de agua, mediante la fórmula

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega}$$

y dibújese la curva de compactación para obtener el peso volumétrico máximo y el contenido óptimo de agua.

- 11) Si se desea, cámbiese el procedimiento de compactación variando el número de aplicaciones del pisón por capa, la presión por capa o el número de capas.

PRUEBA DE HVEEM, DE COMPACTACIÓN POR AMASADO

Esta prueba tiene por objeto representar en el laboratorio las condiciones de amasado que producen los equipos de compactación de campo.

Procedimiento

- 1) En los siguientes incisos se describe el procedimiento normal de fabricación del espécimen para suelos y agregados con finos que posean suficiente cohesión natural para mantener a los especímenes intactos durante los procesos de prueba. Los materiales sin cohesión, tales como agregados para bases, requieren del uso de canastillas de papel como ayuda para poder manejarlos sin que sufran alteraciones.
- 2) Colóquese el molde en el collarín con mango, que tiene un disco de hule de 10.00 cm (3-15/16") de diámetro y 0.32 cm (1/8") de espesor, pegado a la placa. Ajústese el molde para dejar un espaciamiento de 0.32 cm (1/8") entre el borde inferior del molde y la base del molde con mango. Sujétese así. Colóquese un disco de cartulina de 10 cm (3-15/16") dentro del molde, sobre el disco de hule. Póngase en su lugar la extensión con embudo y el molde sobre la placa giratoria del compactador y atornillese.
- 3) Colóquese una muestra bien mezclada en el alimentador, con el material suelto y bien distribuido a lo largo de toda su extensión.
- 4) Echese a andar el compactador y ajústese la presión del aire del compactador a 1.05 Kg/cm^2 (15 lb/in^2), lo cual equivale a una presión en el pisón de aproximadamente 16.85 Kg/cm^2 (240 lb/in^2). Espérese hasta que el pisón alcance su posición más baja antes de colocar al material en el molde.
- 5) Con una espátula váyase depositando el material del alimentador en el molde de manera que se cubra su fondo; el resto de la muestra se vaciará en 20 partes iguales, una en cada aplicación del pisón; después proporciónense 10 aplicaciones más para asentar y nivelar todo el material. Levántese y límpiase el pisón y colóquese un disco de hule de 10 cm de diámetro en la parte superior del espécimen. Si durante todas las operaciones anteriores la presión de 1.05 kg/cm^2 resultó excesiva y produjo levantamiento del material al rededor del pisón, podrá bajarse dicha presión.
- 6) Aflójese el molde dentro del collarín con mango, manipulando los tornillos, bájese el pisón e increméntese la presión del aire hasta obtener una presión en el pisón de 24.6 kg/cm^2 (350 lb/in^2), lo que normalmente se logra con una lectura de 1.48 kg/cm^2 (21 lb/in^2) en el manómetro que mide la presión del aire.
- 7) Las arcillas pueden requerir presiones de compactación menores, pues en ellas el pisón penetra con facilidad; en estos casos la penetración del pisón deberá ser el factor que se observe; se debe buscar que no sea mayor que 0.64 cm (1/4").
- 8) Aplíquese 100 veces el pisón al espécimen.
- 9) Si antes de las 100 aplicaciones aparece agua libre en la base del molde, deténgase el proceso de inmediato y anótese el número de aplicaciones.

III. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE SUELOS COMPACTADOS

III.1. SUELOS FINOS PLÁSTICOS

III.1.1. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO MECÁNICO

ESTRUCTURA DEL SUELO, CAMPO VS LABORATORIO

La estructura y las propiedades ingenieriles en el material compactado dependen grandemente del metodo o tipo de compactación, de la energia aplicada del tipo de suelo y del contenido de agua. Por ejemplo, en el caso de las arcillas las investigaciones han demostrado que cuando estas son compactadas con contenidos de agua abajo del óptimo, la estructura de los suelos es esencialmente independiente de la forma y del tipo de compactación. A la humedad óptima, sin embargo, el tipo de compactación tiene un efecto significativo en la estructura, resistencia, compresibilidad, etcétera, del suelo. La estructura del suelo se vuelve incrementadamente dispersa si se va aumentando el contenido de agua. En la rama izquierda de la curva de compactación los suelos son siempre floculentos, mientras que en la rama derecha la estructura del suelo se vuelve más orientada o dispersa. En la figura 4, por ejemplo, la estructura en el punto C es más orientada que en el punto A (en donde el suelo tiene una estructura floculenta, grumosa, o en castillo de naipes). Ahora si se incrementa la energia de compactación el suelo tiende a ser más orientado, aún con contenidos de agua abajo del óptimo. Si nos referimos nuevamente a la figura 4, la estructura en el punto E es más orientada que en el punto A; Del lado derecho, la estructura del suelo en el punto D será algo más orientada que en el punto C, aunque el efecto es menos significativo que en el lado izquierdo.

La diferencia de propiedades que el suelo pueda tener con los diversos métodos de compactación que se utilizan, considerando un mismo nivel de energia, al compararlos, se espera que se deban únicamente a una diferencia en las estructuras, la cual seria atribuible sólo a diferencias en la magnitud de las deformaciones angulares inducidas por el método de compactación. En el laboratorio, a mismo peso volumétrico y mismo contenido de agua, el máximo grado de orientación se logra por amasado y el mínimo por compactación estática.

A estructuras muy diferentes en el suelo corresponden propiedades fundamentales también muy diferentes. Por otro lado, casi todos los procesos de compactación de campo más usados, excluyendo la vibración, incluyen en mayor o menor grado efectos de amasado, en tanto que la compactación estática del laboratorio no puede considerarse representativa de ningún método actual de campo y, por ende, el uso de una prueba estática de laboratorio para estudios de suelos con fines de proyectar una estructura de tierra deberá cuestionarse seriamente. En el campo, el rodillo pata de cabra produce mayor orientación de partículas que el neumático.

SOLICITACIONES EN EL MATERIAL COMPACTADO

Al aumentar la energía de compactación, el aumento del peso volumétrico será tanto mayor cuanto menor sea el contenido de agua del suelo; cualquier incremento de energía que se aplica a un suelo con contenido de agua superior al óptimo se utiliza en producir deformación angular, pero no reducción de volumen; esto se debe a que un suelo con contenido de agua alto es más deformable y tiene bajo contenido de aire y por tanto, fase fluida menos compresible.

PREPARACIÓN DEL SUELO

Como se detallará mas adelante, el reuso y el logro de una homogénea distribución del contenido de agua influyen en la compactación y, por ende, en el comportamiento mecánico de los suelos compactados.

III.1.2. PERMEABILIDAD

La permeabilidad de un suelo compactado depende de su relación de vacíos, de su estructura y de su grado de saturación. La permeabilidad puede relacionarse con el cuadrado de la relación de vacíos del suelo.

Para una misma energía, la permeabilidad de un suelo compactado disminuye al aumentar el contenido de agua y alcanza un mínimo próximo al contenido de agua óptimo; si incrementamos la energía utilizada el coeficiente de permeabilidad disminuye porque baja la relación de vacíos del suelo (incrementándose con ello el peso específico seco). El cambio en la permeabilidad, modificando el contenido de agua, se ilustra en la figura 5, donde puede observarse que la permeabilidad tiene un orden de magnitud más alto para contenidos de agua abajo del óptimo, que para contenidos arriba del óptimo.

La estructuración es el factor que más afecta a la permeabilidad de un suelo compactado. A mayor contenido de agua y mayor distorsión producida por la compactación (a lo que corresponde mayor orientación en las partículas) se obtiene menor permeabilidad y las diferencias por este efecto son muy importantes.

La figura 6 muestra las diferencias de permeabilidad que se obtuvieron para un mismo suelo que se compactó en el campo con rodillo pata de cabra y en el laboratorio con un compactador de amasado, llegando siempre al mismo peso volumétrico seco con el mismo contenido de agua.

III.1.3. COMPRESIBILIDAD Y EXPANSIÓN

Cuando un suelo arcilloso cambia de volumen existen dos componentes de deformación a nivel estructural. En primer lugar, la correspondiente a variaciones de las distancias entre las partículas con grado de orientación constante, y en segundo la que ocurre por reducciones de las distancias medias de las partículas, sin que cambie su distancia mínima por aumento de grado de orientación.

Si se compactan dos muestras de un suelo arcilloso con los mismos métodos y energías de compactación y al mismo peso volumétrico seco, pero empleando en un caso una humedad menor que la óptima y en el otro mayor, se obtiene un comportamiento en procesos de carga como la que se muestra en la figura 8.

En primer lugar, la muestra que se compactó en el lado húmedo (muestra 2) exhibe una curva de compresibilidad con la forma típica regular que corresponde al tipo de suelo de la prueba (arcilloso), en tanto que la muestra 1, compactada del lado seco, presenta una curva de compresibilidad que se diría compuesta de dos curvas convencionales. En suelos que se compactaron por amasado, se ha observado que la presión a la que aparece la transición, con variación brusca de pendiente, es ligeramente menor que el esfuerzo de compactación. Al parecer el aumento del coeficiente de compresibilidad (pendiente abrupta) se debe al predominio de la tendencia a la aproximación de las partículas con aumento del grado de compactación.

En segundo lugar, bajo presiones pequeñas, el coeficiente de compresibilidad del suelo compactado en el lado seco es menor que el del suelo que se compactó en el lado húmedo, pero esta situación se invierte bajo presiones grandes. Esto se debe a que bajo poca presión ocurren cambios insignificantes en el grado de orientación de las partículas de las dos muestras, y al ser mayor en la muestra 2 la distancia mínima entre partículas, la resistencia que oponen para aproximarse es más grande en esta muestra que en la 1; bajo grandes presiones, en la muestra 1 (del lado seco) ocurren deformaciones volumétricas debidas al aumento del grado de orientación de las partículas por colapso, que no tienen lugar en la muestra 2. Bajo presiones muy altas ambas muestras llegan a la misma relación de vacíos, pues en las dos se llega a una estructuración similar.

La expansión de arcillas compactadas con contenidos de agua abajo de la humedad óptima, es grande; cuentan con una deficiencia relativa de agua y por eso tienen la tendencia de absorber agua y a expandirse más que las compactadas con contenidos de agua por arriba de la óptima. La expansibilidad crece con la energía de compactación. Los suelos compactados con contenidos de agua abajo del óptimo son, en general, más sensibles a los cambios de ambiente. Lo contrario sucede para la contracción, como se muestra en la figura 9, donde se observa que los suelos compactados con contenidos de agua arriba del óptimo, tienen una contracción más alta. También se observa en la figura 8 el efecto que tiene el método de compactación en la contracción del suelo.

III.1.4. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

La resistencia al desplazamiento relativo de las partículas de un suelo arcilloso depende del esfuerzo normal efectivo y del valor medio de la distancia mínima entre partículas; la resistencia aumenta cuando dicho valor medio disminuye.

En los suelos finos compactados suelen desarrollarse presiones neutrales negativas, una vez que la compactación a sido terminada. Estas presiones negativas dependen fundamentalmente del grado de saturación del suelo. Las presiones negativas desarrolladas en el agua son mayores a menor grado de saturación inicial y hacen que sea también mayor la resistencia del suelo compactado y menor su deformabilidad.

COMPORTAMIENTO EN PRUEBA RÁPIDA (SIN CONSOLIDACION Y SIN DRENAJE)

Puesto que el grado de saturación influye mucho en las propiedades de los suelos compactados, la respuesta de una misma muestra en prueba triaxial rápida dependerá de si se la ensaya con el grado de saturación que adquiere cuando se compacta, o de si se la satura a volumen constante antes de probarla. En el primer caso, la resistencia es función de la presión de confinamiento en la cámara, pues la compresibilidad del aire hace que la relación de vacíos varíe con tal presión; en el segundo caso, el comportamiento del suelo es independiente de la presión en la cámara.

Las muestras compactadas con contenidos de agua abajo del óptimo tienen más resistencia que las compactadas con contenidos de agua arriba de la humedad óptima. La resistencia de un suelo con contenido de agua arriba de la humedad óptima también depende un tanto del tipo de compactación, debido a diferencias en la estructura del suelo. Si se humedecen las muestras el cuadro cambia debido a la expansión, especialmente para contenidos de agua abajo de la humedad óptima. La figura 10 muestra las curvas de resistencia para una arcilla compactada por amasado, para tres diferentes energías de compactación. Las curvas muestran la resistencias definidas como el esfuerzo requerido para provocar 5 y 25% de deformación.

COMPORTAMIENTO EN PRUEBA RÁPIDA CONSOLIDADA

Algunas investigaciones indican que para una misma humedad de compactación la resistencia aumenta con el peso volumétrico; a mayor peso volumétrico en la compactación, resultará mayor la resistencia despues de la consolidación, al comenzar la aplicación del esfuerzo desviador, resultando así menores presiones neutrales.

A mismo peso volumétrico de compactación, la resistencia crece con la humedad de compactación; cuanto más alta es la humedad de compactación, más compresible es el suelo y mayor el peso volumétrico que se obtiene despues de la consolidación, inmediatamente antes de aplicar el esfuerzo desviador, lo que conduce a mayores resistencias.

COMPORTAMIENTO EN PRUEBA LENTA

A un contenido de agua de compactación, constante, la resistencia prueba lenta crece con el peso volumétrico seco, por el menor espaciamiento que logran las partículas. A peso volumétrico seco constante, la compresibilidad del suelo crece con el contenido de agua de compactación y por esta razón disminuye el espaciamiento de las partículas en el instante de la falla.

RESISTENCIA A LA EROSIÓN INTERNA

La resistencia de los suelos finos compactados a la tubificación y otros efectos de las fuerzas de filtración, depende de la trabazón entre sus partículas, determinada por la geometría de la estructura y por la magnitud de las fuerzas electromagnéticas entre partícula y partícula. La compactación de suelos del lado seco del óptimo produce bajo grado de orientación y alta permeabilidad. Si en tal caso ocurre flujo y se lava el suelo con agua con baja concentración de sales, aumentarán las fuerzas de repulsión entre partículas, favoreciéndose en arrastre de las mismas. Si la compactación se hace del lado de las humedades mayores que la óptima se tiene, por efectos contrarios, menor susceptibilidad a la tubificación.

VALOR RELATIVO DE SOPORTE (V.R.S.)

La figura 11 muestra la variación del valor relativo de soporte de una arcilla limosa con las condiciones de compactación; el valor relativo de soporte depende tanto del contenido de agua como del peso volumétrico que se alcance. Para especímenes que se prueban después de ser saturados se obtiene una curva parecida a la de compactación, debido a la absorción de agua y expansión que sufre el espécimen durante la saturación. La figura muestra también la expansión que sufren los especímenes en función del contenido de agua con que se compactaron; se ve la conveniencia de compactar los suelos expansivos en el lado húmedo, independientemente de que en tal caso se llegue a un menor valor relativo de soporte.

EFFECTOS DE TIEMPO

Las investigaciones indican que el paso del tiempo afecta de manera significativa a la resistencia de las arcillas compactadas. La figura 12 muestra un ejemplo de este hecho. Una arcilla limosa con notables propiedades tixotrópicas se probó hasta la falla en compresión simple con velocidades de aplicación de la carga que variaron desde 5 minutos, hasta 10 días, en dos series de pruebas, en un caso realizadas inmediatamente después de la compactación y en el otro tras un periodo de almacenamiento de 18 días a humedad y peso volumétrico constantes. La resistencia se definió como el esfuerzo desviador requerido para causar al espécimen una deformación unitaria de 10%.

En los especímenes que se probaron inmediatamente después de la compactación se produjo una disminución ligera de la resistencia entre tiempos de carga de 5 y 100 minutos, de manera que la resistencia fue 30% mayor en una prueba de 10 días que en la prueba estándar que duró aproximadamente 10 minutos.

En los especímenes que se probaron después de 18 días de almacenamiento, la resistencia disminuyó algo con el tiempo de carga hasta un día y después aumentó ligeramente hasta 10 días, pero en este caso no se produjeron diferencias de más de 4% de la resistencia estándar.

El considerable aumento de resistencia para los especímenes en que se realizaron pruebas largas inmediatamente después de su compactación se debe sobre todo a efectos normales de tixotropía, que ocurren con rapidez y no se hace notar en las muestras que se almacenen.

En general un suelo compactado gana resistencia con el tiempo.

III.2. SUELOS GRUESOS

ARENAS COMPACTADAS

Si, por ejemplo, en un aparato de corte directo se prueba una arena suelta para obtener su resistencia al esfuerzo cortante, se obtendrá una curva esfuerzo-deformación del tipo plástico, como la que se ilustra en la figura 13. Para producir deformaciones crecientes se necesitan esfuerzos tangenciales crecientes. En la misma prueba una arena muy compacta mostrará la curva esfuerzo-deformación con línea discontinua que aparece en la misma figura; al principio se necesita esfuerzo creciente para aumentar la deformación, pero una vez que se sobrepasa un valor máximo del esfuerzo, éste puede disminuir sin que la deformación deje de crecer (comportamiento frágil). Esta diferencia de comportamiento puede expresarse en términos de comportamiento; en arena compacta no sólo es preciso vencer el rozamiento entre los granos, sino obligarlos a girar y moverse, rodando uno sobre otros; sin embargo, una vez que se ha roto la trabazón estructural compacta inicial, se facilita mucho su movimiento relativo. Por el contrario, en arena suelta, la estructuración inicial es floja e inestable y es fácil iniciar el movimiento relativo, pero éste va produciendo estructuras cada vez más cerradas, y la resistencia de la arena va creciendo en forma paulatina hasta un cierto límite. Esta estructura es prácticamente igual a la que se llega al compactar la arena, por lo que la resistencia final o residual es la misma en el caso suelto y en el compacto.

La parte inferior de la figura 13 muestra las variaciones de volumen que sufre la muestra durante la deformación. El volumen de las arenas sueltas disminuye desde un principio, a causa de la destrucción de las inestables estructuras iniciales. En las arenas compactas hay al principio una ligera disminución de volumen por el aumento del nivel general de esfuerzos, pero en seguida el proceso de deformación produce un aumento de volumen. En la figura se aprecia que la resistencia máxima

que puede desarrollar una arena compacta es mucho mayor que la que puede ofrecer la misma arena, suelta. Naturalmente que no siempre son más favorables las características con que se presenta la resistencia en las arenas compactas; por ejemplo, en arena suelta se desarrolla siempre resistencia creciente, en tanto que la compacta exhibe una falla frágil, a partir de la cual su resistencia cae mucho, hecho que pudiera tener importancia en las aplicaciones; las arenas compactas son también susceptibles de falla progresiva.

La compresibilidad de las arenas compactadas también disminuye mucho respecto a la de las arenas sueltas.

IV. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE COMPACTACION

IV.1. POR PARTE DEL MATERIAL

NATURALEZA Y ORIGEN

Es claro que la clase de suelo con que se trabaja influye de manera decisiva en el proceso de compactación. Este hecho puede notarse observando las figuras 2 y 3 que muestran la influencia del tipo de material en la compactación.

CONTENIDO NATURAL DE AGUA VS CONTENIDO DE AGUA DE COMPACTACION

Esto se refiere al contenido natural de agua que el suelo poseía antes de añadirle o quitarle humedad para compactarlo, en busca del contenido óptimo o cualquier otro con que se hubiere decidido realizar la prueba.

En los procesos de campo el contenido de agua original no sólo ejerce gran influencia en la respuesta del suelo al equipo de compactación, sino que también gobierna en gran parte el comportamiento ulterior de la masa compactada. Aunque por lo general sólo pueden lograrse cambios relativamente pequeños al humedecer o secar el suelo extendido en la obra, es muy aconsejable buscar siempre condiciones de humedad natural que no se aparten mucho de la óptima para el proceso de compactación que vaya a usarse; lo que significa que el material ha de ser preparado de alguna manera antes de ser compactado.

En los procesos de laboratorio, el contenido natural de agua del suelo tiene especial influencia en las compactaciones que se logren con una cierta energía, a humedades menores que la óptima, sobre todo cuando se procede a compactar el suelo inmediatamente después de la incorporación del agua. En un suelo originalmente bastante seco, el agua que se añada producirá mayor diferencia inmediata entre las condiciones de humedad interna y externa de los grumos, que en otro que originalmente hubiese estado más húmedo.

PORCENTAJE DE AGREGADOS GRUESO O FINO

La figura 2 muestra la influencia de este factor. Se observa que se tiene, en general, una menor eficiencia en la compactación a mayor porcentaje de finos para un suelo dado. También se observa en la figura la influencia de la graduación en la compactación del material. Entre mejor graduación se tenga del suelo más eficiente será la compactación.

COMPETENCIA DEL GRANO VS ENERGÍA DE COMPACTACIÓN

Un efecto que merece especial atención es la degradación estructural que sufren muchos suelos gruesos por el proceso de compactación, lo que se traduce en cambios importantes en la granulometría, de manera que la que se obtiene en el campo no es la misma que se obtuvo en el laboratorio, que se traduciría en diferencias de los resultados de compactación en campo y en el laboratorio.

IV.2. POR PARTE DEL PROCEDIMIENTO DE PREPARACIÓN DEL MATERIAL

SECADO PREVIO Y PROCEDIMIENTO DE SECADO

En los laboratorios, es común presentar los resultados de las pruebas de compactación con base en gráficas γ_d - $w\%$ (peso volumétrico seco vs contenido de agua). Estas curvas son diferentes si las pruebas se efectúan a partir de un suelo relativamente seco al que se va agregando agua o si se parte de un suelo húmedo, que se va secando según avanza la prueba. Las investigaciones experimentales comprueban que en el primer caso se obtienen pesos específicos secos mayores que en el segundo, para un mismo suelo y con los mismos contenidos de agua; este efecto parece ser particularmente notable en los suelos finos plásticos con contenidos de agua inferiores al óptimo.

TAMAÑO MÁXIMO DE PARTÍCULAS Y SUSTITUCIÓN POR FRACCIÓN EQUIVALENTE

El peso volumétrico aumenta al aumentar el porcentaje de gruesos hasta un cierto límite, arriba del cual disminuye. Si el porcentaje de gruesos es constante, pero se cambia la granulometría de la fracción gruesa el peso volumétrico aumenta al mejorar la distribución granulométrica de dicha fracción gruesa. Por esta razón es inadecuado el procedimiento de compactación de laboratorio en que la fracción retenida en una malla se sustituye por el mismo peso del material que pasa por dicha malla y lo retiene la número 4; si tal método se aplica, se obtienen resultados que pudieran desviarse significativamente de lo que ocurra en el campo.

PROCEDIMIENTO DE INCORPORACIÓN DE AGUA

La forma usual de expresar el contenido de agua, establece solamente la proporción que existe entre el peso de ésta y el del suelo seco, pero no explica la forma como esa agua se encuentra distribuida en las partículas o en los grumos del suelo. Las diferencias en la distribución de la humedad ejercen un efecto muy importante en la curva γ_w ; especialmente en los suelos finos. Algunos suelos tienden a formar grumos cuando se les incorpora agua; para disminuir este efecto se recomienda que, en este tipo de suelos, la incorporación de agua se haga con un aspersor.

TIEMPO PARA HOMOGENEIZACIÓN

Cuando el suelo está seco y se le agrega agua, ésta tiende a quedar en la periferia de los grumos, con propensión a penetrar en ellos sólo después de algún tiempo. Si el lapso que se deja pasar entre la incorporación del agua y el momento en que se aplique la energía de compactación, es largo, se permite la incorporación uniforme del agua a los grumos del suelo, con la consecuente disminución de su humedad superficial y el aumento de las presiones capilares.

En los laboratorios es común que se proceda a partir de un suelo relativamente seco; se incorpora agua según avanza la prueba y se deja pasar el tiempo suficiente tras la incorporación (24 horas), para permitir la distribución uniforme del agua en el suelo y evitar que la humedad superficial de los grumos que pudiese contener el suelo sea diferente a la interna.

RECOMPACTACIÓN O REUTILIZACIÓN DEL MATERIAL

En muchos laboratorios es práctica común usar la misma muestra de suelo para la obtención de puntos sucesivos de las pruebas de compactación; ello implica la continuada recompactación del mismo suelo. Se ha visto que esta práctica es inconveniente en lo absoluto, toda vez que la experimentación ha demostrado, que si se trabaja con suelos recompactados los pesos volumétricos que se obtienen son mayores que los que se logran con muestras vírgenes en igualdad de circunstancias, de modo que con suelos recompactados la prueba puede llegar a dejar de ser representativa.

IV.3. POR EL PROCEDIMIENTO DE COMPACTACIÓN

TAMAÑO DEL MOLDE

El tamaño del molde tiene influencia en el peso específico seco obtenido para energías de compactación comparables. Zeigler reporta los resultados de pruebas de compactación hechas en moldes de 4 y 6 pulgadas en mezclas de gravas. En el molde de 4" se usó el método estándar de

compactación, utilizando un pisón de 5.5 lb y 25 golpes por cada una de las tres capas (altura del molde = 12"), usando un tamaño máximo de partículas de 3/4". En el molde de 6" se utilizó una energía de compactación similar, aplicando 74 golpes por cada una de las tres capas empleadas (altura del molde = 12") y un pisón de 5.5 lb. Se obtuvieron diferencias entre los resultados obtenidos de los dos moldes utilizados, las que variaron aproximadamente con la relación área de fricción-área de la sección transversal; en el caso del molde de 4" esta relación (4.58) fue más grande que para el molde de 6" (3.05). Se llegó a la conclusión de que el molde de 6" fue más representativo de las condiciones de compactación en el campo.

FORMA DEL MOLDE

Se entiende que la energía de compactación deba ser repartida de manera uniforme en todo el volumen del suelo, es por eso que si se utilizan moldes de diferente forma puede haber diferencias en los resultados, debidas a diferencias en la distribución de la energía de compactación.

FRECUENCIA EN LA APLICACIÓN DE CARGAS

Las figuras 15 y 16 muestran la influencia de la frecuencia de operación de un equipo compactador en varios tipos de suelos. Se observa que hay una frecuencia en donde el suelo alcanza su máxima densidad, por lo tanto la frecuencia en la aplicación de las cargas es un factor importante que hay que tomar en cuenta.

REFERENCIAS:

- 1.- D. Holtz, R, D. Kovacs, W. "An introduction to Geotechnical Engineering". Prentice Hall.
- 2.- Juárez Badillo E., Rico Rodriguez A. "Mecánica de Suelos", tomo I. Ed. LIMUSA.
- 3.- Rico Rodriguez A., Del Castillo Mejia H. "La Ingeniería de Suelos en la Vías Terrestres", Volumen I. Ed. LIMUSA.

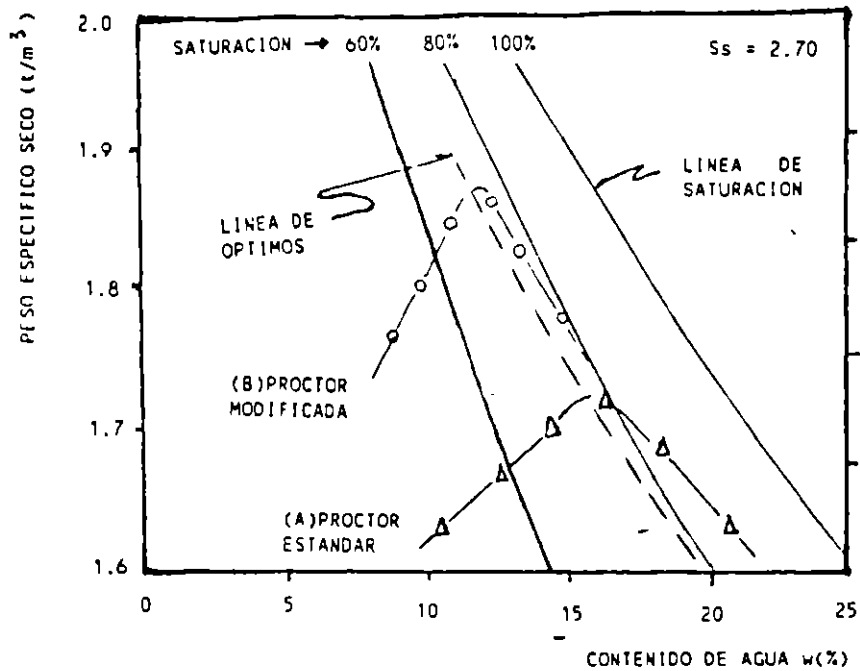


FIG 1 CURVAS DE COMPACTACION PROCTOR ESTANDAR Y PROCTOR MODIFICADA.

ESTRUCTURA Y PLASTICIDAD

#	DESCRIPCION	ARENA	LIMO	ARCILLA	LL	IP
1	ARENA LIMOSA BIEN GRADUADA	88	10	2	16	0
2	ARENA ALUVIAL BIEN GRADUADA	72	15	13	16	0
3	ARENA ALUVIAL MAL GRADUADA	73	9	18	22	4
4	ARCILLA ARENOLIMOSA (INORG.)	32	33	35	28	9
5	ARCILLA LIMOSA (INORGANICA)	5	64	31	36	15
6	LIMO LCESTIAL	5	85	10	26	2
7	ARCILLA FIRME	6	22	72	67	40
8	ARENA MAL GRADUADA	94	6	6	0	-

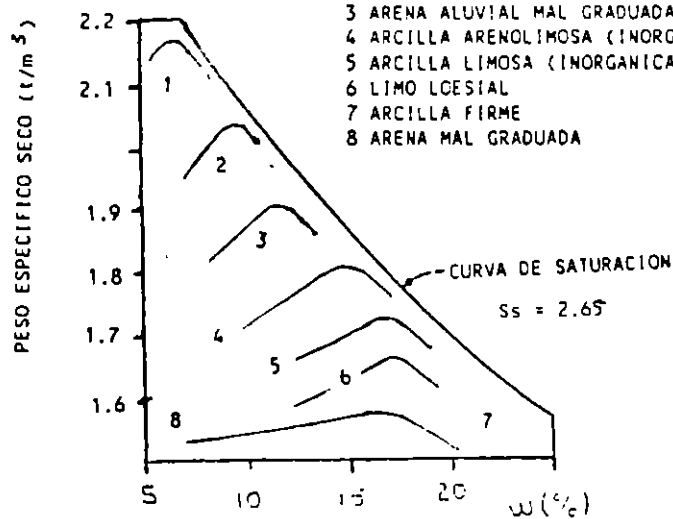


FIG 2 CURVAS CONTENIDO DE AGUA-PESO ESP. SECO, PARA 8 SUELOS COMPACTADOS MEDIANTE LA PRUEBA PROCTOR ESTANDAR.

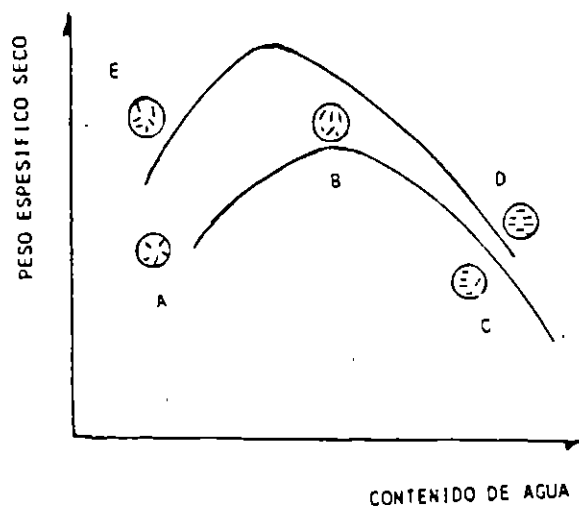
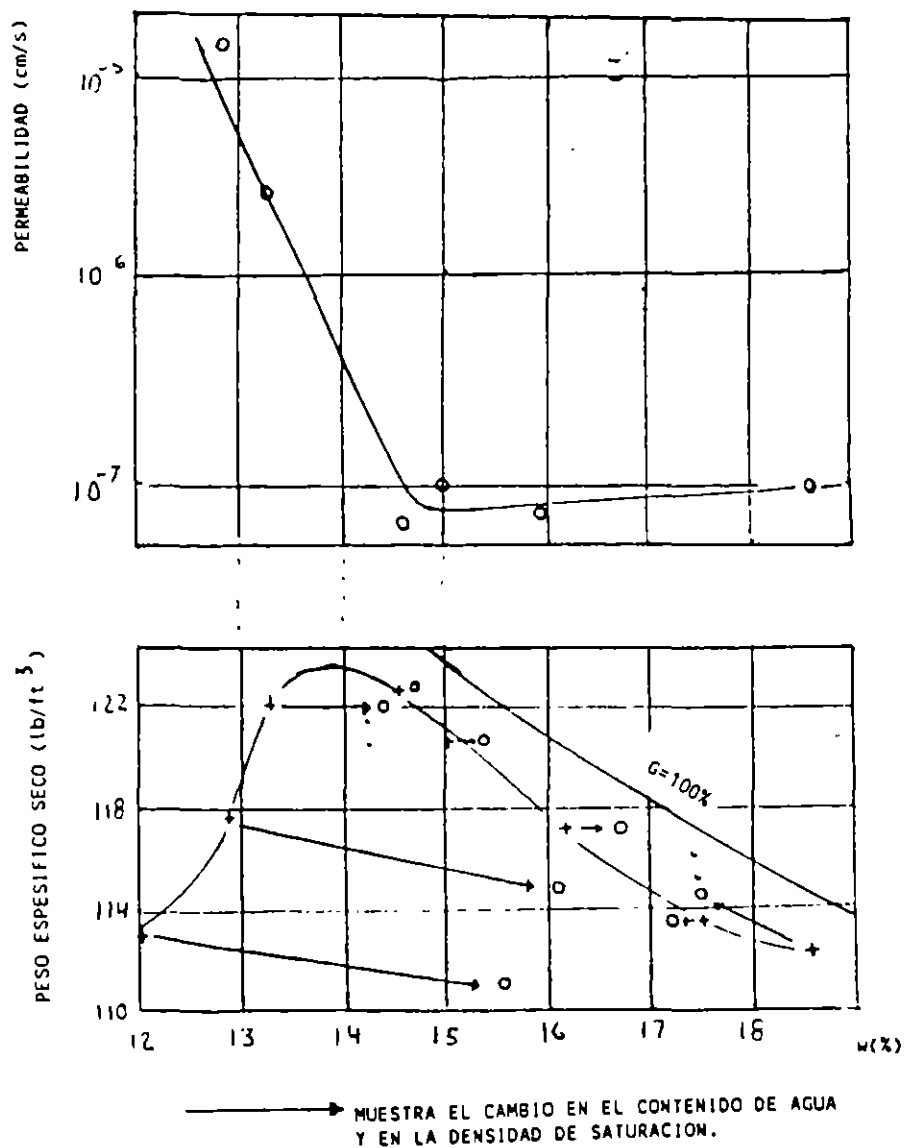
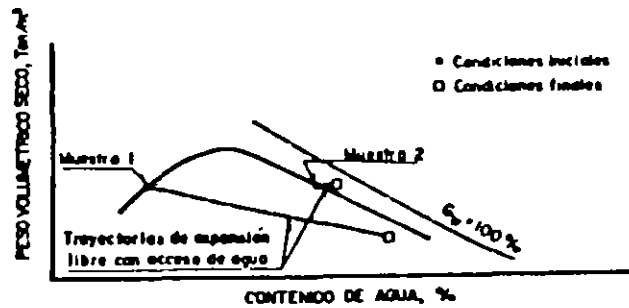


FIG 4 EFECTO DE LA COMPACTACION EN LA ESTRUCTURA DEL SUELO

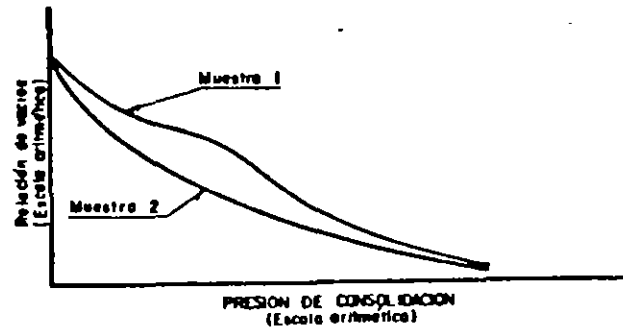


LAS PRUEBAS DE PERMEABILIDAD Y COMPACTACION
ESTAN HECHAS EN ARCILLA ARENOSA DE JAMAICA.

FIG 5 CAMBIO EN LA PERMEABILIDAD AL VARIAR EL CONTENIDO DE AGUA DE LA MUESTRA EN EL MOLDE.



a) Condiciones de compactación y trayectorias de expansión libre



b) Curvas relación de vacíos-presión

Figura 7. Compresibilidad y expansividad de un suelo arcilloso compactado a una misma relación de vacíos con contenidos de agua a ambos lados óptimo

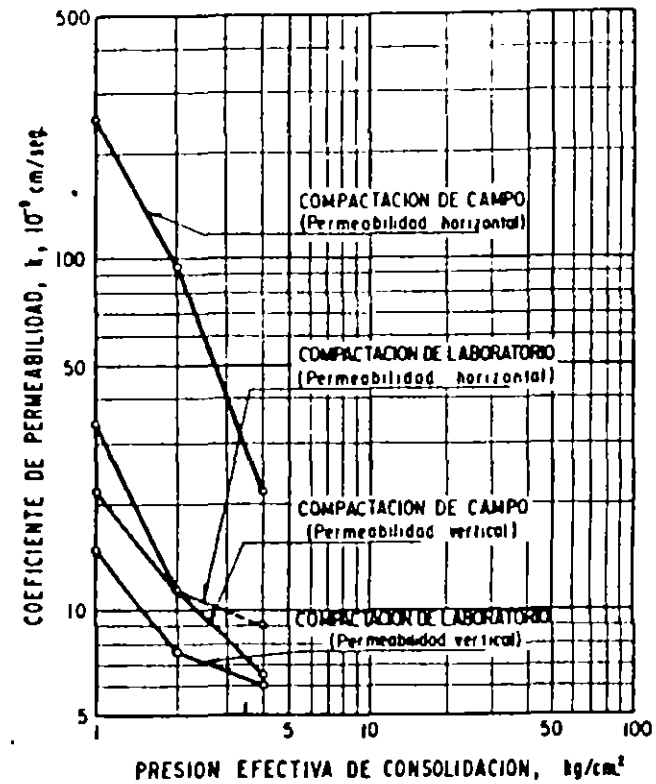


Figura 8. Diferencias de permeabilidad vertical y horizontal en muestras compactadas en el campo y en el laboratorio

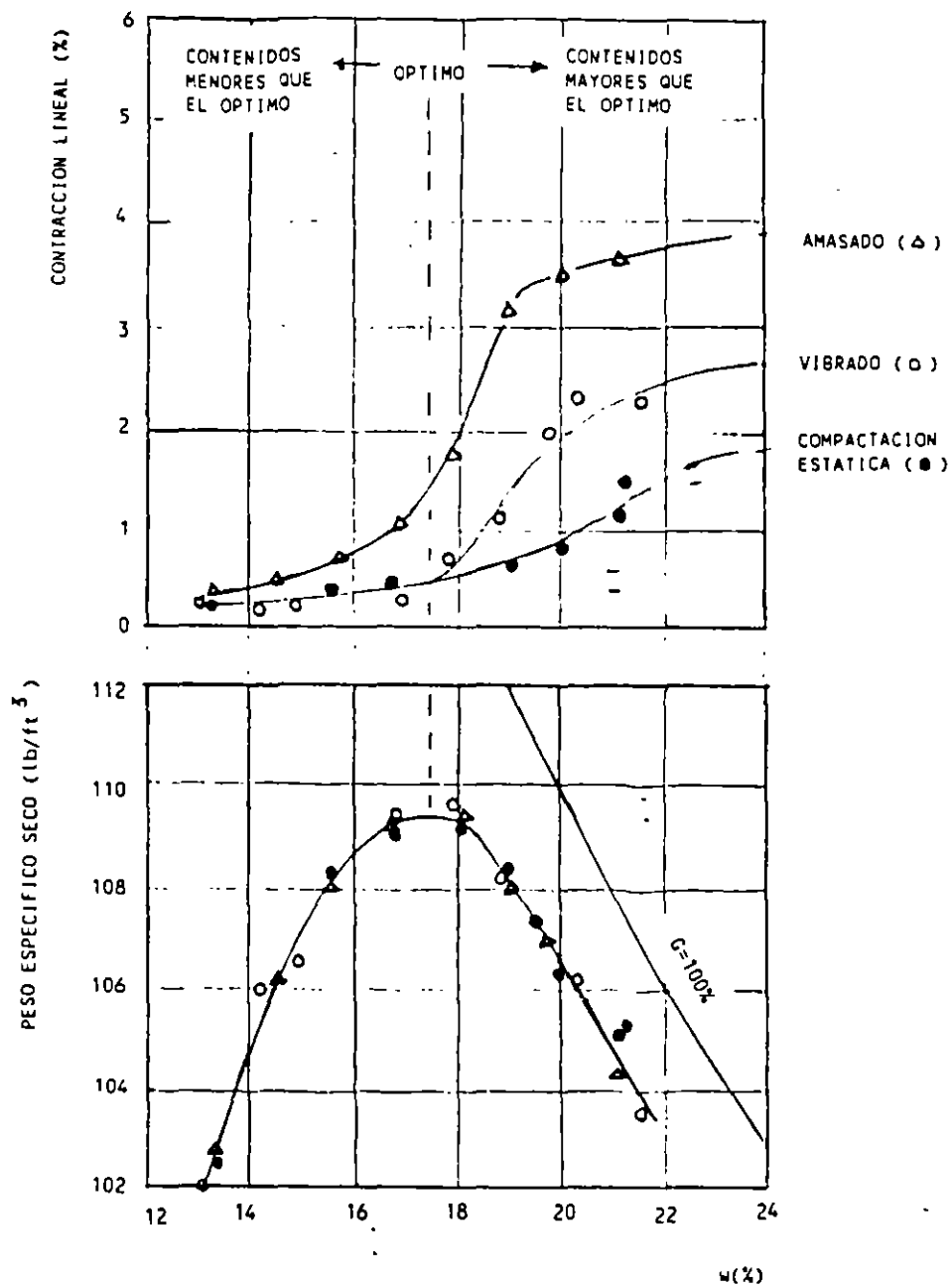


FIG 3 LA CONTRACCION ES FUNCION DEL CONTENIDO DE AGUA Y EL TIPO DE COMPACTACION.

PRUEBA NO CONSOLIDADA NO DRENADA
PRESION DE CONFINAMIENTO = 10 kg/cm²

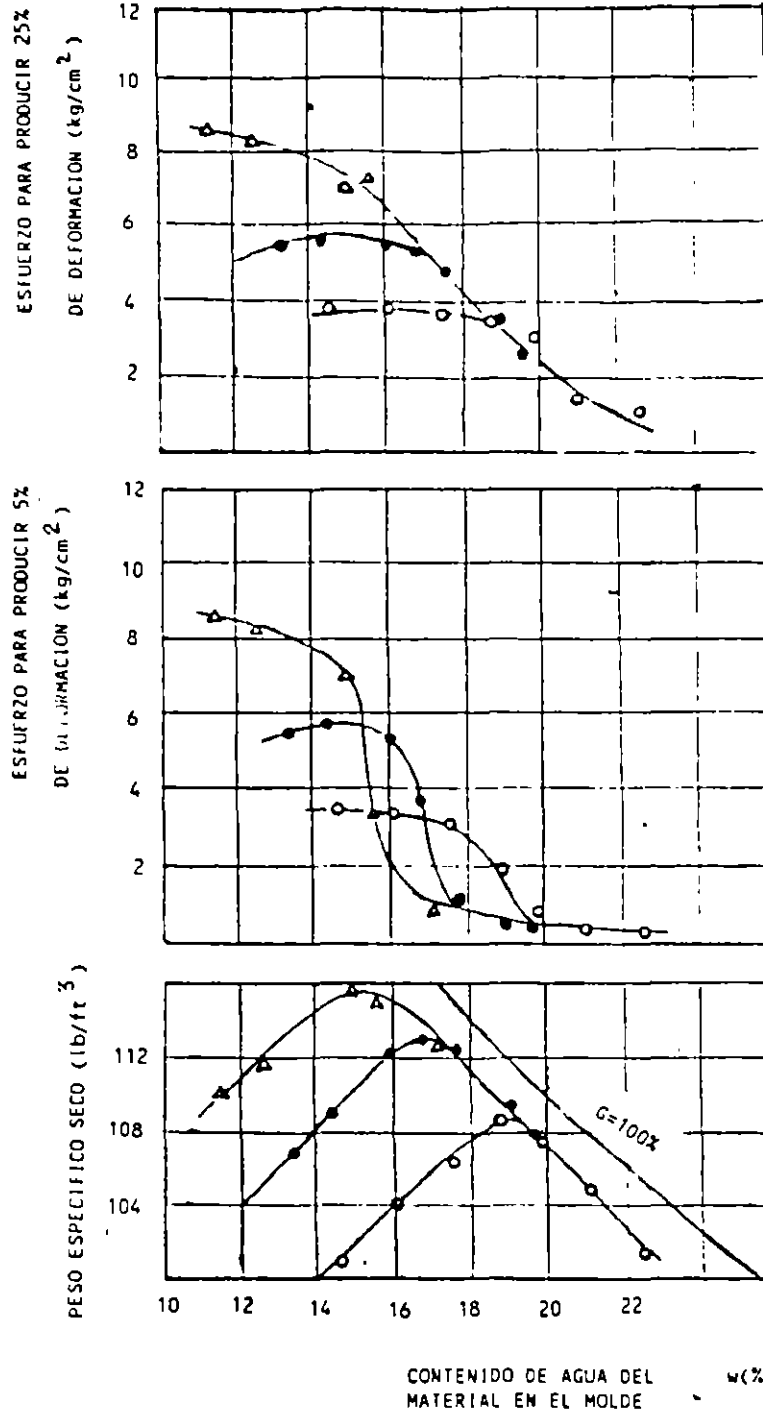


FIG 10 RESISTENCIA EN FUNCION DEL ESFUERZO DE COMPACTACION Y DEL CONTENIDO DE AGUA DEL MATERIAL EN EL MOLDE.

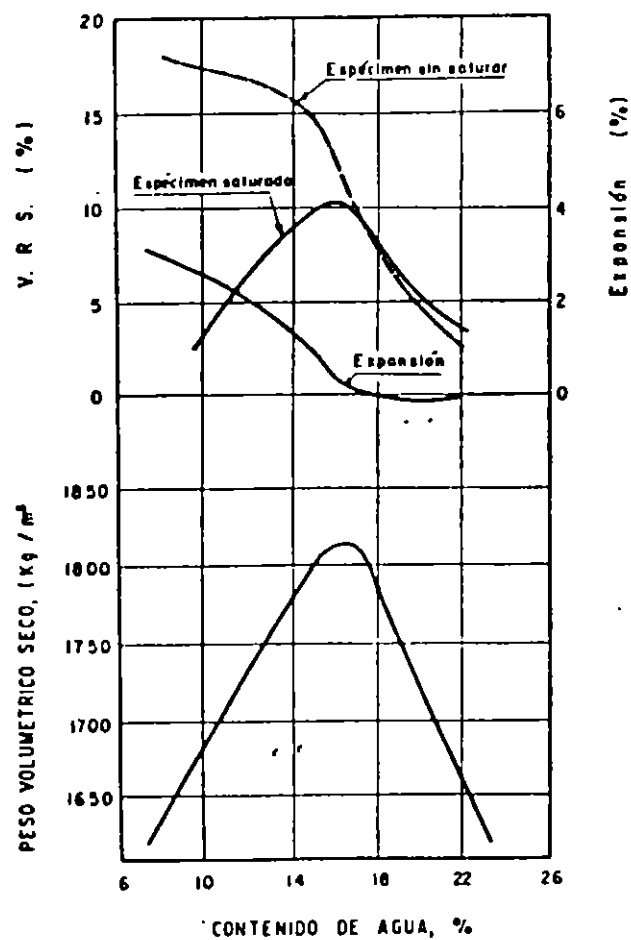


Figura 11 Variación del V. R. S. de una arcilla limosa con la compactación

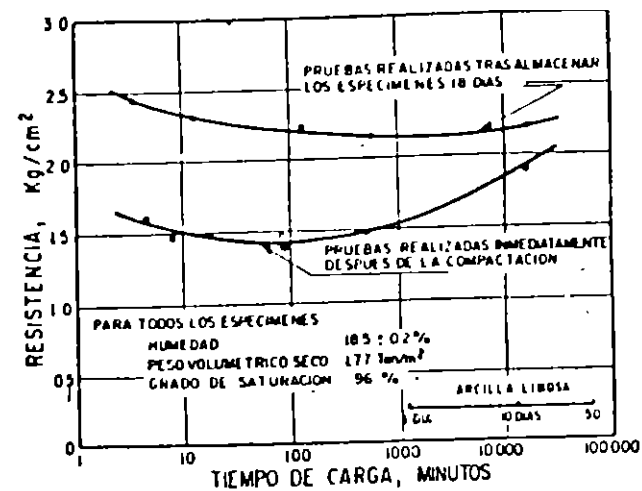


Figura 12 Efectos de tiempo en la resistencia de una arcilla limosa con alto grado de saturación

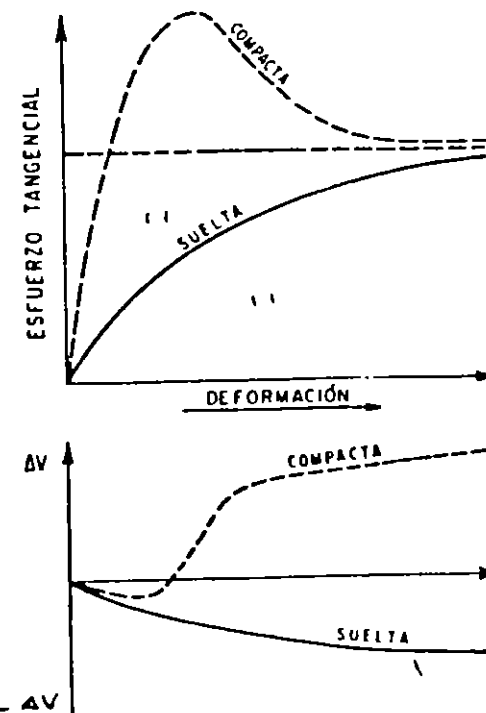


Figura 13 Diferencias de comportamiento entre una suelta y una compacta

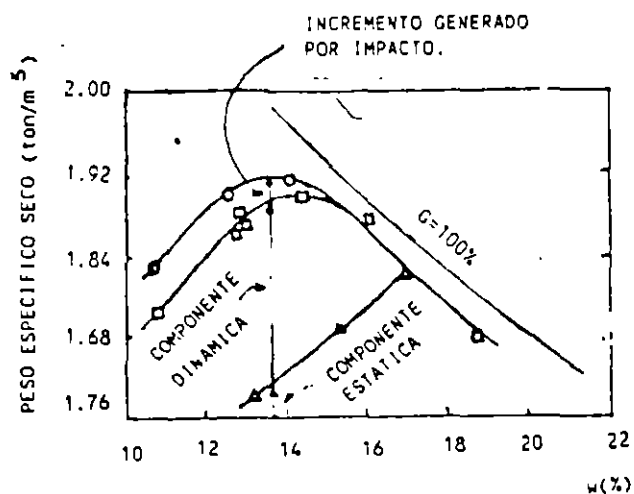


FIG 15 RESULTADOS DE LA COMPACTACION DE ARENA LIMOSA EN CAPAS DE 30 cm, CON Y SIN VIBRACION USANDO UN RODILLO VIBRATORIO REMOLCADO DE 7700 kg.

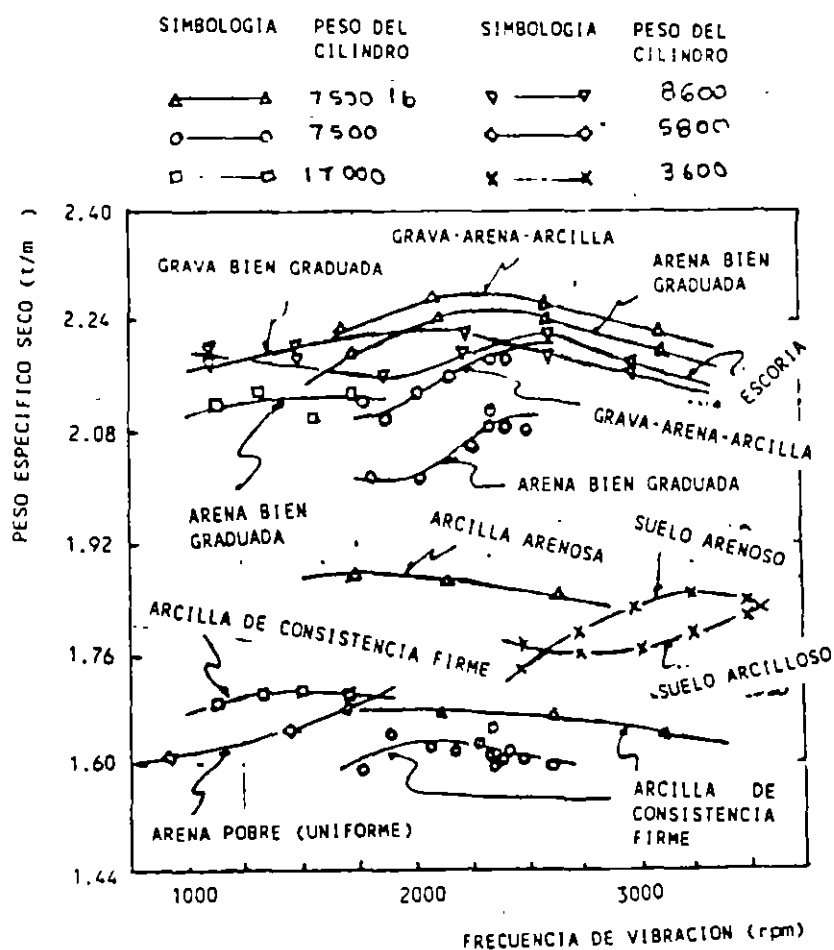


FIG 16 VARIACION DE LA COMPACTACION AL CAMBIAR LA FRECUENCIA DE VIBRACION USANDO UN RODILLO LISO VIBRATORIO.



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

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES. SCT
14, 15 y 16 DE JUNIO DE 1995
MERIDA, YUC.

CURSO: MECANICA DE SUELOS

TEMA IV

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

T E M A

I V

RESISTENCIA AL
ESFUERZO CORTANTE

Apuntes elaborados en el Departamento de Geotecnia
de la DICTG, de la Facultad de Ingeniería, UNAM

7.1 ELEMENTOS TEORICOS DE ESTADOS DE ESFUERZO Y DEFORMACION

2

7.1.1 ESTADO DE ESFUERZO

El estado de esfuerzo en un punto de un medio continuo, se puede representar, por medio de un cubo diferencial (en el caso de análisis tridimensional), o por medio de un cuadrado diferencial (en el caso de análisis plano). En este tipo de representaciones, se ha descompuesto al vector esfuerzo (en sus componentes normal y cortante(s)), que actúa en dirección de cada uno de los ejes del sistema de referencia.

Al vector esfuerzo se le define como:

$$\vec{S} = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta \vec{F}}{\Delta A} = \frac{d \vec{F}}{d A}$$

Otra forma de definirlo, pero ahora orientado, respecto a un sistema de referencia cartesiano, y actuando en un plano normal a un eje del sistema de referencia, es:

para el plano en dirección X

$$\vec{S}_x = \sigma_x \vec{i} + \tau_{xy} \vec{j} + \tau_{xz} \vec{k}$$

para el plano en dirección Y

$$\vec{S}_y = \tau_{yx} \vec{i} + \sigma_y \vec{j} + \tau_{yz} \vec{k}$$

para el plano en dirección Z

$$\vec{S}_z = \tau_{zx} \vec{i} + \tau_{zy} \vec{j} + \sigma_z \vec{k}$$

Observe que las componentes de los vectores son los esfuerzos orientados, para cada una de las caras del cubo diferencial mostrado en la figura 7.1.2.

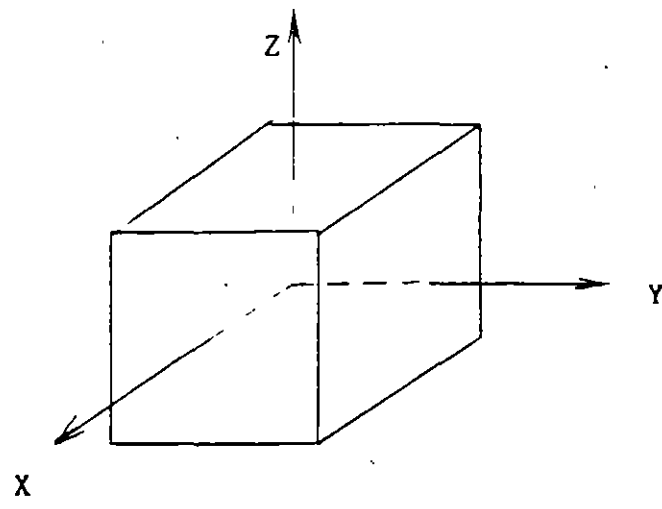
La convención de signos de los esfuerzos representados en un cubo diferencial o un cuadreado diferencial, que representen a los esfuerzos actuantes en un punto, es diferente para ingeniería estructural, que para Mecánica de Suelos. La convención que se usará en este curso, será la de Mecánica de Suelos.

CONVENCION DE SIGNOS DE ESFUERZOS

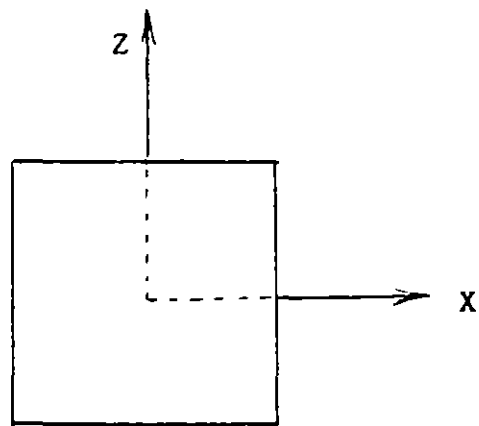
Antes de definir la convención de signos de los esfuerzos, se debe definir a que se le llama cara positiva.

DEFINICION: Se define como caras positivas, a aquellas por donde saldrían los ejes del sistema de referencia, si se sitúa el origen de éste en el centro del elemento diferencial. Observe la figura 7.1.1.

Se conviene considerar como esfuerzos con signo positivo, a aquellos que actuando en cara positiva, se representen en el elemento diferencial, con sentido opuesto al sentido de su eje paralelo del sistema de referencia. Vea la figura 7.1.2.

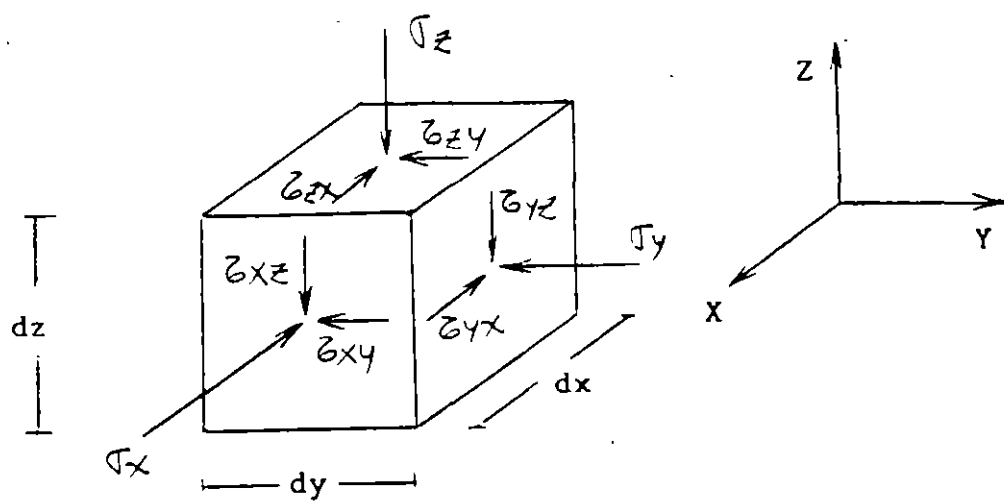


Análisis tridimensional

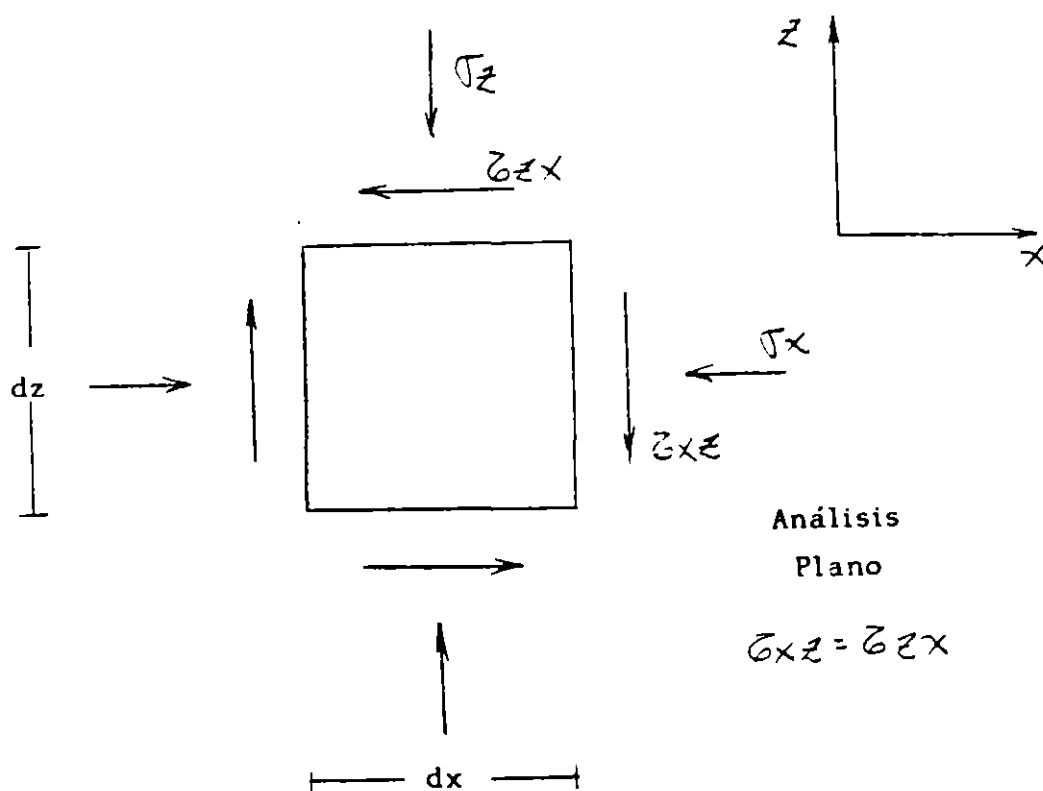


Análisis plano

Fig. 7.1.1 Caras positivas



Análisis
Tridimensional



Análisis
Plano

$$\sigma_{xz} = \tau_{zx}$$

Fig. 7.1. 2 Esfuerzos positivos en Mecánica de Suelos

TENSOR ESFUERZO

En una forma no estricta, definiremos como tensor, a una matriz que tiene ciertas propiedades (que por falta de tiempo no las veremos), en la cual se acomodan en forma de columna, a los vectores esfuerzo, referidos a un sistema de referncia. Al tensor esfuerzo se le define por una T .

En análisis tridimensional: $T = \begin{bmatrix} \bar{S}_x & \bar{S}_y & \bar{S}_z \end{bmatrix}$

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

En análisis plano de esfuerzos: $T = \begin{bmatrix} \bar{S}_x & \bar{S}_z \end{bmatrix}$

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{zx} \\ \tau_{xz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Los esfuerzos mostrados en los elementos difernciales de la figura 7.1.2, forman tensores, donde todos los elementos tienen signo positivo. Los tensores tienen utilidad, para analizar esfuerzos, por medio de métodos gráficos o analíticos.

En este curso sólo usaremos el análisis plano de esfuerzos, ya que las pruebas de laboratorio que veremos, se pueden estudiar desde este punto de vista. En la figura 7.1.3, se muestra la representacion gráfica de Mohr, donde se cumpla que todos los esfuerzos sean de

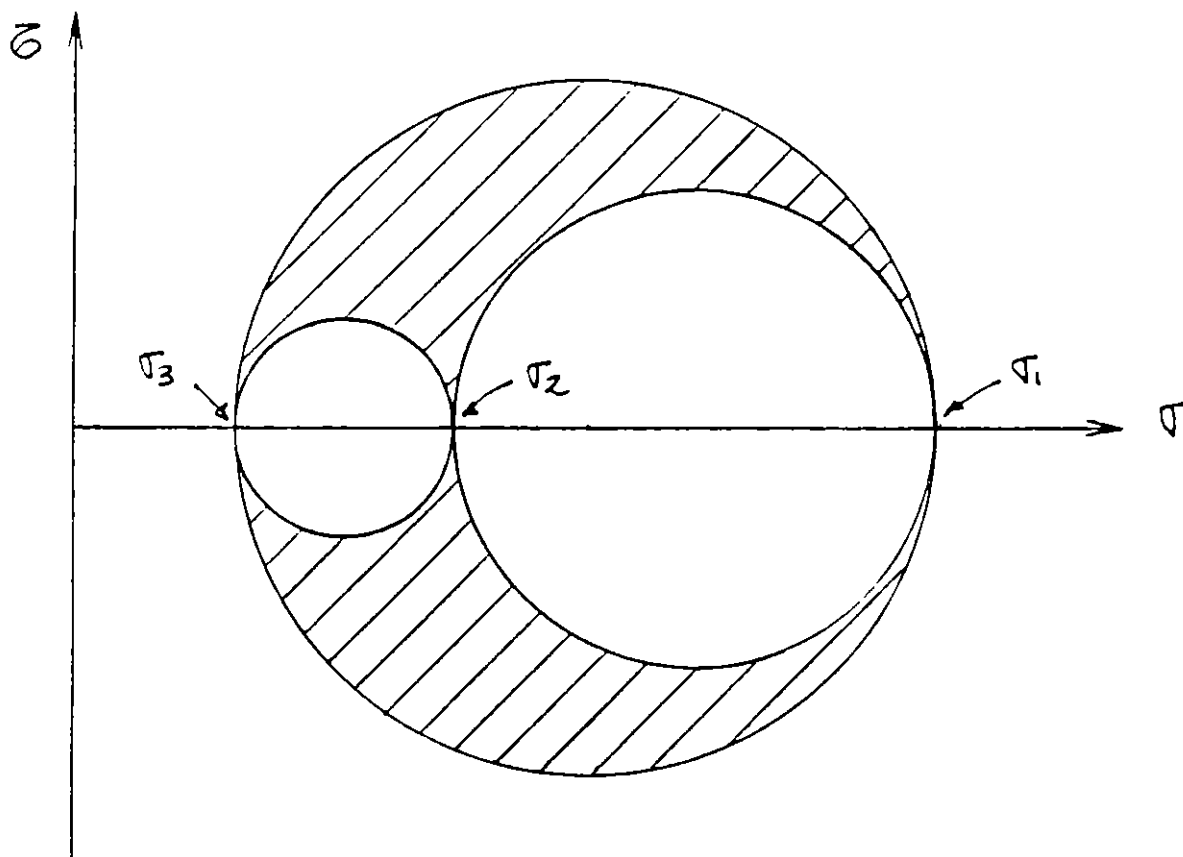
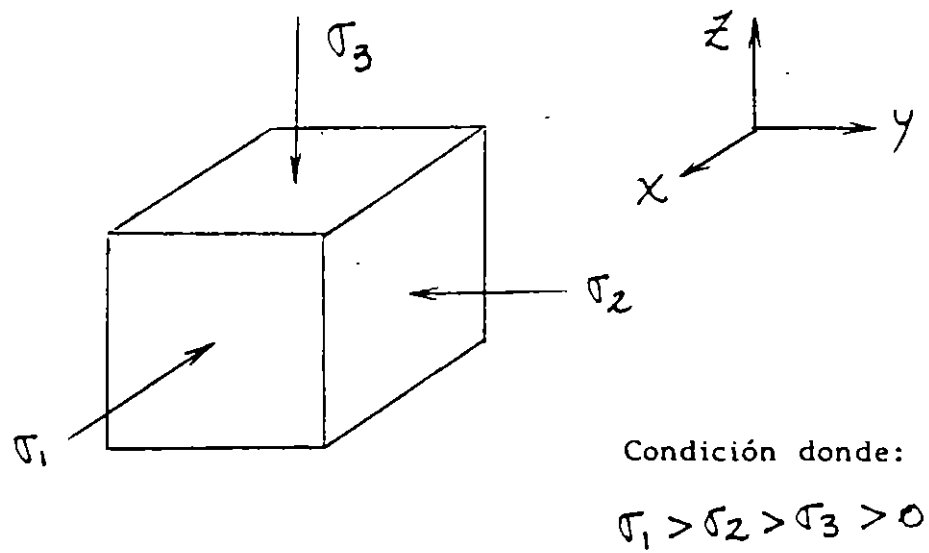


Fig. 7.1.3 Representación tridimensional de Mohr, para la condición mostrada

compresión (en mecánica de suelos se acepta que los suelos no resisten tensión) , y con diferente valor. Esta condición cumple con:

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > 0$$

REPRESENTACION DE MOHR EN ANALISIS PLANO DE ESFUERZOS.

La representación de Mohr, para análisis plano de esfuerzos, se puede hacer con un solo círculo de Mohr, y puede representar al estado de esfuerzos tridimensional perfecto, si se cumple que:

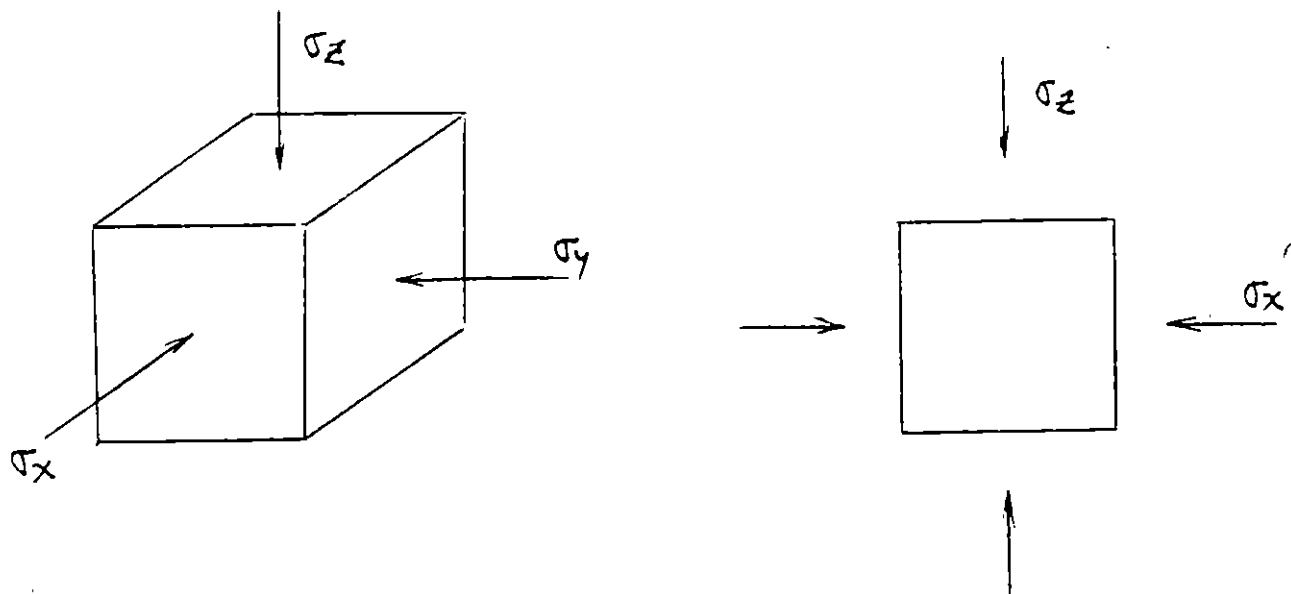
$$\begin{aligned} \sigma_1 &> \sigma_2 = \sigma_3 \\ \text{o} \quad \sigma_1 &= \sigma_2 > \sigma_3 \end{aligned}$$

En la gráfica de la figura 7.1.4, se cumple que:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$$

En cualquier otro caso de análisis de esfuerzo, plano que no cumpla el estado tridimensional perfecto, se pueden cometer graves errores.

En este curso veremos un método gráfico, ideado por el Dr. Dagoberto de la Serna, que es muy versátil y didáctico. Este método fue bautizado por su autor como el método del polo fijo, y lo veremos a continuación.



Condición donde:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$$

$$\sigma_2 > \sigma_x = \sigma_y$$

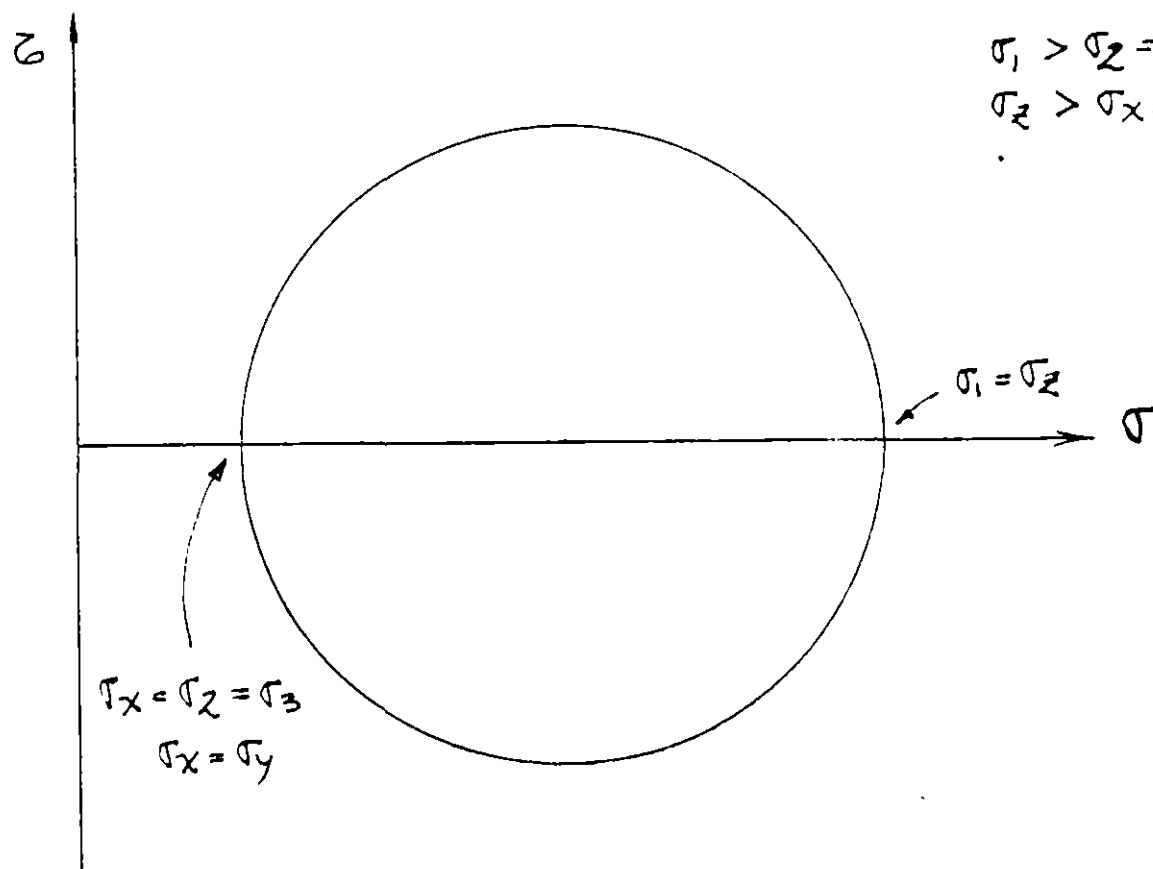


Fig. 7.1.4 Representación tridimensional de Mohr en Análisis plano

METODO GRAFICO DE MOHR, DEL POLO FIJO.

Antes de exponer el método, debemos definir el concepto de versor.

DEFINICION: Se define como versor, a un vector unitario normal al plano de interés (plano δ), de modo que sus componentes definen a ese plano.

Los versores al ser unitarios, quedan definidos por sus cosenos directores. Estos se pueden definir como:

En análisis tridimensional

$$n = n_x i + n_y j + n_z k$$

$$\text{Donde } n_x = \cos \alpha$$

$$n_y = \cos \beta$$

$$n_z = \cos \gamma$$

Donde α , β y γ son los ángulos directores del versor.

$$\text{Aquí siempre se debe cumplir que: } n_x^2 + n_y^2 + n_z^2 = 1$$

En análisis plano de esfuerzos

$$n = n_x i + n_z k$$

Donde $n_x = \cos \alpha$

y $n_z = \cos \gamma$

Y donde α y γ son los ángulos directores del versor.

Aquí siempre se debe cumplir que: $n_x^2 + n_z^2 = 1$

En la figura 7.1.5, se muestran los versores en el espacio y en el plano, con sus respectivos ángulos directores.

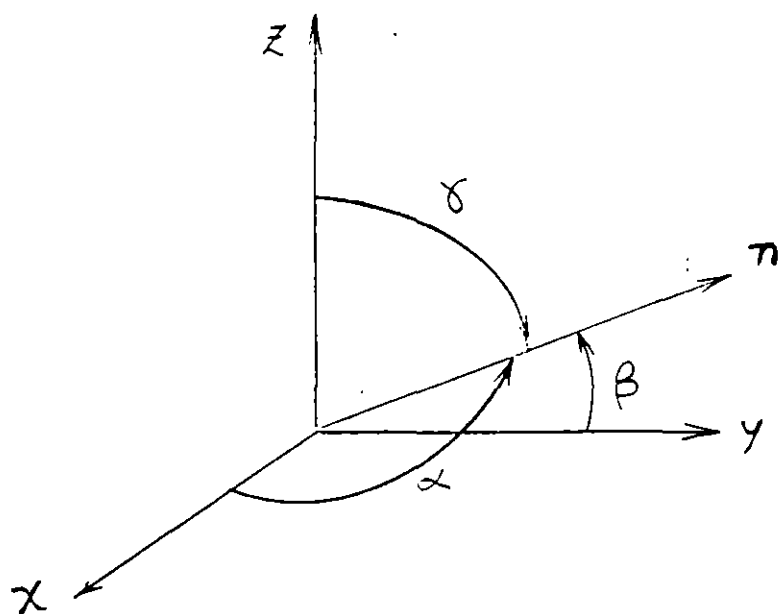
METODO GRAFICO DE MOHR (POLO FIJO).

(METODO PROPUESTO POR EL DR. DAGOBERTO DE LA SERNA)

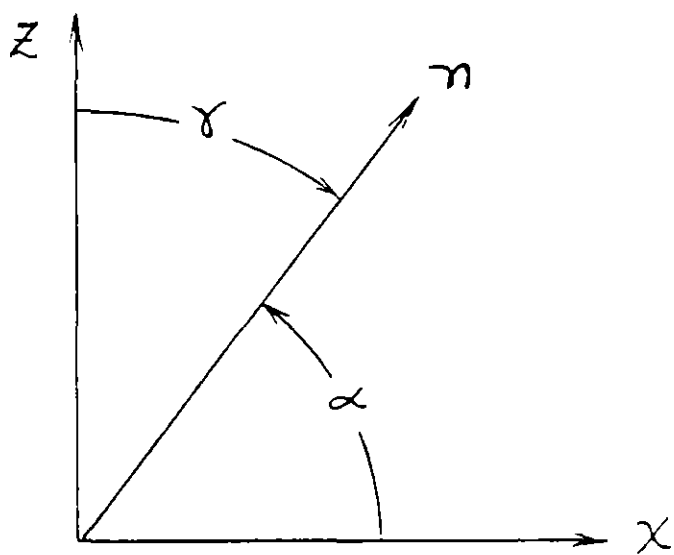
Secuencia para obtener σ y τ en cualquier plano que se desee:

1. Se elige una escala adecuada para los ejes del plano de Mohr.
2. Se ubican los puntos correspondientes a los valores de σ_x y σ_z , sobre el eje de los esfuerzos normales.
3. Se localiza el valor del esfuerzo cortante, en líneas perpendiculares al eje de los esfuerzos normales, y que toquen a los valores de σ_x y σ_z , de acuerdo a las siguientes reglas:

a) Asociado a σ_x , se ubica el valor del cortante, con signo contrario al que le corresponde en el tensor.



Versor en el espacio



Versor en el plano

Fig. 7.1.5 Versores

b) Asociado a σ_z , se ubica el valor del cortante, con el mismo signo que tiene en el tensor.

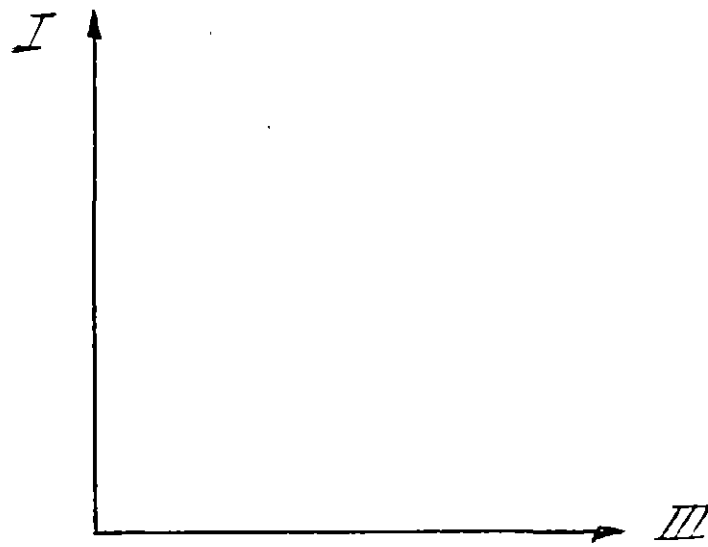
4. Definidos los puntos $\left[\sigma_x , -(\tau_{xz}) \right]$ y (σ_z , τ_{xz}) , se unen por medio de una línea recta. Al punto donde esta línea corta al eje de los esfuerzos normales, se toma como centro del círculo, y como diámetro a la distancia entre los dos puntos antes definidos. Los valores de los esfuerzos principales, se pueden leer directamente donde el círculo corta al eje de los esfuerzos normales.

5. En este método, el polo siempre se localiza en el punto que representa a σ_3 (esfuerzo principal menor). Este punto será en el plano de Mohr, el origen de todos los sistemas de referencia.

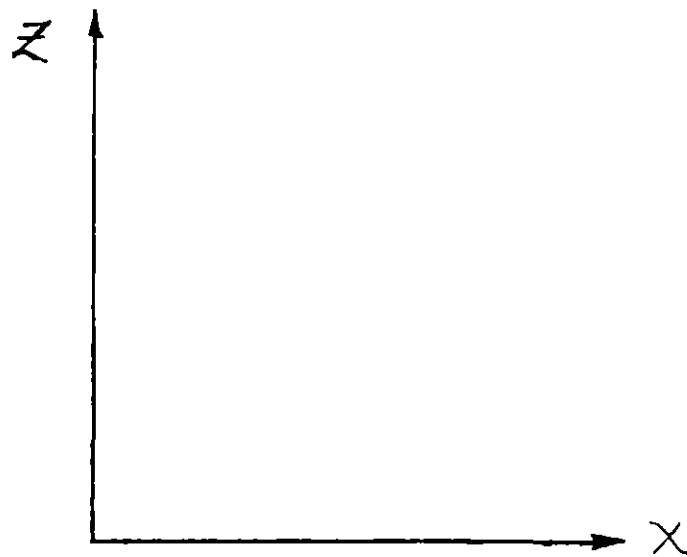
6. Sobre el eje de los esfuerzos normales, siempre se alojará la dirección del esfuerzo principal mayor (σ_1), y con el mismo sentido. A este eje se le denominará con un uno romano (I).

7. Perpendicular al eje de los esfuerzos normales y teniendo como origen al polo, se ubica a la dirección de esfuerzo principal menor (σ_3), y con sentido contrario al eje de los esfuerzos cortantes, con el fin de formar un sistema de referencia derecho. A este eje se le denominará con un tres romano (III). Vea la figura 7.1.6.

8. Se une con una línea recta al polo y al punto $\left[\sigma_x , -(\tau_{xz}) \right]$. Esta línea nos marca la dirección de eje X, aunque todavía no



Sistema de referencia principal



Sistema de referencia en uso

Fig. 7.1.6 Sistemas de referencia derechos (en análisis plano)

definimos su sentido. Se une con otra línea recta al polo y al punto (σ_z, τ_{xz}) . Esta línea nos indica la dirección del eje Z, aunque todavía no definimos su sentido. Para proponer los sentidos correctos del sistema de referencia XZ, se debe tener en cuenta que debe ser derecho, y como recomendación especial que se asignen de tal modo, que queden centrados los dos primeros cuadrantes, de los dos sistemas de referencia. Vea la figura 7.1.6.

9. Para obtener los valores correctos de σ y τ , en cualquier plano que se quiera, basta con orientar una línea que parta del polo y que represente a n , en la misma forma que se tiene respecto al sistema de referencia en uso XZ, y con la única condición de que apunte hacia el círculo (recordemos que todo plano denominado por δ , tiene dos versores).

10 El punto resultante de la intersección del versor y el círculo, nos indicará gráficamente los valores (módulo y signo) correctos de los esfuerzos σ y τ en el plano δ propuesto.

Se hará un ejercicio en el curso, para practicar este método.

7.1.2 ELEMENTOS DE ESTADO DE DEFORMACION

En esta parte se verá en forma muy simple la forma en que se miden las deformaciones en mecánica de Suelos.

Se define como deformación a la diferencia de longitud que se tiene cuando se pasa de una longitud inicial a una longitud final (en este concepto no importan condiciones intermedias, ni el tiempo en que se da la deformación). En Mecánica de Suelos las deformaciones son positivas cuando la longitud final es menor que la inicial. Vea la figura 7.1.7. En esta figura se presenta una deformación positiva vertical.

$$\delta = \Delta H = -(H_f - H_o) = H_o - H_f$$

Se define como deformación unitaria a la relación entre la deformación y la longitud inicial. Se define con la letra griega " ϵ ".

$$\epsilon = \frac{\delta}{H_o}$$

En las pruebas de compresión a probetas cilíndricas en suelos; se tiene que en ocasiones se tienen grandes deformaciones antes de la falla. En este caso se debe hacer una corrección del área transversal de la probeta. Si se acepta que la deformación se da para un volumen de probeta constante, se puede decir que el área que se va teniendo conforme avanza la deformación es:

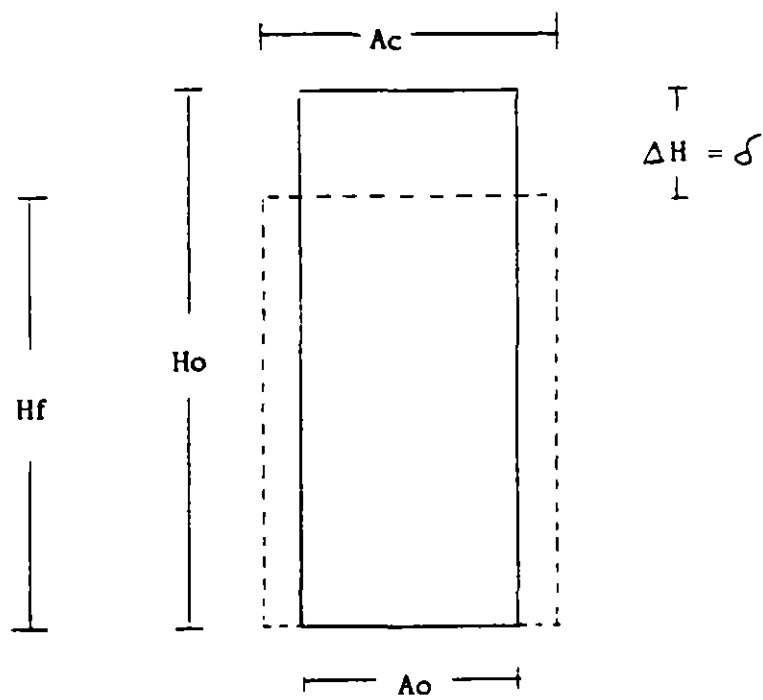
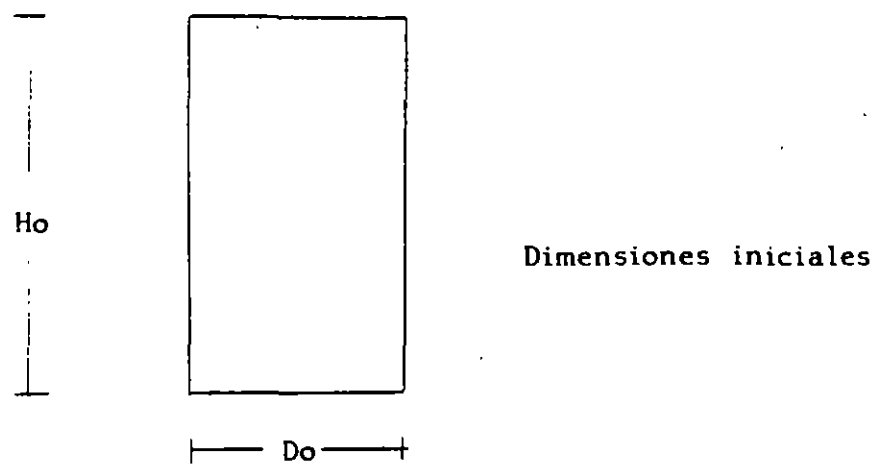


Fig. 7.1.7 Análisis de deformaciones en compresión

$$A_c = \frac{A_o}{1 - \epsilon}$$

Obsrve de nuevo la figura 7.1.7. Aquí también se supone que el área transversal crece igual atodo lo largo de la probeta. Lo anterior no es cierto por problemas de esfuerzos que se tienen en los extremos de la probeta durante la prueba.

7.1.3. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

En los suelos, se acepta que la resistencia se tiene siempre por una combinación de esfuerzo normal y cortante. Esta es la razón por la que estudiamos anteriormente como evaluar esfuerzos normal y cortante en forma gráfica. Esta combinación de esfuerzos es un punto en el plano de Mohr.

Las fallas reales en suelos, se acepta que nunca se dan por esfuerzo cortante puro (sin esfuerzo normal actuante). Tampoco se acepta que tengan resistencia a la tensión (la tensión la puede resistir el agua trabajando a tensión, o un mineral cementante en el suelo), ya que esta no es una condición confiable ni permanente. Esta es la razón por la que se estudia en suelos la resistencia al esfuerzo cortante (siempre combinado con un esfuerzo normal).

La propuesta clásica para analizar la resistencia de los suelos, es la de analizar la fricción en el plano de contacto de un bloque rugoso sobre un plano rugoso. Vea la figura 7.1.8. El esfuerzo normal se puede definir como:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

y el esfuerzo cortante como:

$$\tau = \frac{T}{A}$$

El ángulo ϕ' es el ángulo que se desplaza la resultante R de la línea de acción del esfuerzo normal. Vea la figura 7.1.8. En Física

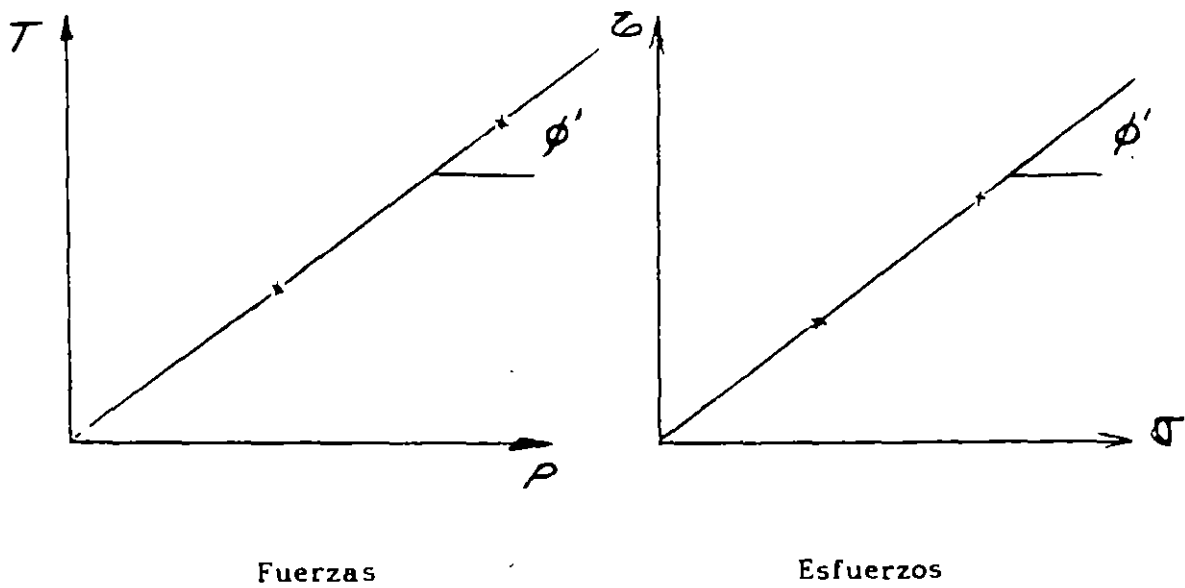
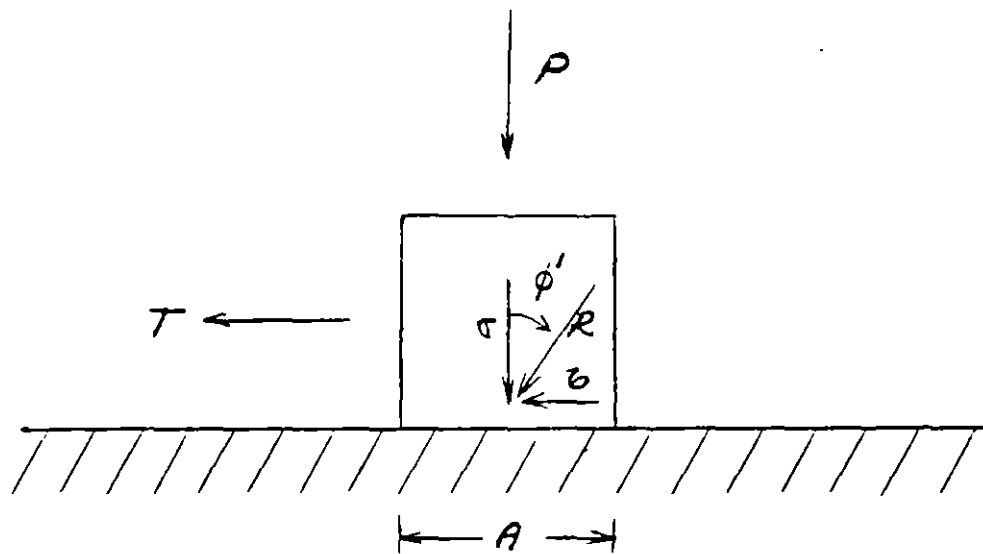


Fig. 7.1.8 Análisis de fricción

clásica se define como coeficiente de fricción estática a la relación entre T y P o entre τ y σ , y se define como μ , de modo que:

$$\mu = \frac{T}{P} = \frac{\tau}{\sigma} = \tan \phi'$$

Es por esto que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo granular (a esfuerzos efectivos), se expresa como:

$$s = \tau_{\max} = \sigma \tan \phi'$$

Más adelante se verán aplicaciones de esto en pruebas específicas de laboratorio.

7.2 PRUEBAS DE CAMPO

15

PRUEBAS DE CAMPO

Existen intentos que pretenden correlacionar datos obtenidos con pruebas de sondeo del suelo en campo, con la resistencia de los suelos. Hay que aclarar que hasta el día de hoy no se ha logrado un éxito tal en este sentido, de tal forma que se pudiesen sustituir las pruebas de laboratorio.

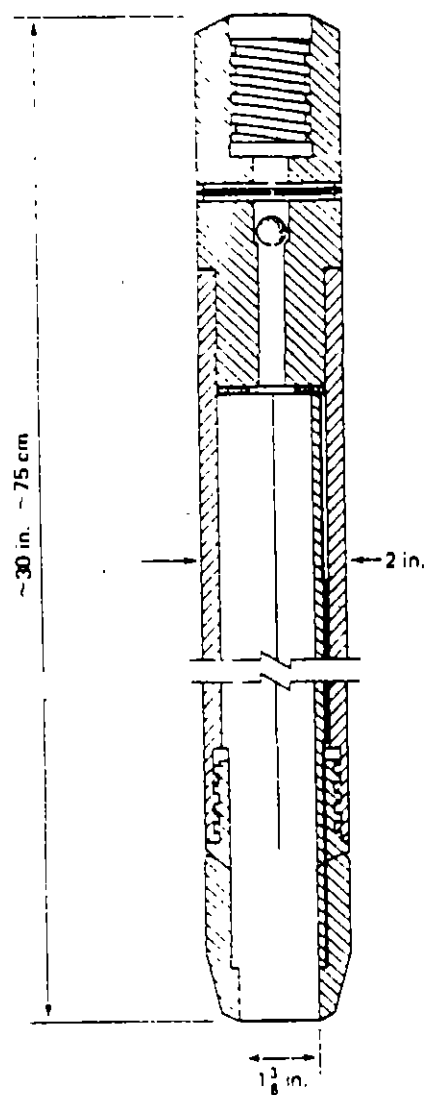
7.2.1 PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Esta prueba se usa para sondear al suelo, hincando por medio de golpes de un martillo, una punta recuperadora de muestras alteradas, llamada penetrómetro estándar. Este penetrómetro consiste en una punta cortadora, de acero endurecido, seguida por un tubo de recuperación de dos cañas. Un diagrama de este equipo se muestra en la figura 7.2.1. En esta prueba se hace un conteo de golpes para penetrar tramos de 15 cm, en una secuencia total de 45 cm. De los resultados de este proceso, se suman el número de golpes que se obtienen en los dos últimos tramos de 15 cm, de tal modo que se tiene el número para penetrar 30 cm. A este dato final, se le llama número de golpes (N).

Se han hecho correlaciones, que como se dijo antes se deben usar con sumo cuidado, para relacionar el valor del número de golpes con la resistencia de arcillas y arenas.

En la figura 7.2.1, se muestra una propuesta para arcillas en base a la resistencia de éstas en pruebas de compresión simple (q_u).

En la figura 7.2.2, se muestra el caso para arenas, donde en las dos primeras gráficas intentan poder obtener, ya sea por porcentajes de grava, arena y limo y datos de penetración la compacidad relativa del suelo granular; o ya sea en función del esfuerzo vertical y datos de penetración, también obtener la compacidad relativa. En base a esta compacidad, supuesta por estas gráficas, se puede uno dar una

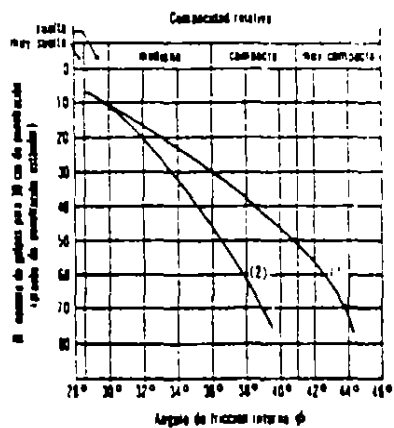
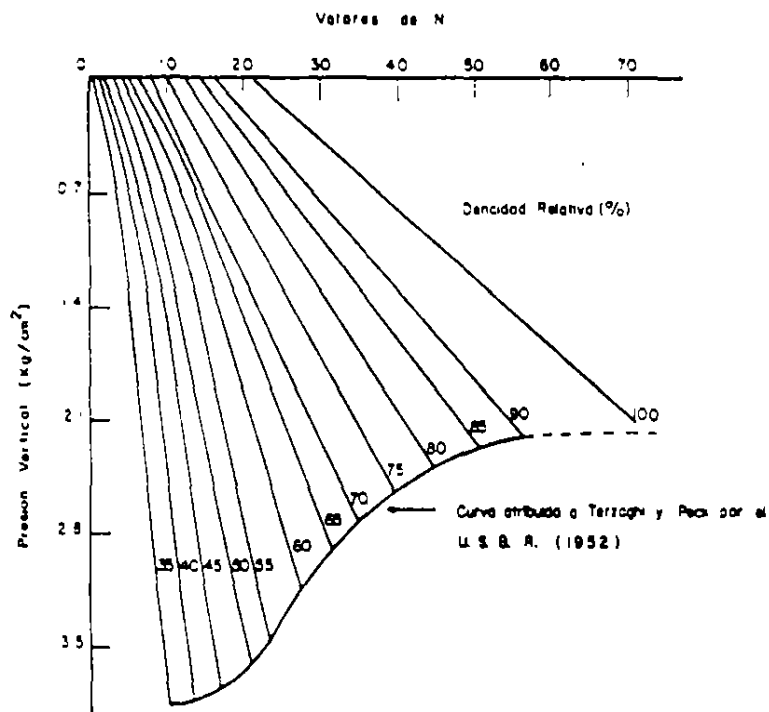
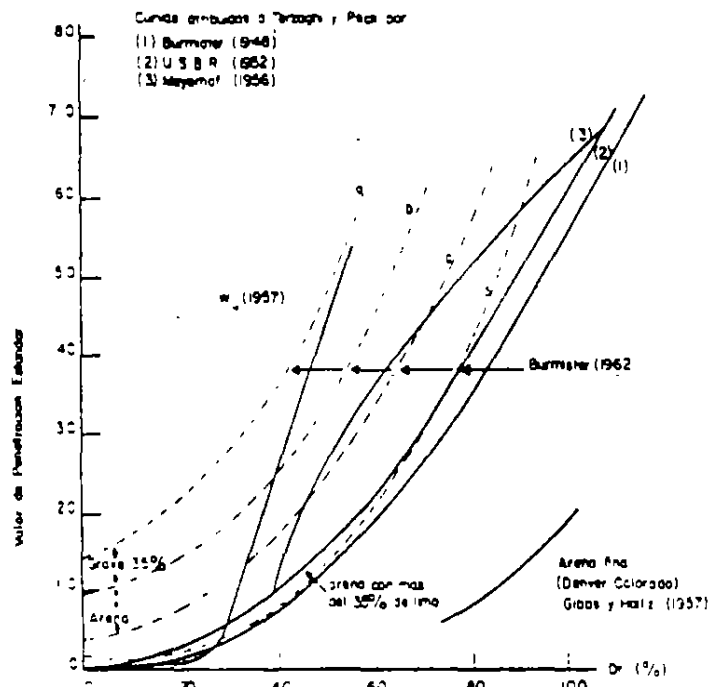


Penetrómetro estándar

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

Resistencia aproximada en arcillas en base a la SPT

Fig. 7.2.1 Resistencia inferida a partir de la prueba de penetración



(1) Relación para arenas de grano angular o redondeado de mediana a gruesa

(2) Relación para arenas finas y para arenas

176

Fig. 7.2.2 Gráficas que permiten hacerse una idea de la resistencia de arenas con datos de la prueba SPT.

idea de la resistencia del suelo granular, en función del ángulo de fricción, utilizando la gráfica inferior de esta figura.

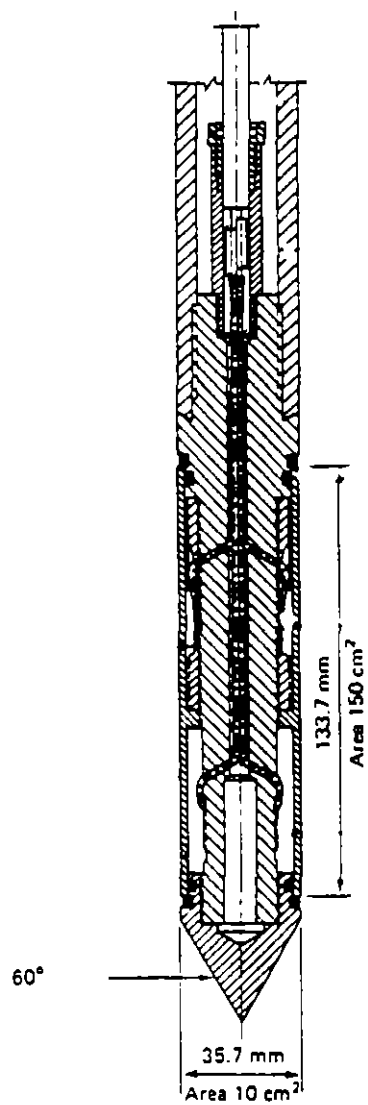
18

7.2.2 PRUEBA DE CONO HOLANDES

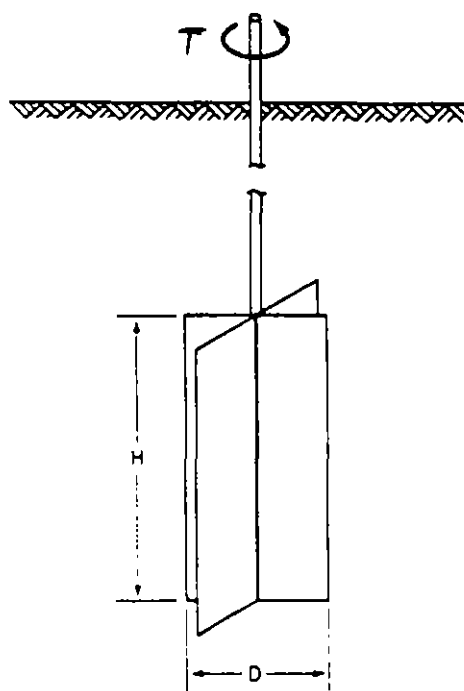
Esta punta sondeadora, se hinca por medio de presión, y se va obteniendo la capacidad de carga, conforme va progresando el sondeo. En la figura 7.2.3, se muestra en la parte superior un esquema de un cono. La desventaja de este equipo es que no recupera muestras, sin embargo se puede utilizar combinado con otro método de penetración, cuando la estratigrafía sea totalmente desconocida en la zona. Si se conoce que tipo de suelo corresponde a los datos obtenidos, se puede obtener la resistencia del suelo, expresada como ángulo de fricción interna o "cohesión", apoyándose en alguna teoría de capacidad de carga.

7.2.3 PRUEBA CON VELETA DE CAMPO

Esta prueba es relativamente facil de realizar y se aplica a suelos finos. En la figura 7.2.3, se muestra, en la parte de abajo, el esquema de una veleta de campo. La veleta se hinca verticalmente, haciendo que las cuchillas se profundicen en el suelo, de tal modo que quede un colchón de suelo superficial. A continuación, ya posicionada la veleta, se aplica un torque al eje de la veleta, como se indica en la figura, con un equipo que permita conocer el valor del torque máximo, que es el que corta al suelo. Con este dato y los datos geométricos de la veleta, se puede despejar por medio de una expresión muy fácil de demostrar, el valor de la "cohesión" del suelo fino. Esta prueba se aplica comúnmente al fondo de un pozo a cielo abierto.



Cono holandés



Veleta de campo

Fig. 7.2.3 Cono holandés y veleta de campo

7.3 PRUEBAS DE LABORATORIO

21

7.3.1 TORCOMETRO Y PENETROMETRO DE BOLSILLO

Este tipo de instrumentos, permiten evaluar con cierta aproximación, la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de suelos finos saturados. Este tipo de resistencia se obtiene formalmente, mediante una prueba triaxial UU. Las pruebas que se comentarán a continuación, se deben aplicar a muestras inalteradas confinadas (preferentemente a suelos muestreados en tubo Shelby). De tal forma que se pueda garantizar que la falla se sucede tan rápido, que no se permite el drenaje del suelo.

A esta resistencia se le denomina "cohesión" (C) o más modernamente resistencia no drenada (S_u).

El torcómetro de bolsillo, como el mostrado en la figura 7.3.1, se compone de una miniveleta en la punta, un resorte de torsión y una perilla con carátula indicadora, todos ellos unidos por un eje metálico. Algunos como el mostrado en la figura, vienen equipados con varias veletas. La forma de efectuar la prueba, consiste en aplicarla al suelo, sin sacarlo del tubo Shelby, ya que así conserva su confinamiento. Se toma el torcómetro y se hunde en el suelo, lo más alejado de las paredes del tubo. Ya que se hundió hasta el tope, se aplica una torsión rápida pero con sumo cuidado. En el momento de la falla, el resorte se descarga y en la carátula se puede leer el valor de la resistencia no drenada (C o S_u). En este curso se mostrará el torcómetro y se hará una experiencia práctica.

El penetrómetro estándar, que se muestra en la figura 7.3.2, consiste en un mango cilíndrico, que tiene una punta móvil, dividida en la punta de penetración y la zona indicadora. Al igual que con el torcómetro, se recomienda que se aplique a suelos contenidos en un tubo Shelby. La forma de proceder es la siguiente: El indicador del penetrómetro se coloca en cero; posteriormente se hince en el suelo la punta de penetración hasta la marca; finalmente se lee el valor obtenido en la zona indicadora de la punta. En este instrumento se lee el resultado como resistencia a la compresión no drenada, dada como el esfuerzo desviador de falla, de modo que para conocer el valor de "cohesión" o de resistencia no drenada, se debe dividir lo obtenido entre dos.

El valor en laboratorio de estos instrumentos, consiste en que permiten calibrar la resistencia de los suelos, lo cual es muy útil, cuando se quiere programar una prueba triaxial o una de corte directo. Teniendo una idea del valor de la resistencia, se pueden elegir los instrumentos adecuados para una prueba formal (anillo de carga, marco de carga, etc.).

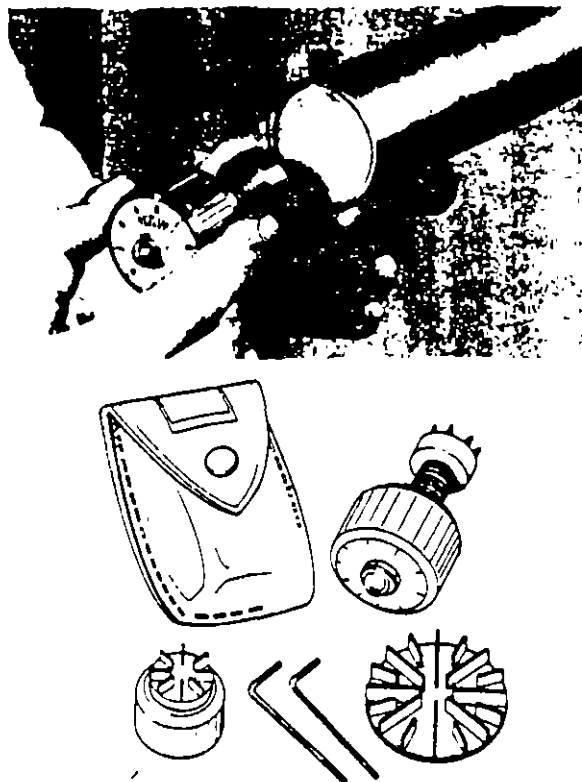


Fig. 7.3.1 Torcómetro de bolsillo

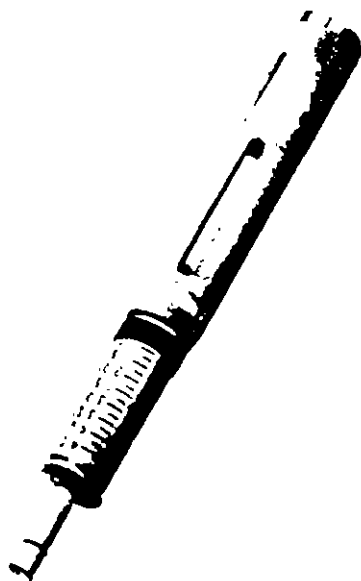


Fig. 7.3.2 Penetrómetro de bolsillo

7.3.2 PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL

En orden cronológico, se puede decir que la prueba más popular anteriormente, era la prueba de corte directo (que se comentará más adelante). Sin embargo a partir de las investigaciones desarrolladas por Arturo Casagrande en el M. I. T., para desarrollar pruebas de compresión en probetas cilíndricas, se lograron superar algunas serias desventajas que presentaba la prueba de corte directo.

Actualmente la prueba triaxial es más popular que la de corte directo. No obstante ser una prueba más complicada, permite una gran variedad de condiciones de drenaje. También se puede suponer que permite aplicar todo el tiempo esfuerzos principales, de modo que no existe rotación de esfuerzos principales, como sucede con la de corte directo. Existen también concentraciones de esfuerzos, pero son mucho más bajos que en corte directo. Otra ventaja es que no tiene un plano predeterminado de falla, además de que se puede representar en el plano de Mohr como un solo círculo, sin dejar de representar a un estado de esfuerzo tridimensional perfecto.

En la figura 7.3.3, se presenta esquemáticamente una cámara triaxial y algunos de sus principios. A la probeta de suelo se le aísla, por medio de una membrana impermeable, la cual impide que el fluido confinante (comúnmente agua), penetre en los poros del suelo. La carga axial se aplica por medio de un vástago de acero, el cual debe tener muy poca fricción con la abertura de la cámara por la cual pasa. Existe un mecanismo fuera de la cámara que permite el

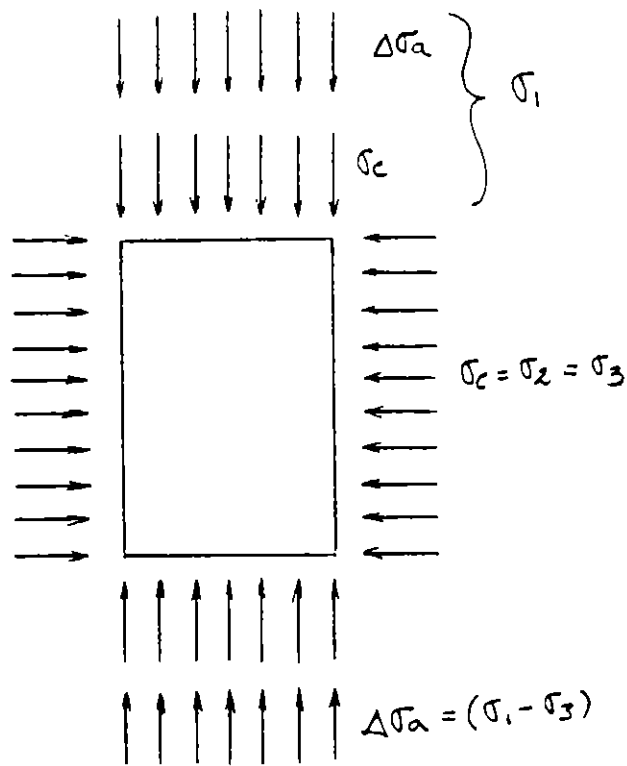
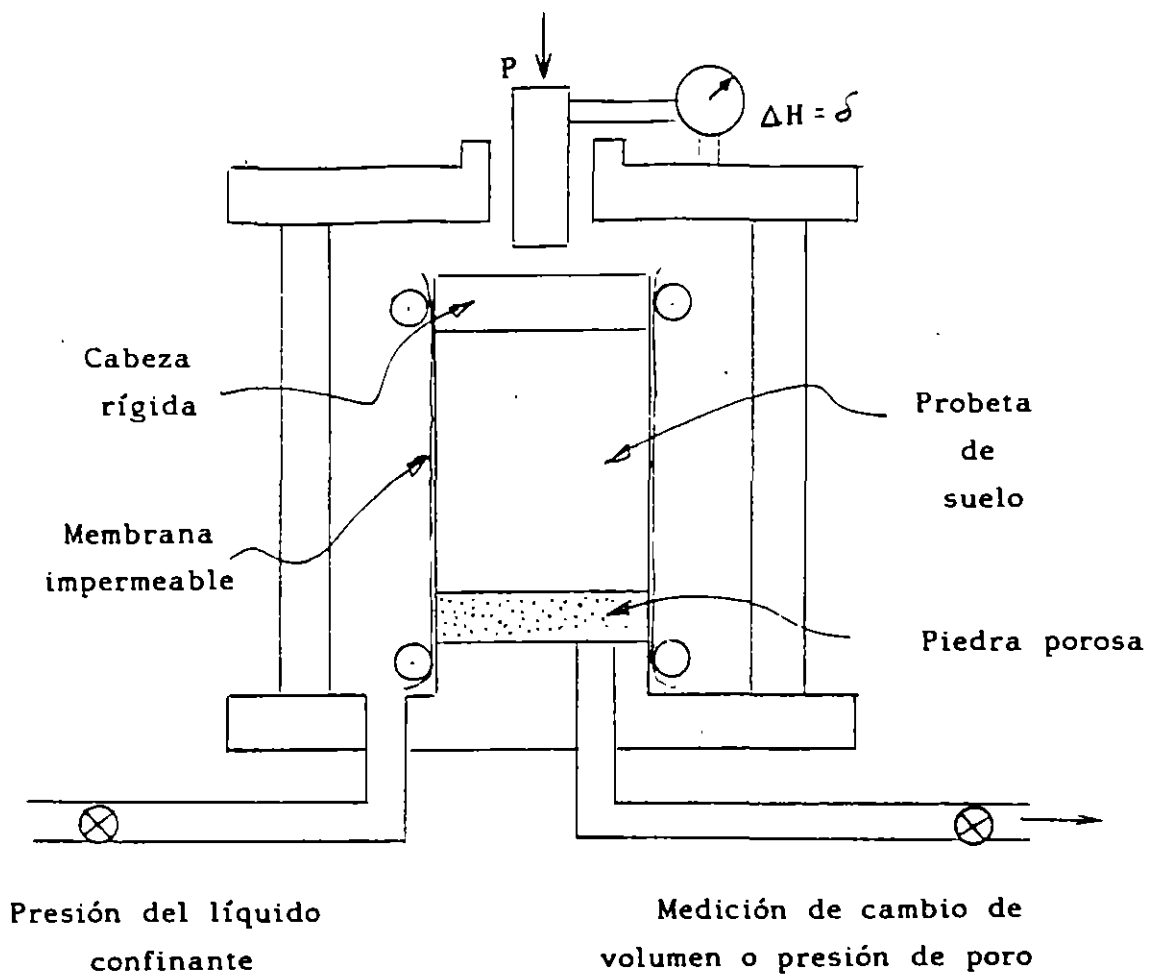


Fig. 7.3.3 Cámara triaxial y esfuerzos que aplica

movimiento del vástago, sin incrementar la presión confinante que se aplica a la probeta. La probeta se puede colocar entre piedras porosas, si se quiere permitir drenaje o medir presión de poro, o colocar una sola piedra porosa en la base de la probeta, como se muestra en la figura. En algún caso especial (prueba UU sin medición de presión de poro), se puede prescindir de colocar piedras porosas.

En la prueba triaxial, como se comentó antes, se puede suponer que se aplican esfuerzos principales en todo el cuerpo de la probeta. Esto no es del todo cierto, ya que pequeños esfuerzos cortantes pueden actuar en los extremos de la probeta. Este problema se ha tratado de resolver, colocando en el contacto con la probeta cabezas de teflón o engrasándolas.

En la notación que usaremos, se tomará como esfuerzo desviador a la diferencia entre el esfuerzo principal mayor y el principal menor, y lo denominaremos por $\Delta\sigma_a$. De modo que $\Delta\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3$. Para pruebas de compresión en la cámara triaxial se aceptará que $\sigma_c = \sigma_2 = \sigma_3$.

La prueba triaxial es una prueba más elaborada que la de corta directo, y por lo mismo más compleja. En este tipo de prueba, al igual que en la de corte directo, se especifica con dos letras al tipo de prueba que se desea realizar, en función de las condiciones de drenaje, como sigue:

CONDICIONES DE DRENAJE

Primera etapa	Segunda etapa	Símbolo
---------------	---------------	---------

Consolidada	Drenada	CD
Consolidada	No drenada	CU
No consolidada	No drenada	UU

Las letras que componen los símbolos proceden de la primera palabra en inglés de Consolidated o Unconsolidated, para la primera etapa, y de Drained o Undrained, para la segunda etapa.

En la figura 7.3.4, se muestran las condiciones iniciales promedio de una probeta en la cámara triaxial, en una prueba CD, estudiada con análisis plano de esfuerzos y la representación de Mohr que le corresponde. En la figura 7.3.5, se muestran las condiciones intermedias promedio de una probeta esforzada en la segunda etapa, pero sin llegar todavía a la falla. En la figura 7.3.6, se muestran las condiciones finales promedio de la probeta en el momento de la falla.

En la figura 7.3.7, se muestran las etapas de la prueba CD, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos, correspondiendo a estas un solo círculo, como se muestra en la parte baja. Aquí se define un ángulo de fricción interna en esfuerzos efectivos ϕ' .

En la figura 7.3.8, se muestran las etapas de una prueba CU, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos, correspondiendo a estas dos círculos desplazados una distancia con valor u_r . Aquí se definen dos ángulos de fricción interna: uno aparente, definido por ϕ y otro en esfuerzos efectivos, prácticamente igual al que se

obtendría en una prueba CD, definido por ϕ' .

En la figura 7.3.9, se muestran las condiciones de la primera y segunda etapas de una prueba UU, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos. En el plano de Mohr de abajo, se indican las envolventes típicas y la resistencia en esfuerzos totales, definida por "C" y el ángulo de fricción interna real, definido por ϕ' .

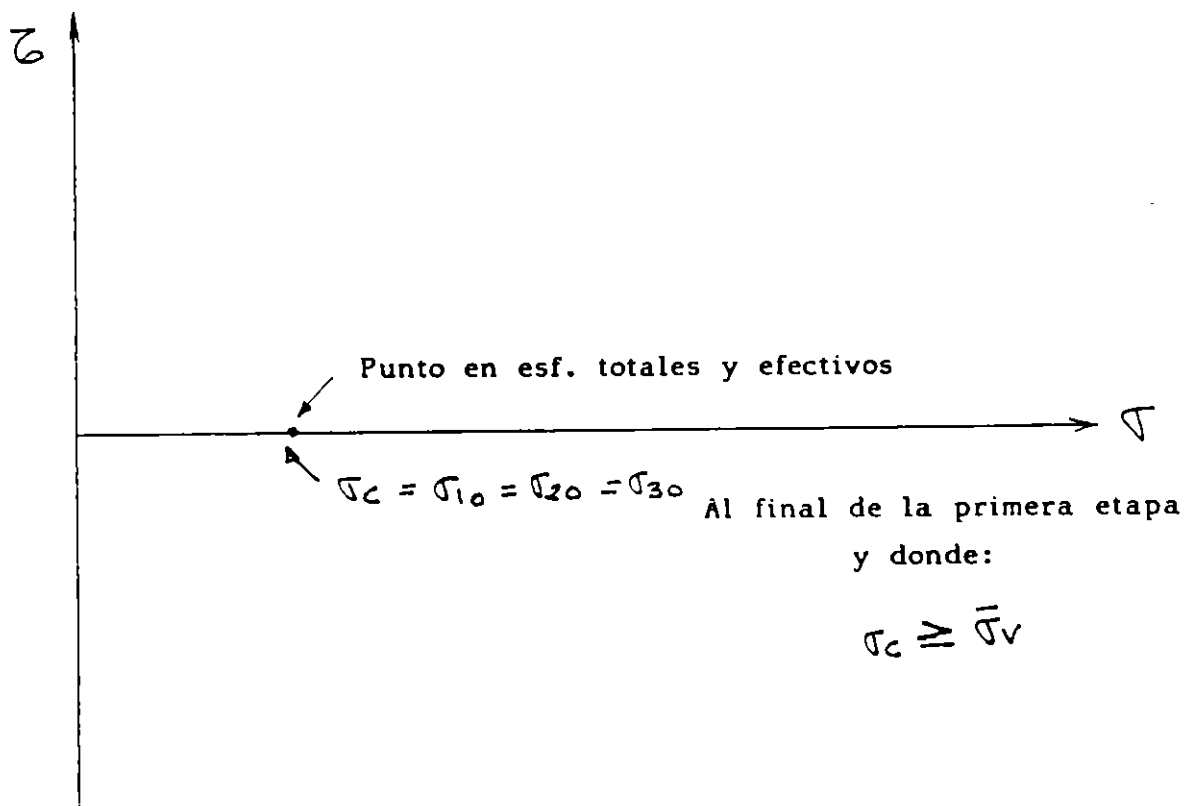
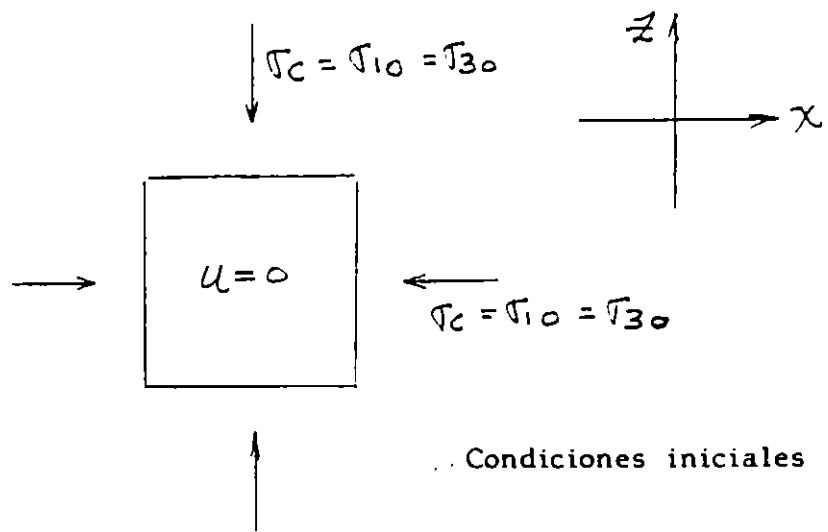


Fig. Condiciones iniciales en prueba triaxial CD (final primera etapa)
7.3.4

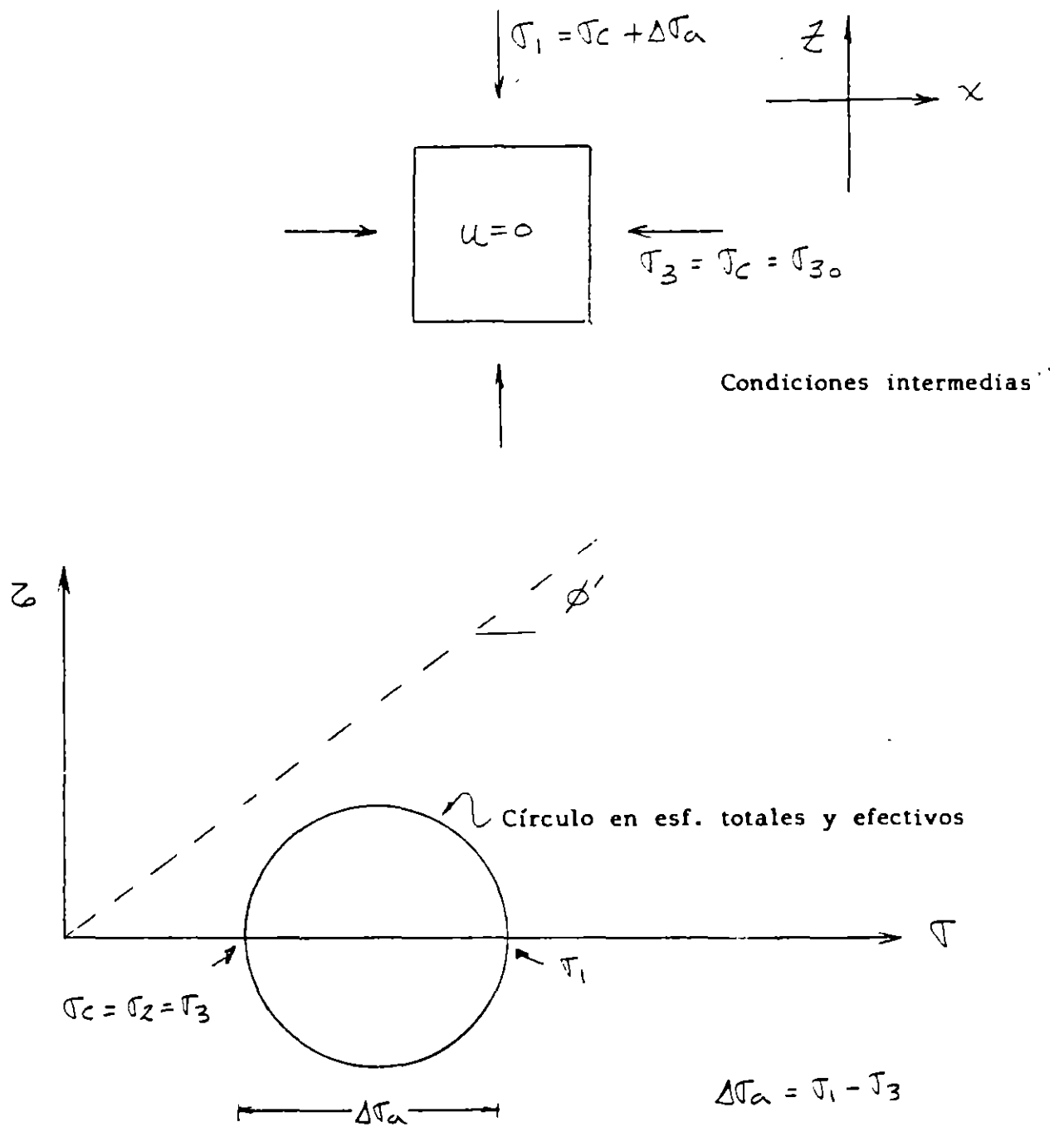


Fig. 7.3.5 Condiciones intermedias en prueba triaxial CD (2ª etapa)

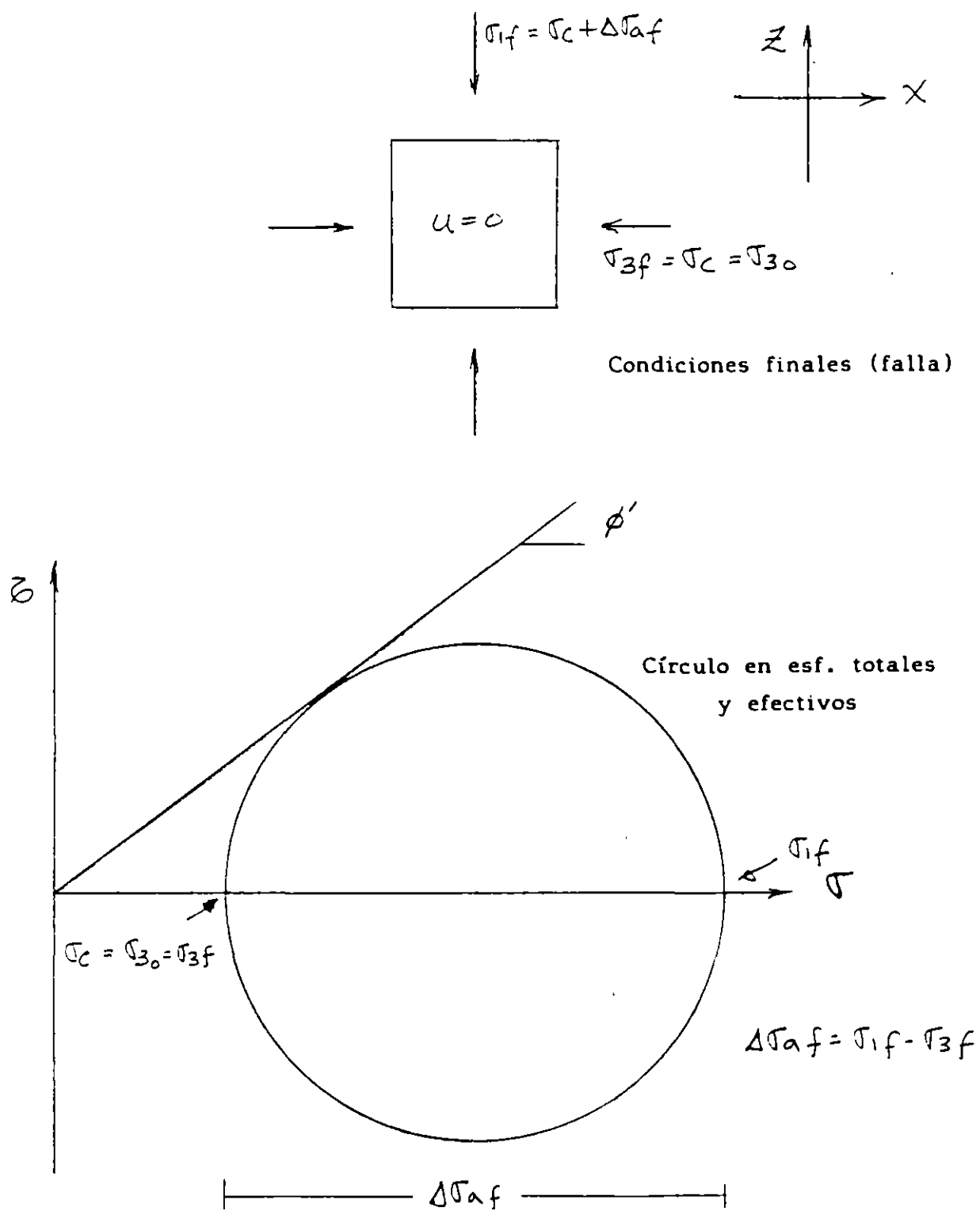


Fig. 7.3.6 Condiciones finales en prueba triaxial CD (2ª etapa)

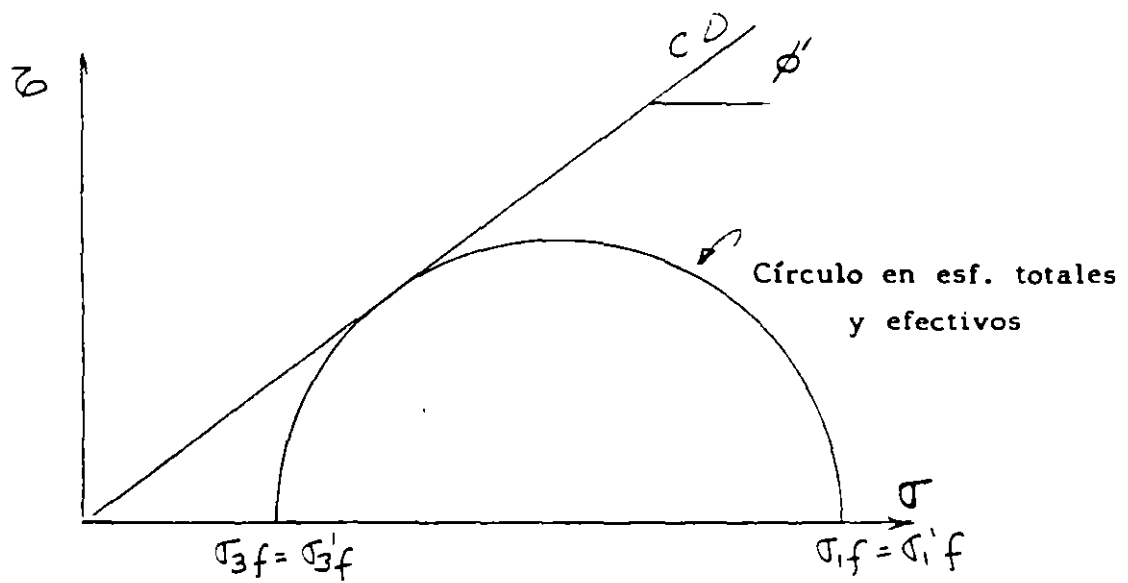
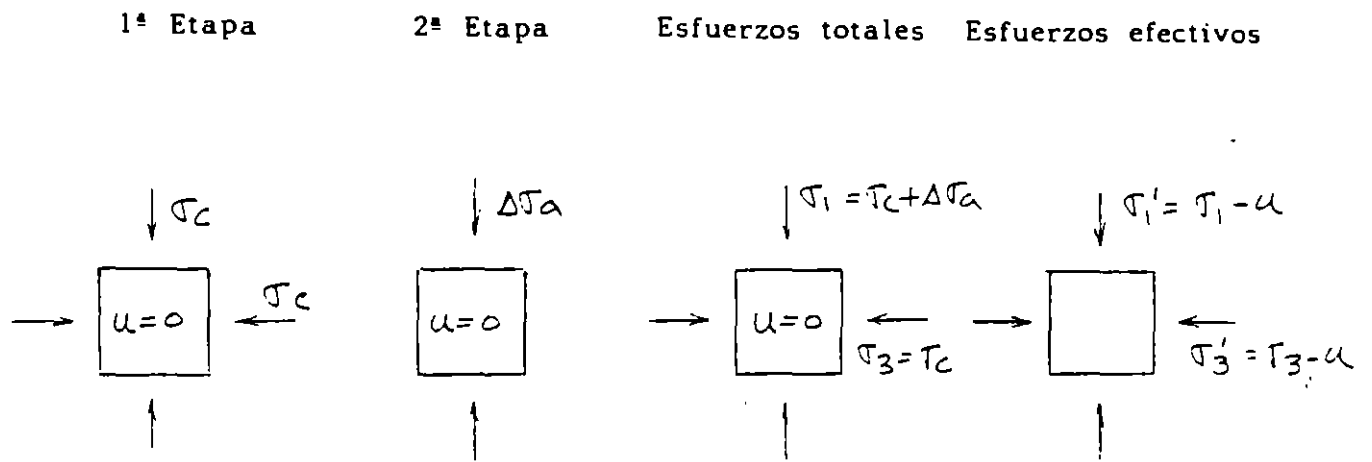


Fig. 7.3.7 Prueba triaxial de compresión CD

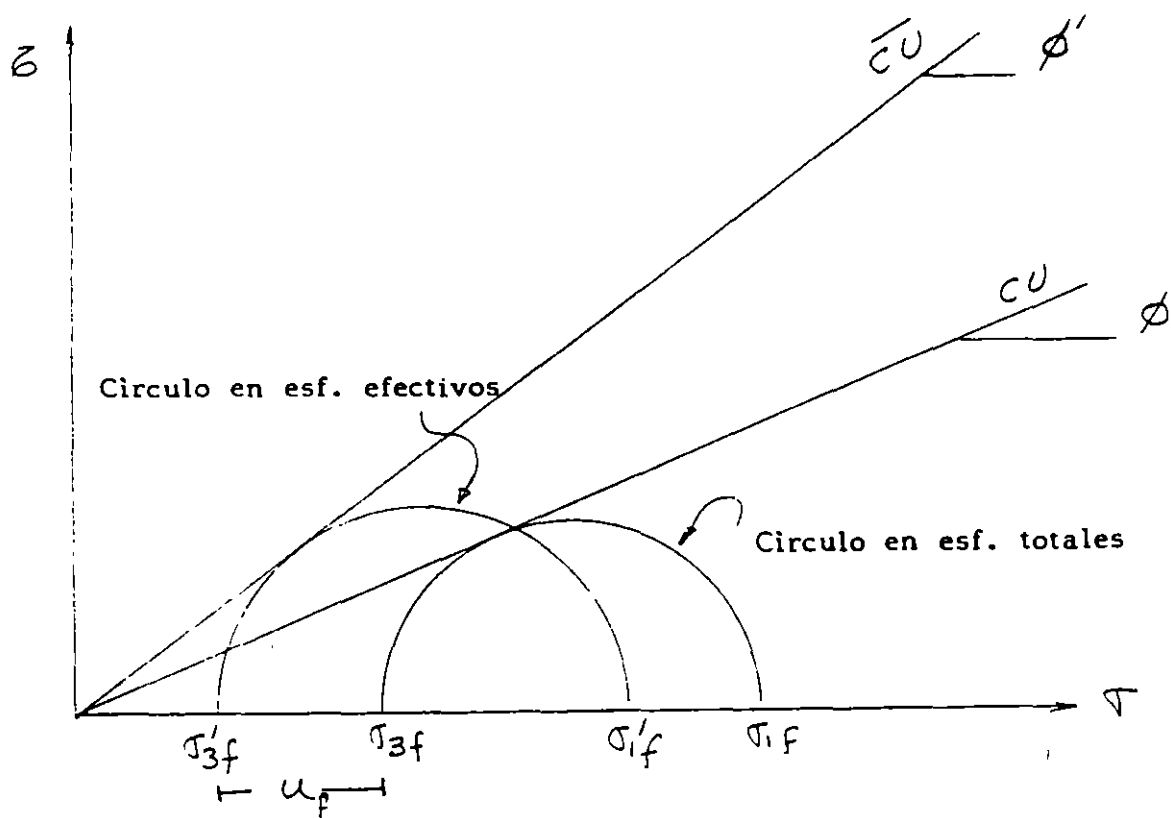
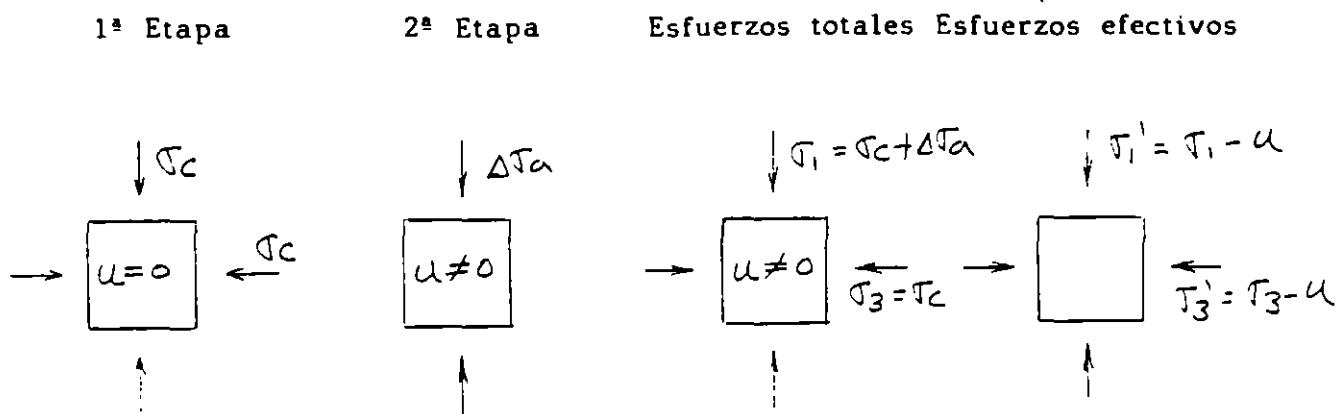


Fig. 7.3.8 Prueba triaxial de compresión CU

1ª Etapa

2ª Etapa

Esfuerzos totales

Esfuerzos efectivos

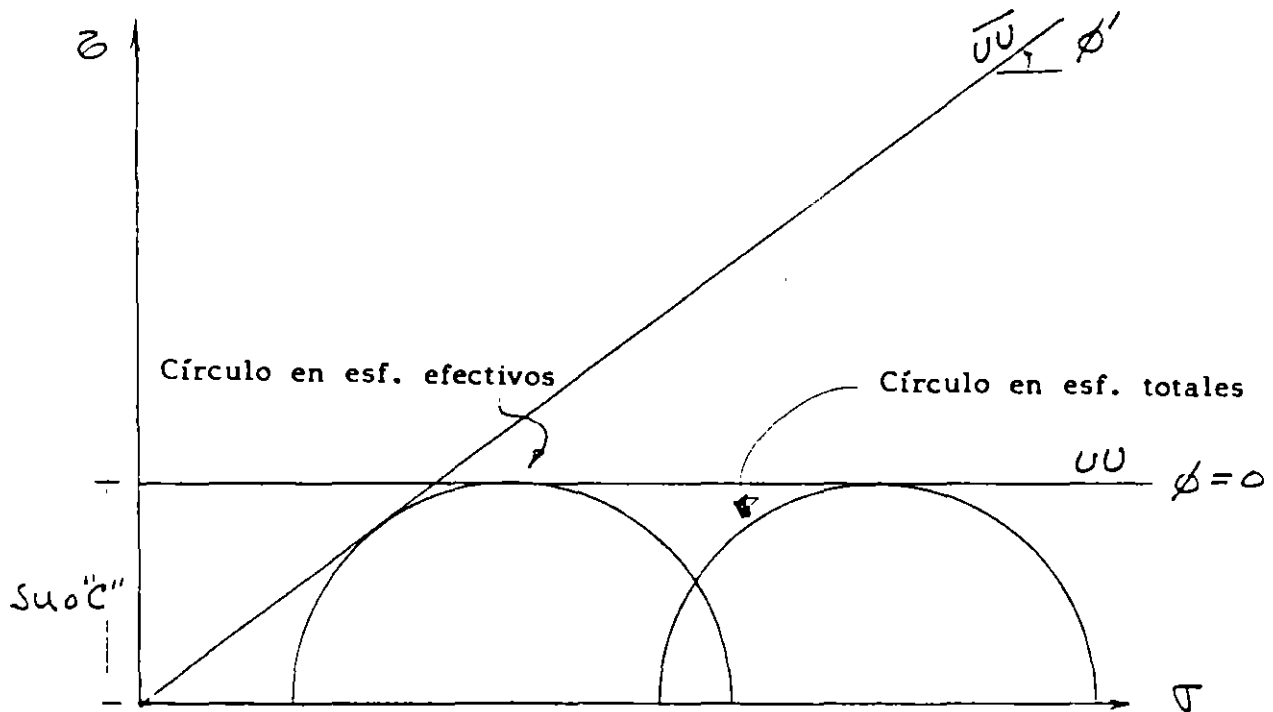
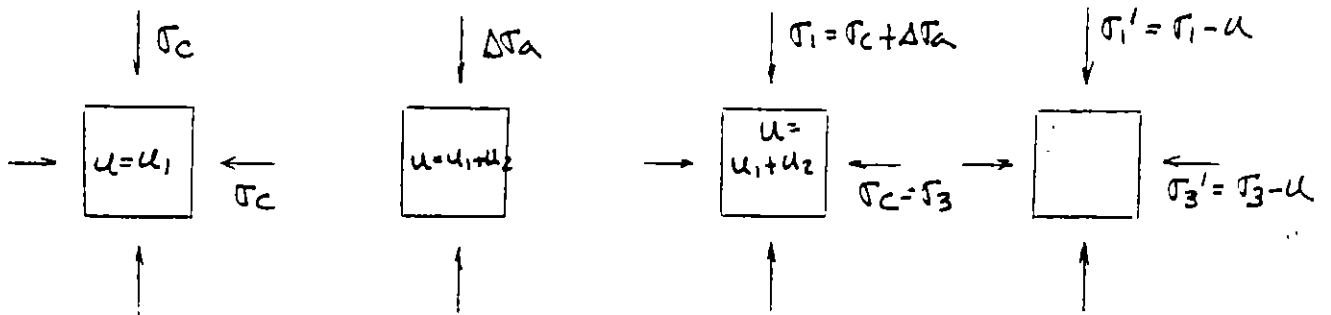


Fig. 7.3.9 Prueba triaxial de compresión UU

7.3.3 PRUEBAS DE CORTE DIRECTO

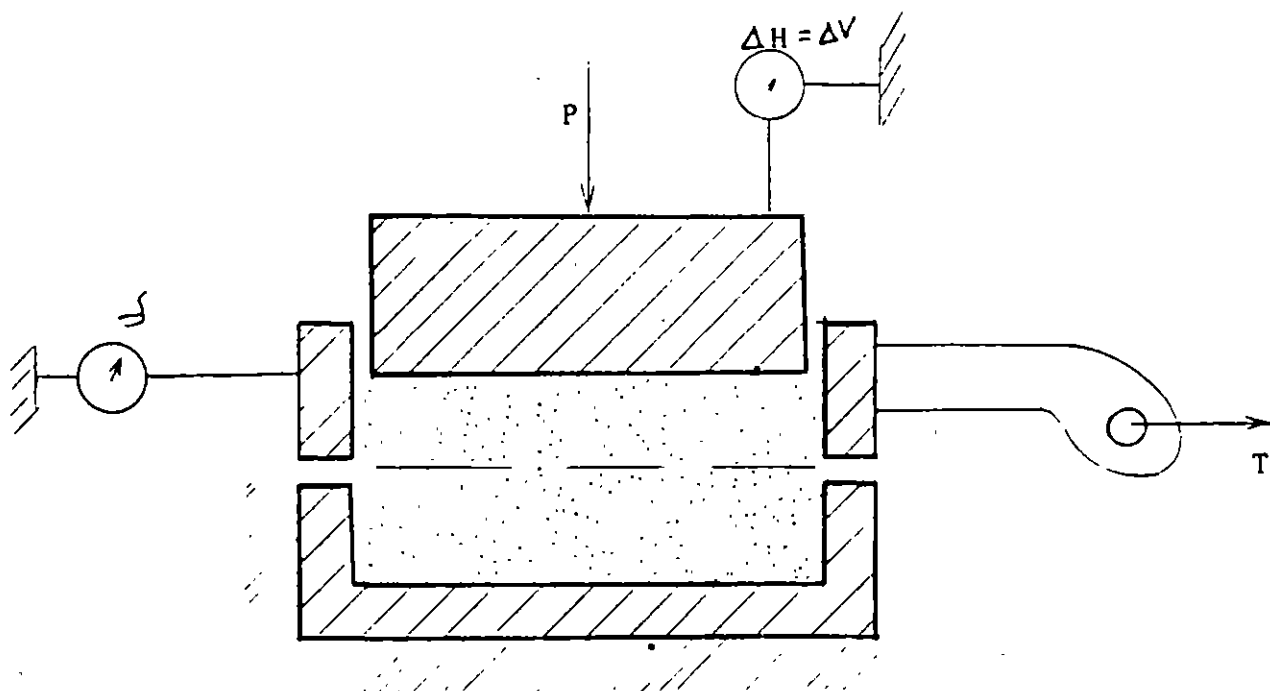
Esta es una prueba muy vieja para obtener la resistencia, ya que era usada por Coulomb hace más de 200 años. El principio que usa la prueba es en verdad muy simple. Consiste básicamente en una probeta de suelo contenida por una "Caja de corte", la cual está separada horizontalmente en dos partes. Una mitad se mantiene fija, respecto a la otra mitad que se desliza horizontalmente. La carga normal P , se aplica aplica a la probeta, a través de una placa rígida. Se miden durante la prueba: la carga horizontal, la deformación horizontal y la deformación vertical. Dividiendo la carga vertical y la carga horizontal, entre el área inicial de la probeta, se obtienen el esfuerzo normal y el cortante en el plano de falla. Es importante observar que el plano de falla se encuentra forzado, cuando se usa este aparato.

En la figura 7.3.10, se muestra un croquis de este equipo. Se muestran también el tipo de resultado que arroja esta prueba, obtenidos en probetas de arena con la misma compacidad relativa. Cuando se grafican estos datos en el plano de Mohr, se puede obtener el ángulo de fricción interna.

En la prueba de corte directo, se pueden realizar en arcillas, las mismas pruebas definidas por las condiciones de drenaje que en la prueba triaxial (CD, CU y UU).

En un análisis a esfuerzos efectivos (arena seca), se puede

analizar un fenómeno interesante que se verifica en la prueba de corte directo y que se le llama rotación de esfuerzos principales. En la figura 7.3.11, se presentan las condiciones iniciales de la probeta en este tipo de prueba, y en la parte baja se muestra la representación de Mohr, aplicando el método del polo fijo. Observe la relación de los sistemas de referencia X Z y III I. En la figura 7.3.12, se muestran las condiciones intermedias, en el momento en que $\sigma_n = \sigma_h$. Observe para esta condición la relación de los sistemas X Z y III I. En la figura 7.3.13, se muestran las condiciones de la probeta en el momento de la falla. Observe que para esta condición σ_n se tiene que $\sigma_n < \sigma_{hr}$. Observe además la relación que guardan los sistemas X Z y III I. Finalmente observe la figura 7.3.14. En esta figura se muestran juntas las condiciones inicial, intermedia y final, mostrando como se va sucediendo la rotación de los esfuerzos principales.



Aparato de corte directo

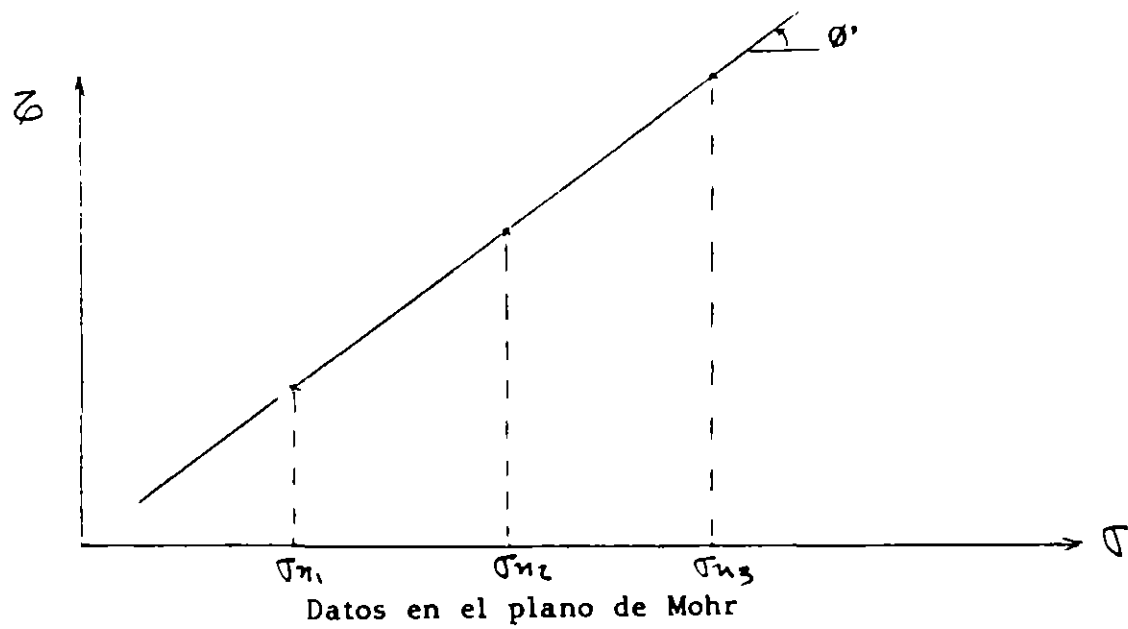


Fig. 7.3.10 Aparato de corte directo

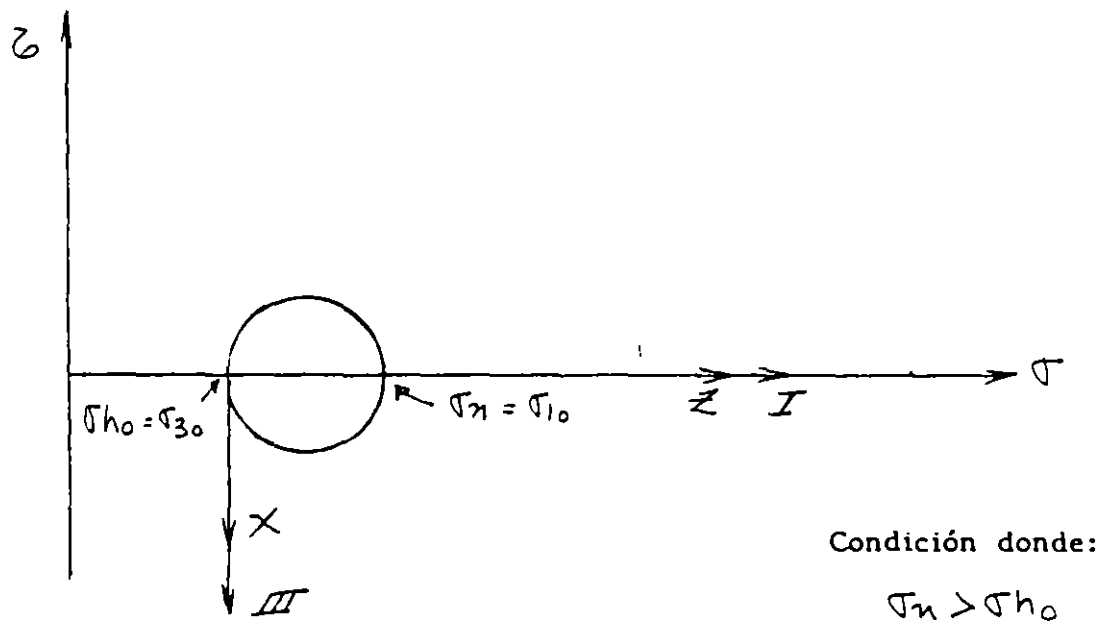
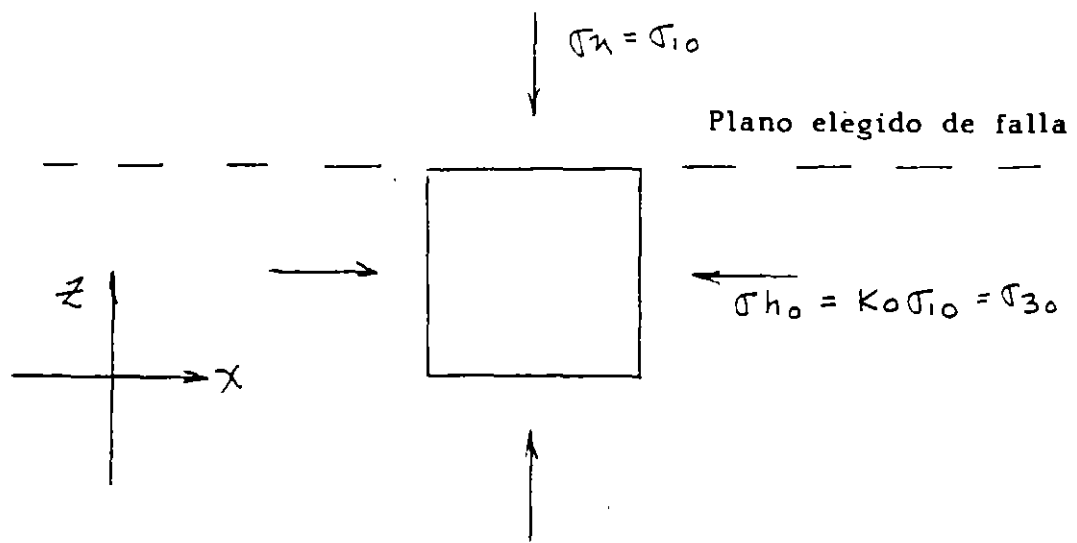


Fig. Condiciones iniciales en corte directo (primera etapa)
 7.3.11

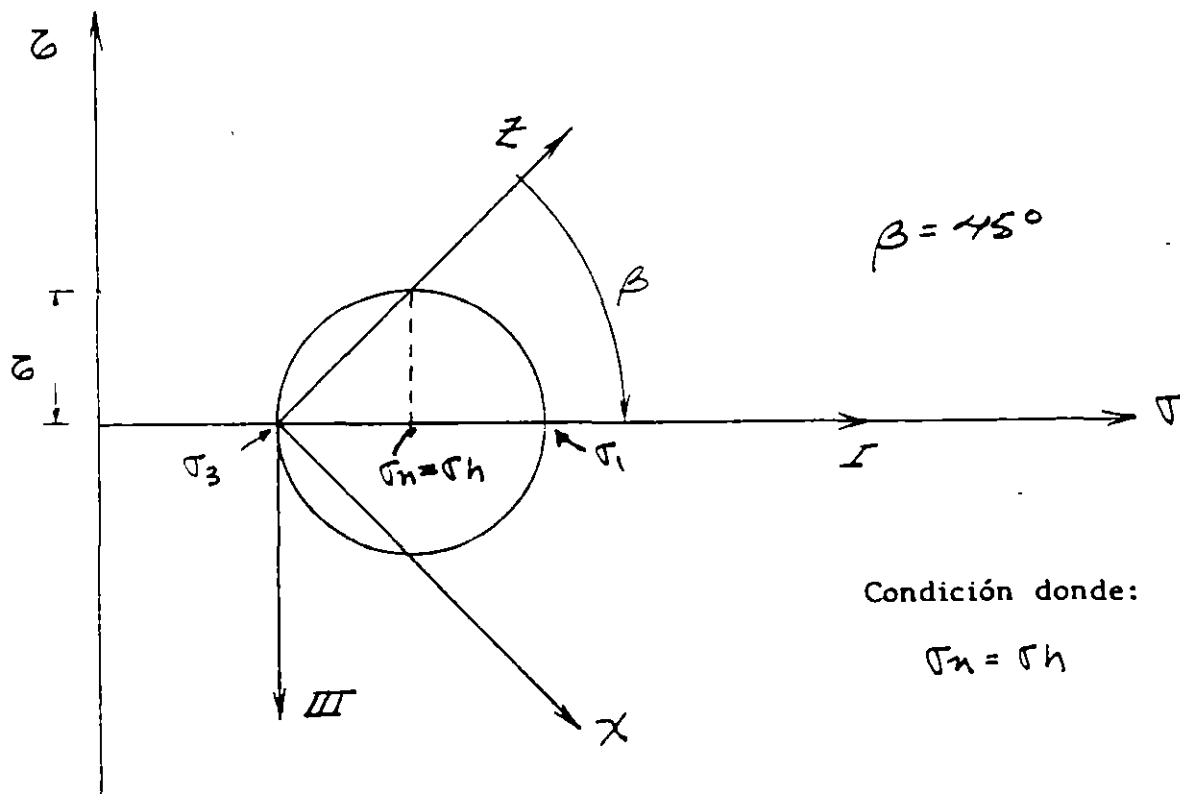
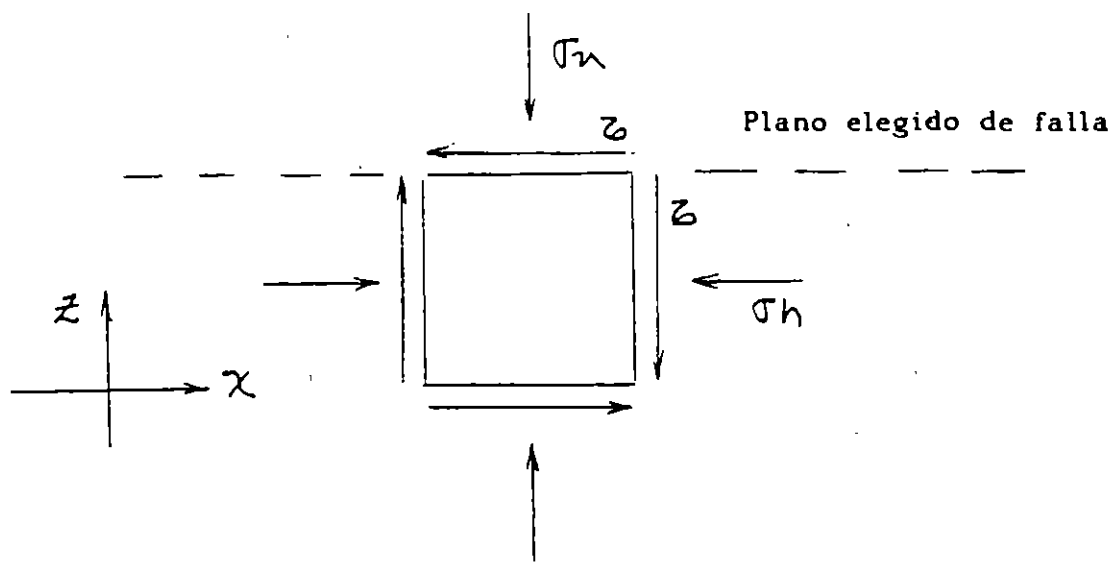


Fig. 7.3.12 Condiciones intermedias en corte directo (segunda etapa)

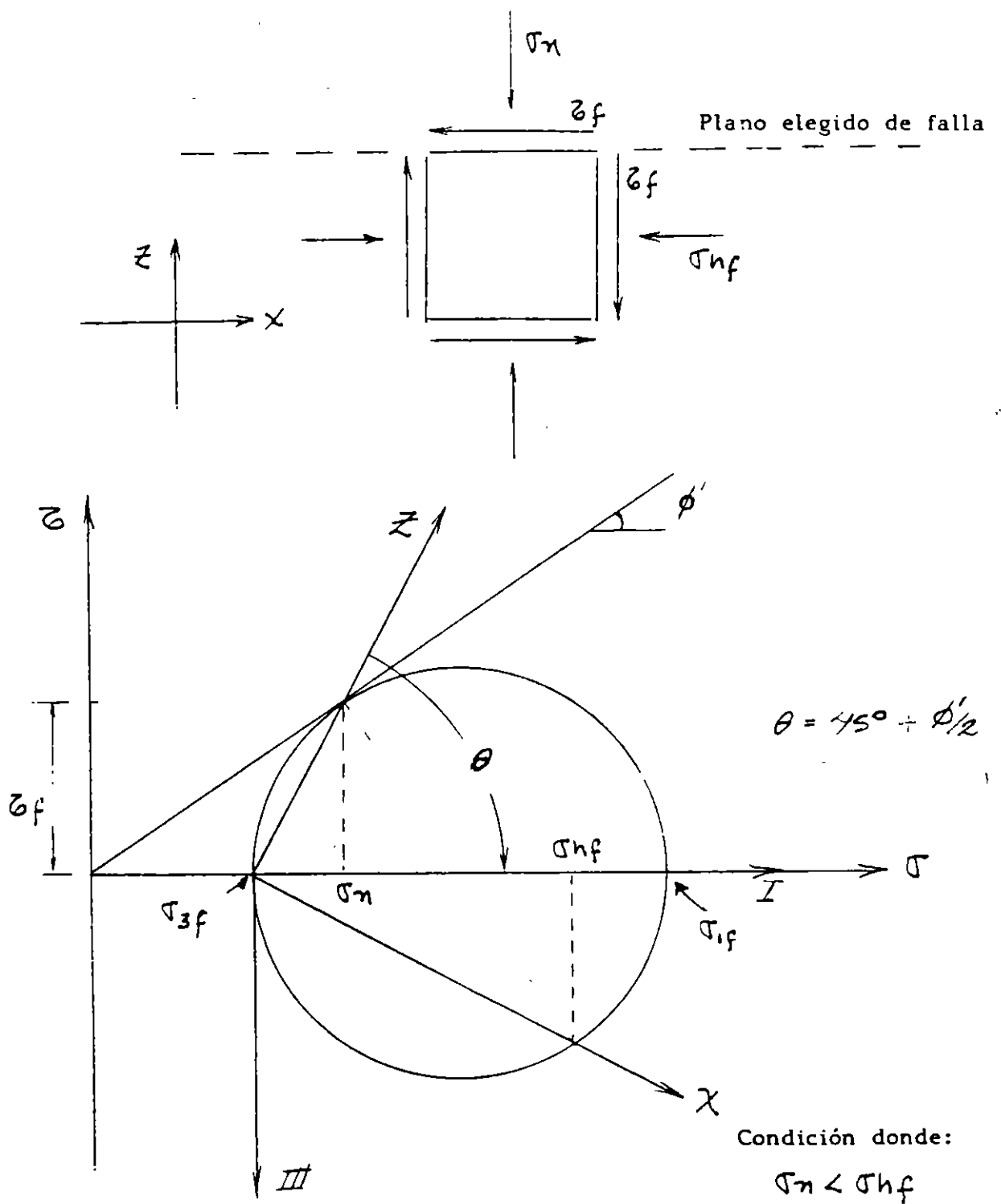


Fig. 7.3.13 Condiciones finales en corte directo (segunda etapa)

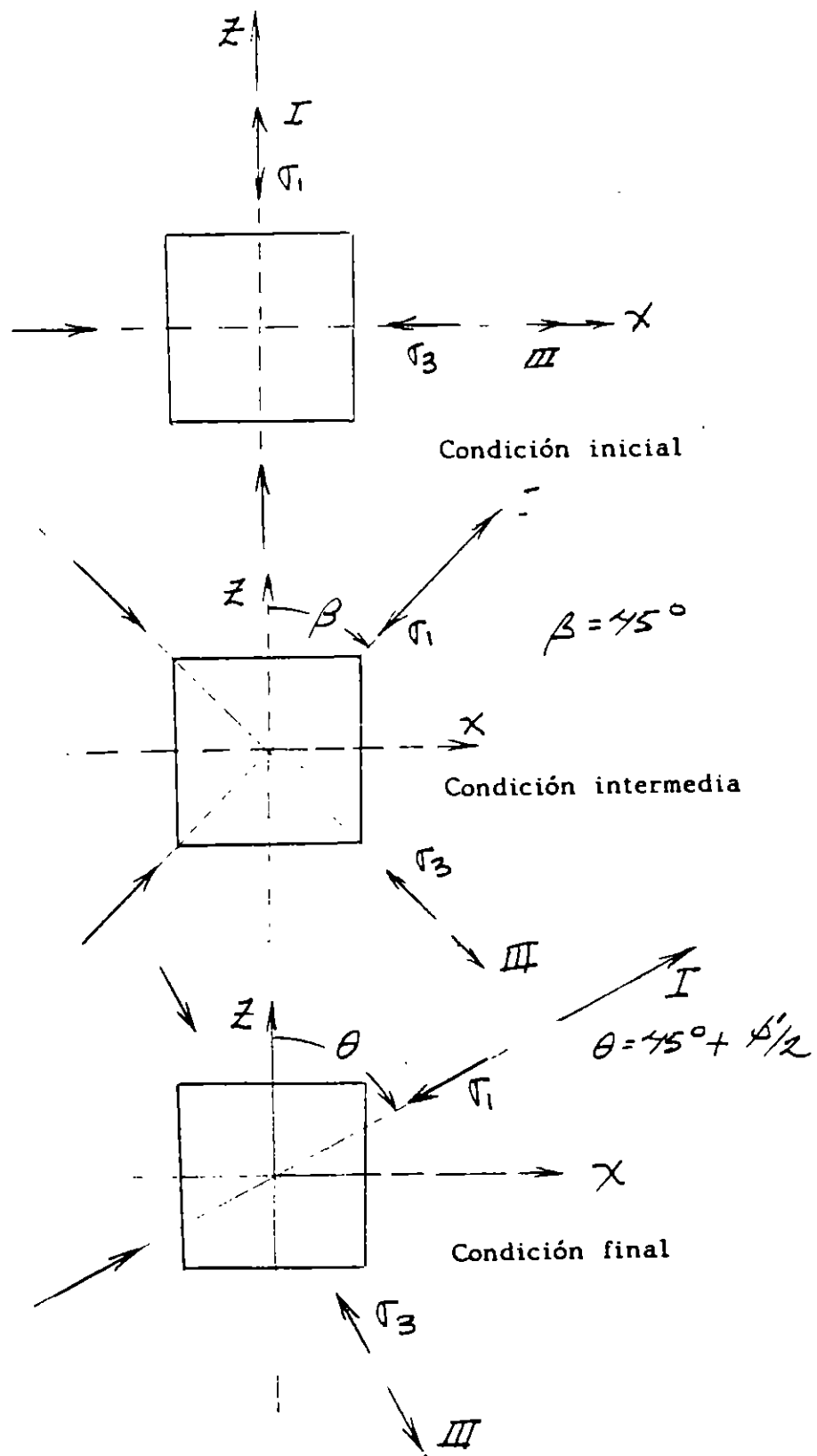
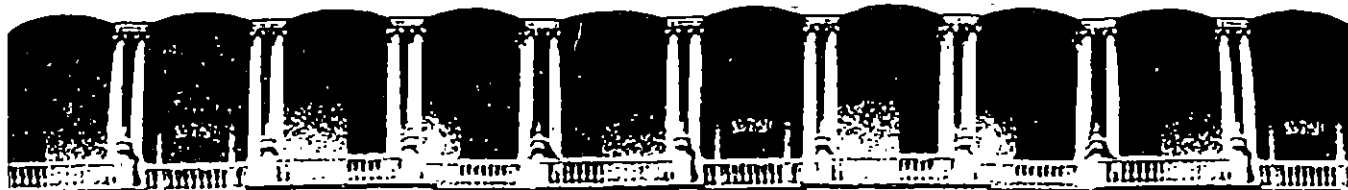


Fig. 7.3.14 Rotación de esfuerzos principales en corte directo



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

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES. SCT
14, 15 y 16 DE JUNIO DE 1995
MERIDA, YUC.

CURSO: MECANICA DE SUELOS

TEMA II

ESTADO DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELOS

T E M A

I I

E S T A D O D E E S F U E R Z O S E N

L A M A S A D E S U E L O

Apuntes elaborados en el Departamento de Geotecnia
de la DICTG, de la Facultad de Ingeniería, UNAM

CAPITULO 3 ESTADO DE ESFUERZOS GEOESTATICOS EN LA MASA DEL SUELO

3.1 GENERALIDADES

La mayor parte de los problemas de mecánica de suelos relacionados con los cambios volumétricos y la resistencia al corte y, en algunos casos, con el flujo de agua, se resuelven a partir de la determinación de los esfuerzos geoestáticos, de ahí que en este capítulo se presenten los aspectos fundamentales de la distribución de dichos esfuerzos.

3.2 ECUACIÓN GENERAL DE ESFUERZOS GEOESTÁTICOS

En dirección perpendicular a cualquier plano que pasa por un elemento de terreno ubicado a la profundidad z como se muestra en la figura 3.1, existen un esfuerzo total σ y una presión en el agua u_N . En la *mecánica del medio continuo*, se acepta el esfuerzo como un vector y la presión como escalar, nociones que se emplearán a través de éste y los subsecuentes capítulos.

El esfuerzo total actúa en el plano considerado, y la presión del agua lo hace sobre dicho plano menos la porción que ocupan los contactos minerales.

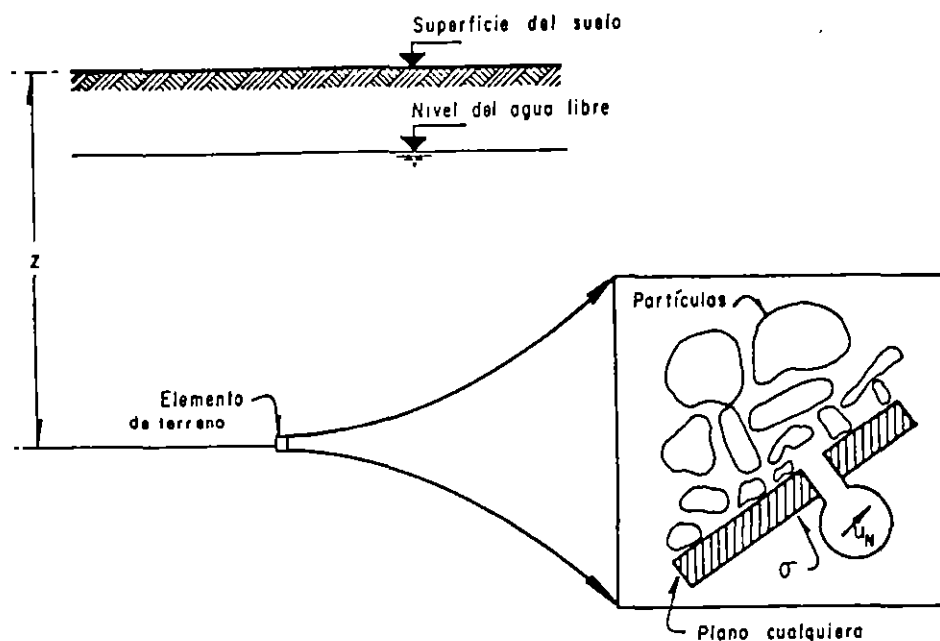


Figura 3.1 Esfuerzo total y presión en el agua para un elemento de terreno

En estas condiciones, se define el esfuerzo efectivo σ' en términos de la siguiente relación:

$$\sigma' = \sigma - u_N \quad \dots 3.1$$

Además, su valor aproximado es:

$$\sigma' \doteq \frac{Q_{cp}}{A_T} \quad \dots 3.2$$

donde

Q_{cp} : fuerza transmitida por el esqueleto del suelo a través de los contactos entre los granos

A_T : área total de la superficie considerada

La deducción e interpretación de la ecuación 3.1 sirven de base para entender el significado físico del esfuerzo efectivo y su relación con los cambios volumétricos y la resistencia al corte de los suelos.

La figura 3.2 muestra dos superficies arbitrarias, una plana y la otra ondulada, trazadas en el mismo elemento de la figura anterior.

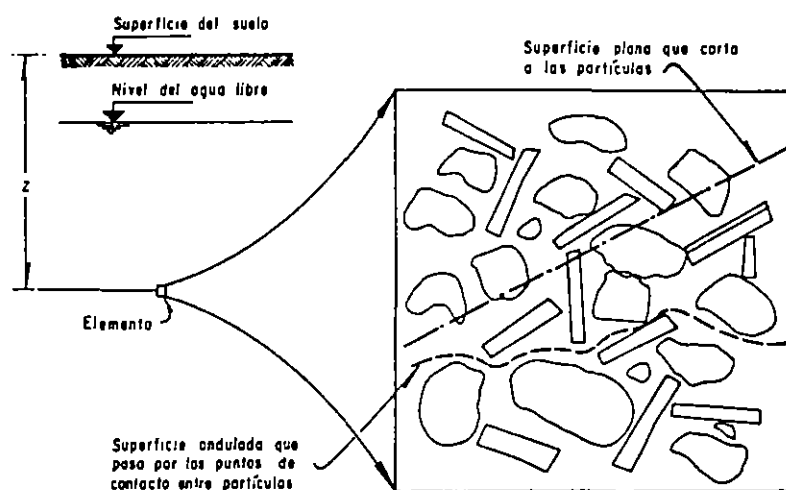


Figura 3.2 Superficies arbitrarias trazadas en un elemento de suelo

Para interpretar el significado físico de los esfuerzos geoestáticos intervienen ambas superficies, mientras que para la compresibilidad y resistencia al corte de los suelos es más relevante el contacto que se da entre las partículas a través de la superficie ondulada.

El elemento es una condición general del suelo, porque incluye todos los contactos posibles entre las fases sólida, líquida y gaseosa, esto es:

mineral	a	mineral
mineral	a	aire
mineral	a	agua
agua	a	agua
agua	a	aire
aire	a	aire

Estos contactos dan origen a una serie de fuerzas que se pueden suponer actuando sobre la superficie ondulada, las cuales se muestran en la siguiente figura: 3.3

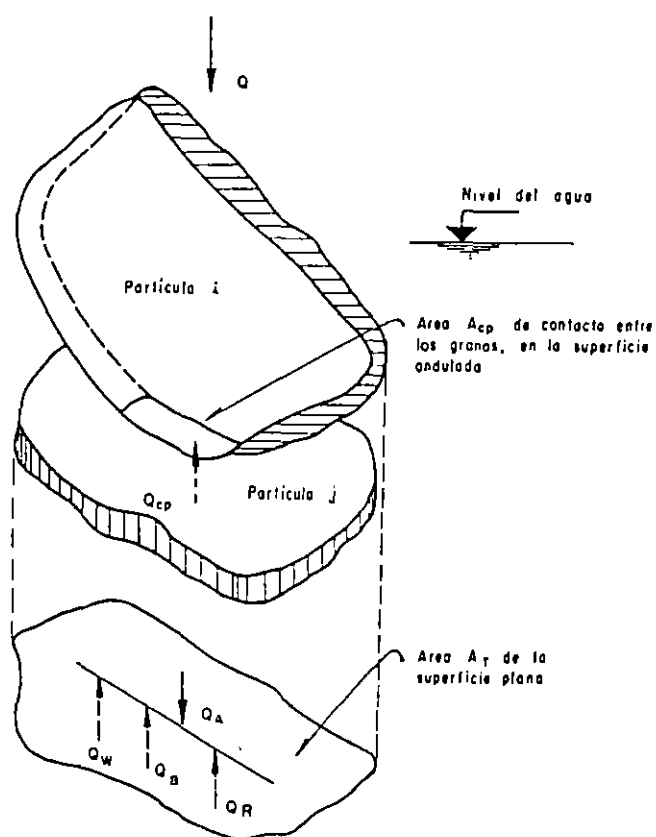


Figura 3.3 Fuerzas actuantes entre las partículas de un elemento de suelo

donde

Q : fuerza total, actuante a la profundidad z
 Q_{cp} : fuerza en el contacto partícula a partícula
 Q_w : fuerza en el contacto agua a partícula o agua a agua
 Q_a : fuerza en el contacto aire a partícula o aire a aire
 Q_R : fuerza de repulsión eléctrica entre granos
 Q_A : fuerza de atracción eléctrica entre granos

Las partículas de la figura 3.3 se tocan en la superficie plana ocupando un área A_{cp} , que es representativa de todos los contactos entre los granos del suelo. Asimismo a esas partículas les corresponde un área A_T de la superficie plana. Al establecer el equilibrio en dirección perpendicular a dicha superficie, se obtiene lo siguiente:

$$Q = Q_{cp} + Q_a + Q_w + Q_R - Q_A \quad \dots 3.3$$

La ecuación 3.3, expresada en términos de esfuerzos y presiones, queda como sigue:

$$\sigma \cdot A_T = \sigma_{cp} \cdot A_{cp} + u_a \cdot A_a + u_w \cdot A_w + Q_R - Q_A \quad \dots 3.4$$

donde

σ : esfuerzo total
 σ_{cp} : esfuerzo intergranular o de contacto entre partículas
 u_w : presión hidrostática
 u_a : presión en los gases
 A_a : área en la que actúa la fuerza de los gases
 A_w : área en la que actúa la fuerza del agua

y además:

$$Q_{cp} = \sigma_{cp} \cdot A_{cp} \quad \dots 3.5$$

$$Q_a = u_a \cdot A_a \quad \dots 3.6$$

$$Q_w = u_w \cdot A_w \quad \dots 3.7$$

dividiendo la ecuación 3.4 entre A_T se obtiene lo siguiente:

$$\sigma = \sigma_{cp} \cdot a_{cp} + u_a \cdot a_a + u_w \cdot a_w + R - A \quad \dots 3.8$$

donde

$$R = \frac{Q_R}{A_T} \quad \dots 3.9$$

$$A = \frac{Q_A}{A_T} \quad \dots 3.10$$

R y A son las fuerzas eléctricas de repulsión y atracción, referidas a la superficie plana. Las relaciones de áreas son:

$$a_{cp} = \frac{A_{cp}}{A_T} \quad \dots 3.11$$

$$a_a = \frac{A_a}{A_T} \quad \dots 3.12$$

$$a_w = \frac{A_w}{A_T} \quad \dots 3.13$$

cumpliendo que:

$$a_{cp} + a_a + a_w = 1 \quad \dots 3.14$$

La ecuación 3.8 es la expresión general de los esfuerzos y las presiones que actúan perpendiculares a un plano cualquiera. Sin embargo, existen limitaciones para su uso, las cuales consisten en la imposibilidad de estimar numéricamente algunos de sus términos, pero se justifica hacer aproximaciones, generándose así casos especiales de dicha ecuación, válidos para ciertos agregados.

Caso 1

Suelos saturados en general. En esta condición, los términos u_a y a_a son nulos, por lo que:

$$\sigma = \sigma_{cp} \cdot a_{cp} + u_w \cdot a_w + R - A \quad \dots 3.15$$

y de la ecuación 3.14:

$$a_{cp} + a_w = 1 \quad \dots 3.16$$

donde el valor de a_w oscila entre 0.97 y 1.0 en suelos reales.

Caso 2

Suelos plásticos idealmente saturados y muy dispersivos, en los que puede dejar de haber contacto entre las partículas minerales. Esta condición corresponde, por ejemplo, a las arcillas del grupo de las montmorillonitas, cumpliéndose lo siguiente:

$$\sigma = u_w + R - A \quad \dots 3.17$$

donde, por no haber gases ni contactos minerales, se tiene de la ecuación 3.14:

$$a_w = 1 \quad \dots 3.18$$

Caso 3

Suelos gruesos saturados, en los que la carga eléctrica neta entre granos se puede considerar nula. En este caso los términos u_a , a_a , R y A no existen, de ahí que la ecuación 3.8 queda expresada como sigue:

$$\sigma = \sigma_{cp} \cdot a_{cp} + u_w \cdot a_w \quad \dots 3.19$$

despejando de la ecuación 3.16 a a_w y sustituyendo en 3.19 se tiene:

$$\sigma = \sigma_{cp} \cdot a_{cp} + u_w \cdot (1 - a_{cp}) \quad \dots 3.20$$

Basándose en los casos expuestos, se pueden encontrar como mínimo dos condiciones para las cuales se visualiza físicamente el concepto de esfuerzo efectivo dado por la ecuación 3.1 y su relación con los esfuerzos intergranulares del suelo.

Como primera condición, de la ecuación 3.17 del caso 2, se tiene que la carga eléctrica neta vale:

$$\sigma - u_w = R - A \quad \dots 3.21$$

o bien, en términos de la ecuación 3.1:

$$\sigma' = R - A \quad \dots 3.22$$

De ahí que para una arcilla muy plástica, idealmente saturada y dispersa, el esfuerzo efectivo es igual a la resultante de las cargas eléctricas transmitidas entre las partículas.

Por lo que se refiere a la segunda condición, tomando como factor común a la relación de áreas a_{cp} en la ecuación 3.20 del caso 3, y expresando el resultado en términos de la ecuación 3.1, se obtiene lo siguiente:

$$\sigma' = (\sigma_{cp} - u_w) \cdot a_{cp} \quad \dots 3.23$$

Estudios experimentales practicados en materiales gruesos, han dado por resultado esfuerzos intergranulares muy elevados y áreas de contacto entre los granos muy pequeñas. De esta manera, si se tiene, por ejemplo, un esfuerzo total del orden de 1.033 kgf/cm², el intergranular valdrá aproximadamente 3.44 kgf/cm². Para suelos muy cargados, dicho esfuerzo puede llegar a ser superior a la resistencia de las partículas individuales, la cual en ocasiones asciende hasta los 80 000 kgf/cm². Por lo que se refiere a las áreas de contacto, los estudios reportan valores de a_{cp} inferiores a 0.03 y probablemente menores de 0.01.

De lo anterior, se puede considerar nulo el valor de la presión del agua respecto al de σ_{cp} , por lo cual, de la ecuación 3.23 se concluye lo siguiente:

$$\sigma' \doteq \sigma_{cp} \cdot a_{cp} \quad \dots 3.24$$

El esfuerzo transmitido por el esqueleto mineral está relacionado con el efectivo, de manera que σ' sirve de base para la interpretación del comportamiento mecánico de los suelos gruesos idealmente saturados.

Para los agregados gruesos parcialmente saturados y para los plásticos muy dispersos no es correcta dicha apreciación, porque los primeros no cuentan con una solución teórica adecuada, y porque los segundos tienen un esfuerzo efectivo dado por la carga eléctrica neta entre partículas. Sin embargo, otros es

tudios aportaron evidencias que permiten aceptar para ambos casos el resultado obtenido mediante la ecuación 3.24. Así entonces, al sustituirla en la ecuación 3.20 se tiene:

$$\sigma = \sigma' + u_w \cdot (1 - a_{cp}) \quad \dots 3.25$$

En los problemas que requieren el cálculo de esfuerzos y presiones, se conoce fácilmente el valor de A_T , pero por lo general el de A_{cp} no puede obtenerse en forma simple; en consecuencia, la magnitud de a_{cp} queda indeterminada.

Dicha magnitud es sumamente pequeña y en la mayoría de los casos despreciable, de ahí que al suponerla igual a cero en la ecuación 3.25 se obtiene un resultado análogo al de la ecuación 3.1

$$\sigma = \sigma' + u_w \quad \dots 3.26$$

A partir de aquí, se considerará únicamente el peso del depósito que genera esfuerzos verticales sobre un plano horizontal del elemento de suelo, y se analizará el efecto producido por una sobrecarga, cuando dicho elemento se encuentra en la condición idealmente saturada. Para esto, se acepta la ecuación 3.26 como una condición arbitraria al denotarla con los subíndices "o" y "v" para indicar que los esfuerzos son iniciales e inciden perpendicularmente en el plano horizontal, respectivamente.

$$\sigma_{v_o} = \sigma'_{v_o} + u_w \quad \dots 3.27$$

donde

σ_{v_o} : esfuerzo total vertical inicial

σ'_{v_o} : esfuerzo efectivo vertical inicial

Para comprender el efecto que produce la sobrecarga, se hará uso del dispositivo conocido como *analogía mecánica de Terzaghi* mostrado en la figura 3.4, en donde el cilindro de sección transversal A_T está provisto de un pistón de espesor despreciable sin fricción y un pequeño orificio con una válvula o llave. El pistón está soportado por un resorte unido al fondo del recipiente que se encuentra lleno de agua. En el dispositivo, la estructura del agregado se considera representada por el resorte, el agua libre por la contenida en el cilindro, y los conductos capilares del material por el orificio y la válvula del pistón. Además, al estar el recipiente lleno de agua se cumple la condición idealmente saturada del suelo.

En esas condiciones, si se aplica al pistón una fuerza ΔQ manteniendo la llave cerrada, el resorte no puede deformarse ya que la carga está soportada únicamente por el agua en forma de presión adicional (en exceso) a la hidrostática. Al abrir la válvula, entre el interior y el exterior del orificio se produce una diferencia de presiones $\Delta Q/A_T$ que genera el gradiente necesario para la salida del agua, con lo cual el resorte comienza a comprimirse y termina de hacerlo cuando toma toda la carga aplicada. La velocidad de esa transferencia depende de la abertura de la llave, de la viscosidad del agua, de la profundidad y del tiempo transcurrido.

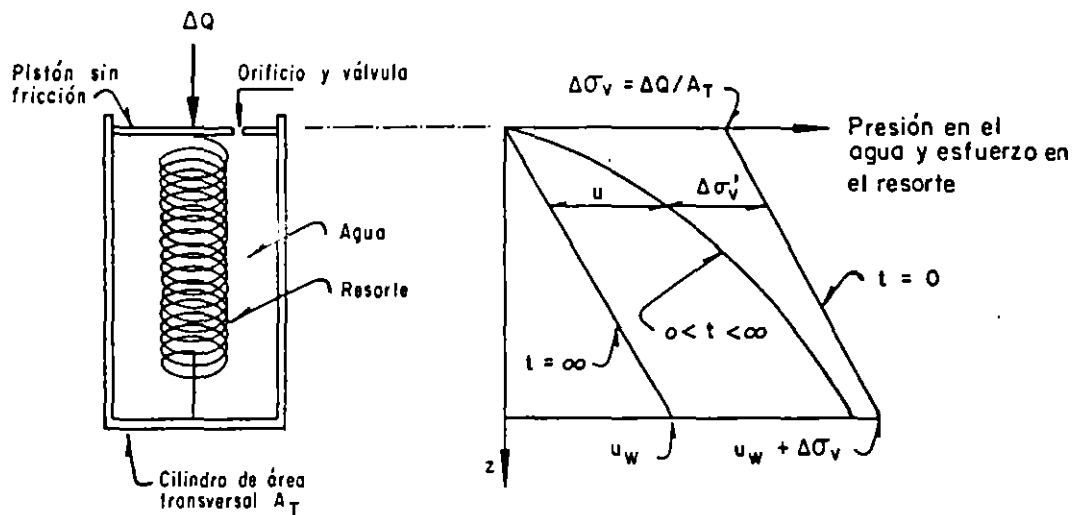


Figura 3.4 Analogía mecánica de Terzaghi

De la figura ^{3.4} se concluye lo siguiente:

1. Para el tiempo $t = 0$, al momento de aplicar ΔQ y con la válvula cerrada:

$$\begin{cases} \Delta\sigma_v = u \\ \Delta\sigma'_v = 0 \end{cases} \quad \dots 3.28$$

donde

$\Delta\sigma_v$: incremento de esfuerzo total vertical

$\Delta\sigma'_v$: incremento de esfuerzo que toma el resorte, supuesto igual al efectivo

u : presión adicional a la hidrostática

2. Para el tiempo $t = \infty$, cuando termina la transmisión de carga entre el agua y el resorte:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta\sigma_v = \Delta\sigma'_v \\ u = 0 \end{array} \right\} \quad \dots 3.29$$

3. Para el lapso: $0 < t < \infty$

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma'_v + u \quad \dots 3.30$$

En el caso de los suelos secos el resorte toma instantáneamente la carga, con lo cual sigue siendo válida la ecuación 3.30 pero con $u = 0$. En los agregados parcialmente saturados, dicha ecuación pierde su significado, ya que el fenómeno es muy complejo y a la fecha no existe un modelo matemático para representarlo fielmente.

Al aplicar una sobrecarga al suelo, ésta genera en el medio, a la profundidad z , un incremento de esfuerzo tomado en principio por el agua si el material está idealmente saturado, para transmitirlo posteriormente al esqueleto mineral de las partículas, produciendo con ello la deformación del conjunto. Bajo estas condiciones, al sumar término a término las ecuaciones 3.27 y 3.30 se obtiene la ~~siguiente~~ condición general:

$$\sigma_{v_0} + \Delta\sigma_v = \sigma'_{v_0} + \Delta\sigma'_v + u_w + u \quad \dots 3.31$$

La ecuación 3.31 se puede escribir ~~de la siguiente manera:~~

$$\sigma_v = \sigma'_v + u_N \quad \dots 3.32$$

donde

$$u_N = u_w + u \quad \dots 3.33$$

Al término u_N se le conoce indistintamente como *presión de poro, intersticial o neutra*.

La ecuación 3.27 es análoga a la ecuación 3.32, pero en ésta se incluye el peso de las fases del material y el efecto de las sobrecargas.

3.3 CÁLCULO DEL ESFUERZO VERTICAL TOTAL INICIAL

Sea un medio estratificado como el que se muestra en la siguiente ^{3.2} figura, en donde cada estrato de espesor determinado se ha supuesto homogéneo, de manera que su peso específico se considera constante.

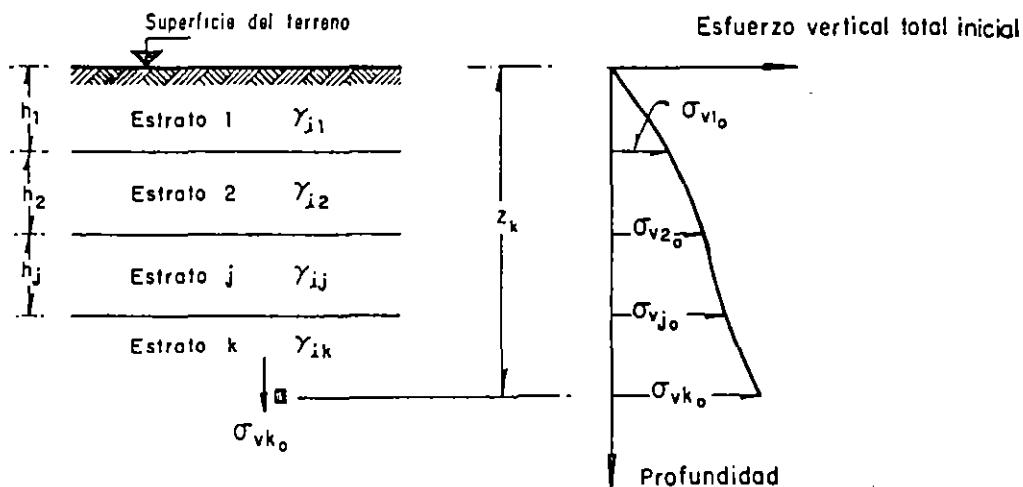


Figura 3.5 Cálculo del esfuerzo vertical total inicial en un medio estratificado

En estas condiciones, el esfuerzo total inicial a la profundidad z_k debido al peso del depósito, está dado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{vk_o} = \sum_{\ell=1}^j (\gamma_i \cdot h)_{\ell} + (z_k - \sum_{\ell=1}^j h_{\ell}) \cdot \gamma_{ik} \quad \dots 3.34$$

donde

$\gamma_i = \gamma_d$ si el estrato o parte de él está seco

$\gamma_i = \gamma$ si el material está húmedo

3.4 CÁLCULO DE LA PRESIÓN EN EL AGUA

En la ecuación 3.33, que corresponde a la presión neutra, se estableció la existencia de dos términos, la componente hidrostática u_w y la adicional u , donde esta última puede tomar valores positivos o negativos dependiendo de la condición prevaleciente.

Un fenómeno que se presenta en el agua, es el de la ascensión capilar, el cual debe tomarse en cuenta en el cálculo de la presión hidrostática.

3.4.1 FENOMENO DE LA ASCENSION CAPILAR

En la figura 3.6 se muestra cómo una molécula de agua del interior de una masa líquida es atraída con fuerzas iguales por las que la rodean, mientras que otra, ubicada en la superficie libre, está expuesta a atracciones diferentes por parte del agua y del aire, dando origen a un estado de esfuerzos conocido como *tensión superficial*.

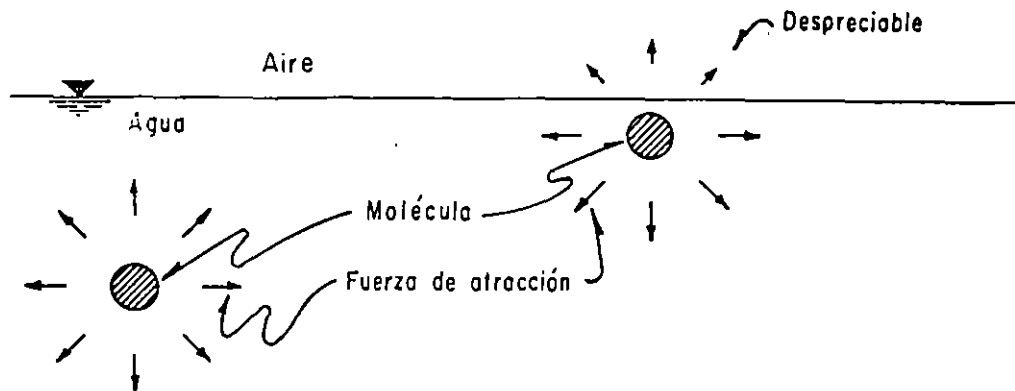


Figura 3.6 Fenómeno de la tensión superficial

Si en esas condiciones se introduce en dicha masa un tubo capilar, el agua asciende gradualmente por él, de manera que la frontera entre el agua y el aire deja de ser una superficie plana para convertirse en un mecanismo hemiesférico, después de pasar por sucesivos casquetes con radios de curvatura diferentes. La hemiesfera se forma cuando el agua se eleva a la máxima altura posible, produciéndose además una presión hidrostática en ese nivel.

Suponiendo un tubo capilar de pequeño diámetro y al menisco hemiesférico bajo la hipótesis de que en él u_w es constante, se puede valuar la altura de ascensión capilar máxima y la presión hidrostática correspondiente, al establecer el equilibrio de fuerzas verticales en el sistema mostrado a continuación:

en la figura 3.7.

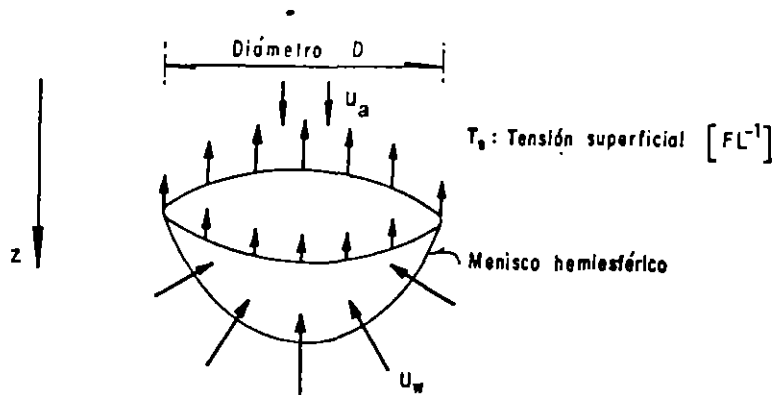


Figura 3.7 Equilibrio de fuerzas en un menisco hemiesférico

Si la fuerza resultante de las presiones sobre la superficie alabeada se toma igual al producto de éstas por la proyección de dicha superficie en la dirección de análisis, se obtiene del equilibrio:

$$\Sigma F_z = 0 = - u_w \cdot \frac{\pi D^2}{4} - T_s \cdot \pi D + u_a \cdot \frac{\pi D^2}{4} \quad \dots 3.35$$

de donde:

$$u_w = u_a - \frac{4T_s}{D} \quad \dots 3.36$$

La presión en el aire es igual a la atmosférica y por lo tanto nula si se expresa en escala manométrica, de ahí que la ecuación 3.36 se reduce a la forma:

$$u_w = - \frac{4T_s}{D} \quad \dots 3.37$$

Se sabe además que u_w está dada por:

$$u_w = \gamma_w \cdot H \quad \dots 3.38$$

Igualando las ecuaciones 3.37 y 3.38 se obtiene la altura de ascensión capilar máxima:

$$H_{\text{máx}} = - \frac{4T_s}{D} \quad \dots 3.39$$

El signo negativo indica que $H_{\text{máx}}$ se mide a partir de la superficie libre del agua en sentido contrario al eje z .

Para el contacto entre el agua destilada y el aire, el coeficiente de tensión superficial vale 0.073 gf/cm, de ahí que la altura de ascensión capilar máxima queda dada por la siguiente ecuación:

$$H_{\text{máx}} = - \frac{0.292}{D} \quad \dots 3.40$$

donde $H_{\text{máx}}$ y D están en centímetros.

Para los suelos granulares es común el uso de la siguiente relación:

$$D = \frac{D_{10}}{5} \quad \dots 3.41$$

Al sustituir este valor en la ecuación 3.40 se obtiene el nivel teórico de la ascensión capilar del agua:

$$H_{\text{máx}} = \frac{1.46}{D_{10}} \quad \dots 3.42$$

donde $H_{\text{máx}}$ y D_{10} están en centímetros.

La presión hidrostática correspondiente es:

$$u_w = - \gamma_w \cdot H_{\text{máx}} \quad \dots 3.43$$

Cuando se produce la elevación del agua en el suelo, la presión en la superficie libre del líquido se hace igual a la atmosférica, nivel al que se conoce como *freático* (NAF). A partir de éste, la distribución de presiones hidrostáticas hacia abajo es de compresión debido al empuje que experimentan las partículas del suelo, reduciéndose su peso específico.

Del NAF hacia arriba el agua trabaja a tensión, por lo que en la zona capilar de saturación dichas presiones aumentan. Por convención se establece en la ecuación 3.32 el valor de u_w con signo positivo bajo el nivel freático y negativo sobre él.

Con base en lo anterior, en la figura 3.8 se muestra la forma de calcular la presión hidrostática.

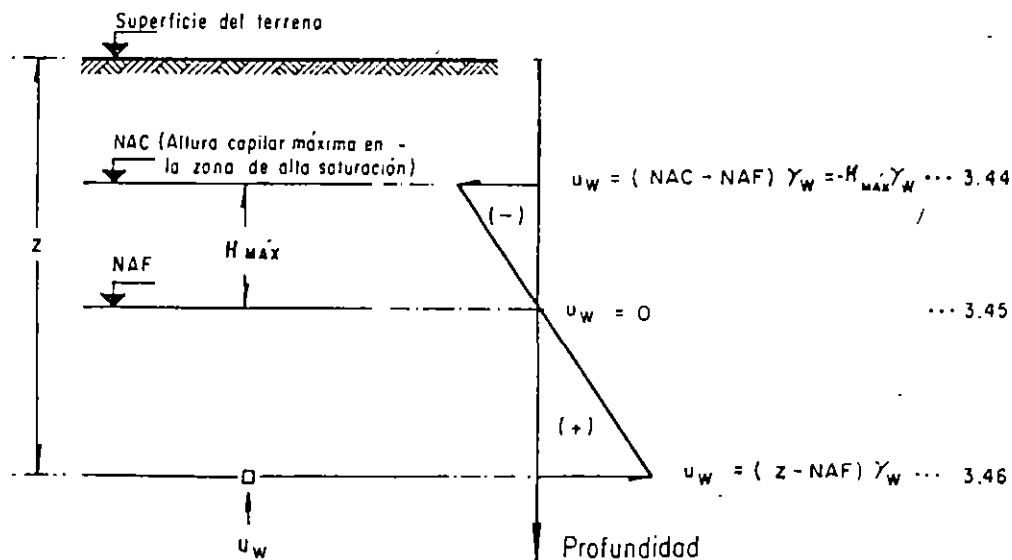


Figura 3.8 Cálculo de la presión hidrostática

En condiciones hidrostáticas, se puede determinar la posición del NAF en el terreno a partir de cualquiera de los dos procedimientos siguientes:

1. Si su ubicación es próxima a la superficie, se hace un pozo a cielo abierto, en el que al paso del tiempo se estabiliza el espejo de agua, y se mide su profundidad con una escala graduada.

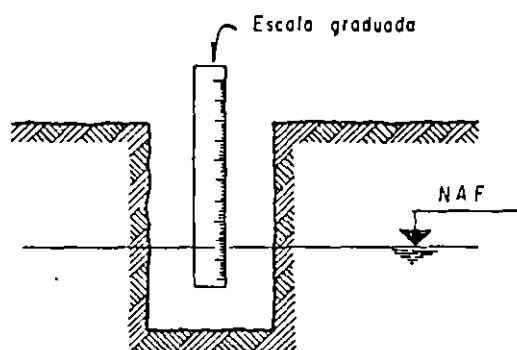


Figura 3.9 Determinación del nivel freático por medio de una excavación a cielo abierto

El método es más preciso conforme aumenta la permeabilidad del depósito.

2. Si la profundidad a la que se encuentra es relativamente grande, siempre y cuando no exista artesianismo y se trate de una cuenca aislada, la ubicación del NAF se puede determinar por medio de un piezómetro como el mostrado en la figura 3.10, en la cual el espejo de agua también corresponde al nivel freático.

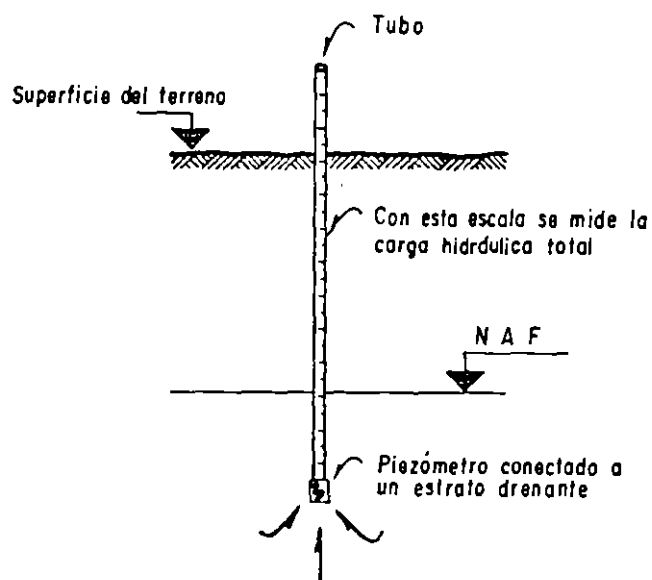


Figura 3.10 Determinación del NAF por medio de un piezómetro

3.5 ESTIMACIÓN DE LOS ESFUERZOS INDUCIDOS

En esta sección se trata el caso de la distribución de los esfuerzos inducidos a un depósito natural por sobrecargas, cuya aplicación más frecuente en mecánica de suelos consiste en aportar parte de la información necesaria para el cálculo de asentamientos en arcilla y otros materiales compresibles sujetos a consolidación.

En la actualidad dicha distribución se resuelve con base en la solución desarrollada por Boussinesq dada para un medio continuo heminfinito, homogéneo e isótropo, que sigue una ley de comportamiento elástico lineal.

Por su origen, los suelos no son homogéneos ni isótropos ya que sus propiedades mecánicas varían en cada punto y en las distintas direcciones del espacio; su frontera no es heminfinita y las deformaciones no son proporcionales a los esfuerzos inducidos.

Lo anterior ha dado lugar a que, al aplicar a los suelos la solución de Boussinesq mostrada a continuación, surjan diferencias iguales o menores a $\pm 25\%$ entre los esfuerzos calculados y los reales, lo cual indica una concordancia aceptablemente buena entre ambos, desde el punto de vista ingenieril.

La solución de Boussinesq es la siguiente:

$$\Delta\sigma_v = \frac{3\Delta Q}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} \quad \dots 3.47$$

donde

$$R = (r^2 + z^2)^{1/2} \quad \dots 3.48$$

$$r = (x^2 + y^2)^{1/2} \quad \dots 3.49$$

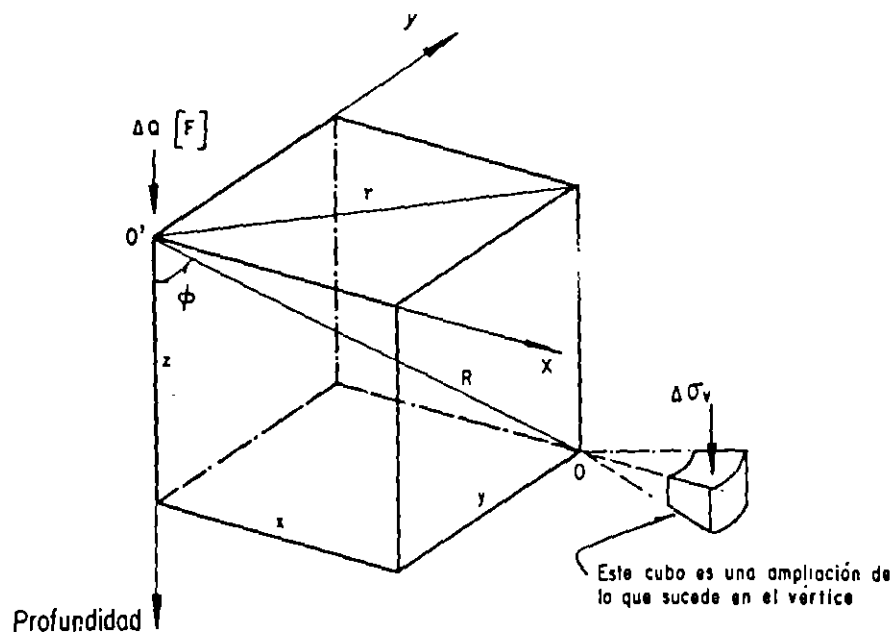


Figura 3.11 Solución de Boussinesq para una carga concentrada

A continuación se presentan algunas condiciones de carga superficial de interés, que fueron desarrolladas por R.E. Fadum con base en la teoría de Boussinesq, para lo cual se hará más hincapié en la forma de emplearlas, que en la de obtener sus soluciones matemáticas.

3.5.1 INCREMENTO DE ESFUERZO VERTICAL INDUCIDO POR UNA CARGA LINEAL DE LONGITUD "y" FINITA

Los esfuerzos calculados en este caso, se usan en suelos para modelar muros de retención, cimientos de mampostería o de concreto y cualquier otro elemento estructural con ancho de base reducido que transmita carga al terreno por unidad de longitud.

La solución de Fadum bajo la condición de carga mostrada en la figura 3.12 es:

$$\Delta\sigma_v = \frac{\Delta q}{z} \cdot \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{n}{A \cdot B^{1/2}} \cdot \left\{ \frac{1}{B} + \frac{2}{A} \right\} \quad \dots 3.50$$

donde

$$A = m^2 + 1 \quad \dots 3.51$$

$$B = A + n^2 \quad \dots 3.52$$

$$m = \frac{x}{z} \quad \dots 3.53$$

$$n = \frac{y}{z} \quad \dots 3.54$$

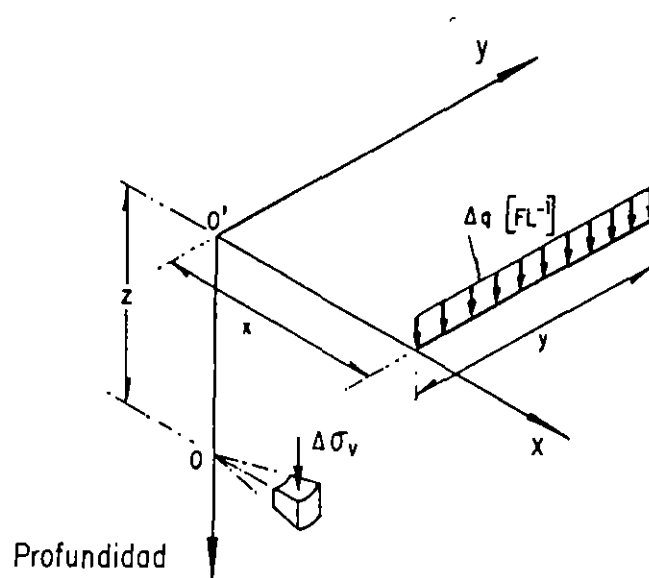


Figura 3.12 Incremento de esfuerzo vertical debido a una carga linealmente repartida

La ecuación 3.50 puede expresarse de la siguiente manera:

$$\Delta\sigma_v = \frac{\Delta q}{z} \cdot I_L \quad \dots 3.55$$

donde I_L es el valor de influencia de la sobrecarga.

Fadum graficó a I_L junto con m y n , cuyo resultado fuera de escala se muestra a continuación: en la figura 3.13.

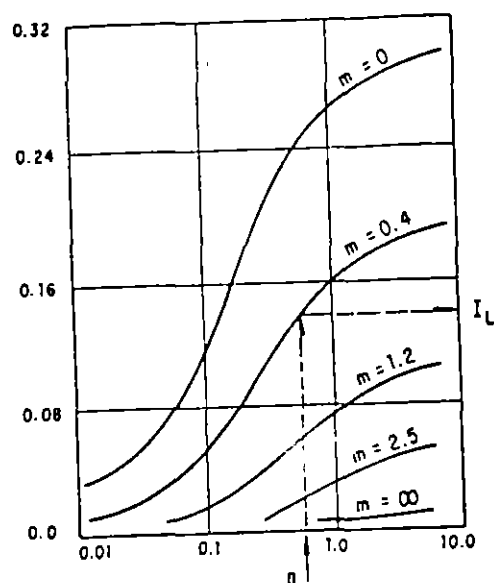


Figura 3.13 Valores de influencia para el caso de descarga lineal de longitud "y" finita

Se pueden presentar dos casos para los cuales la referencia de superficie o' ubica al borde de la carga lineal, de manera tal que no coincida con el sistema $x - y$

Caso 1

Incremento de esfuerzo vertical para un punto, cuya referencia ubica al borde de la carga fuera del sistema.

El procedimiento es el siguiente:

1. Se divide la línea de carga en los segmentos de dimensiones y_1 y y_2 , tal como se muestra en la figura 3.14
2. Se calculan los esfuerzos $\Delta\sigma_{v1}$ y $\Delta\sigma_{v2}$, correspondientes a ambos segmentos.
3. Se obtiene el esfuerzo inducido al sumar $\Delta\sigma_{v1}$ y $\Delta\sigma_{v2}$

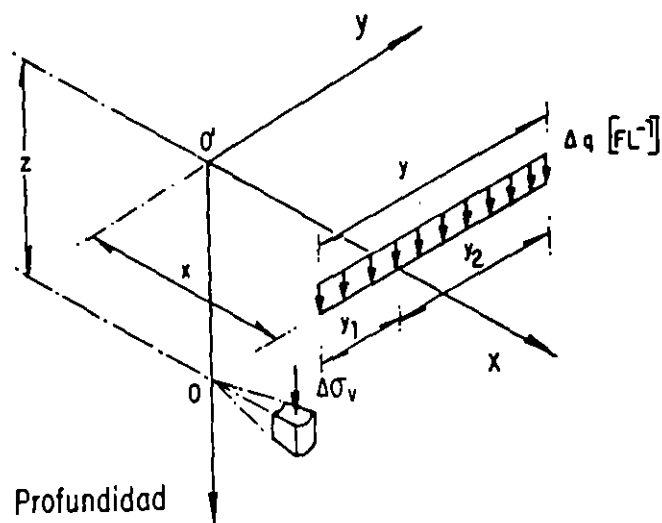


Figura 3.14 Incremento de esfuerzo para un punto ubicado fuera del sistema $x - y$

Caso 2

Incremento de esfuerzo vertical para un punto, cuya referencia de superficie ubica al borde de la carga lineal alejado del sistema $x - y$

El procedimiento es:

1. Se calcula el esfuerzo $\Delta\sigma_{v1}$ suponiendo a la carga aplicada a lo largo de la longitud $y + \Delta y$, como se muestra en la figura 3.15
2. Se obtiene el esfuerzo $\Delta\sigma_{v2}$ suponiendo que la carga actúa en la distancia Δy
3. Se determina el esfuerzo inducido con la ecuación:

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_{v1} - \Delta\sigma_{v2} \quad \dots 3.56$$

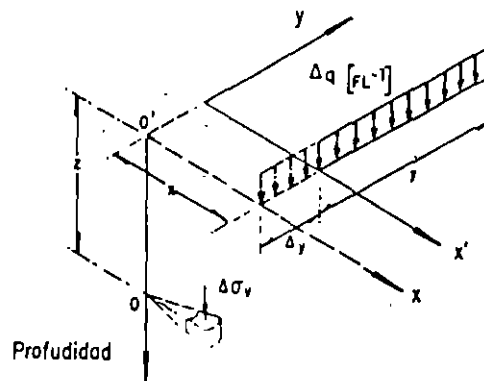


Figura 3.15 Incremento de esfuerzo para un punto alejado del sistema $x - y$

3.5.2 INCREMENTO DE ESFUERZO VERTICAL BAJO LA ESQUINA DE UNA SUPERFICIE RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA

La solución de Fadum ^{Figura 3.16} se usa para estimar los incrementos que producen elementos tales como zapatas aisladas, losas de cimentación u otros, cuyas dimensiones se pueden reducir a rectángulos.

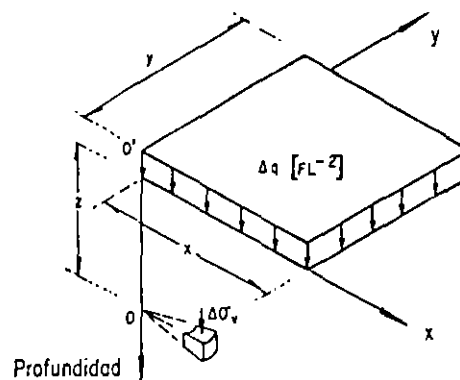


Figura 3.16 Incremento de esfuerzo vertical bajo la esquina de una superficie rectangular uniformemente cargada

$$\Delta\sigma_v = \frac{\Delta q}{4\pi} \cdot \left\{ \frac{A \cdot B^{1/2}}{B + C} \cdot \frac{B + 1}{B} + \phi_c \right\} \quad \dots 3.57$$

$$A = 2 \cdot m \cdot n \quad \dots 3.58$$

$$B = m^2 + n^2 + 1 \quad \dots 3.59$$

$$C = m^2 \cdot n^2 \quad \dots 3.60$$

$$\phi_c = \begin{cases} \phi, & \text{si } \phi \geq 0 \\ \phi + \pi, & \text{si } \phi < 0 \end{cases} \quad \dots 3.61$$

donde

$$\phi = \text{ángulo tangente} \left\{ \frac{A \cdot B^{1/2}}{B - C} \right\} (\text{en radianes}) \quad \dots 3.62$$

$$m = \frac{x}{z} \quad \dots 3.63$$

$$\text{o : } m = \frac{y}{z} \quad \dots 3.64$$

$$n = \frac{y}{z} \quad \dots 3.65$$

$$\text{o : } n = \frac{x}{z} \quad \dots 3.66$$

La ecuación 3.57 también puede expresarse en términos del valor de influencia para el caso de descarga uniformemente repartida en una superficie rectangular.

$$\Delta\sigma_v = \Delta q \cdot I_R \quad \dots 3.67$$

Fadum graficó los valores de I_R , m y n , cuyo resultado fue ra de escala se muestra a continuación: en la fig. 3.17.

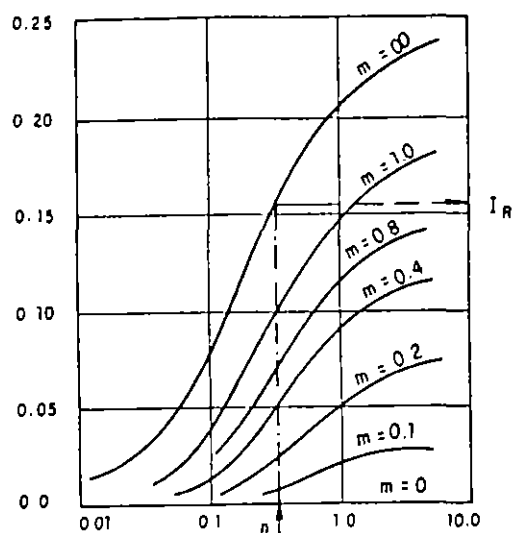


Figura 3.17 Valores de influencia para el caso de una descarga uniformemente repartida en una superficie rectangular

Se pueden presentar tres casos para los cuales la referencia superficial ubica a la esquina de la superficie cargada, de tal manera que no coincide con el sistema $x - y$

Caso 1

Incrementos de esfuerzo vertical para un punto cuya referencia o' ubica al borde de la carga uniformemente repartida fuera del sistema $x - y$, situándolo a la mitad de uno de los lados de la superficie.

El procedimiento es:

1. Se calcula el incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_{v1}$ suponiendo que se tiene una superficie cargada S_1 como la de la figura 3.18, cuyas dimensiones son las siguientes:

Dimensiones	
Sentido x	Sentido y
$x_1 = x/2$	y

Cuadro 3.1 Dimensiones de la superficie

2. Se obtiene el esfuerzo vertical inducido con la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma_v = 2 \cdot \Delta\sigma_{v1} \quad \dots 3.68$$

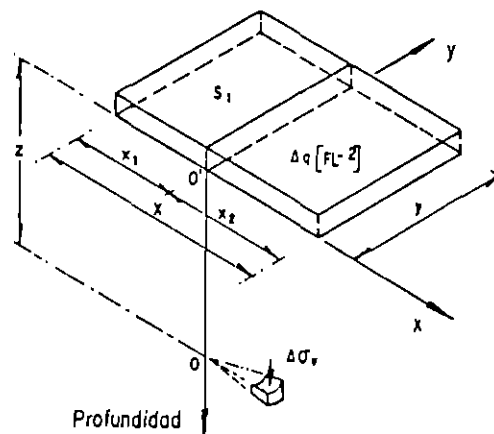


Figura 3.18 Incremento de esfuerzo para un punto ubicado a la mitad de uno de los lados en la superficie

Caso 2

Incremento de esfuerzo vertical para un punto cuya referencia O' ubica al borde de la carga uniformemente repartida fuera del sistema $x - y$, situándolo en cualquier posición dentro de la superficie.

El procedimiento es:

1. Se calculan los incrementos de esfuerzo $\Delta\sigma_{v1}$ a $\Delta\sigma_{v4}$ suponiendo que se tienen superficies cargadas como las de la figura 3.19, cuyas dimensiones son las siguientes: (ver figura 3.19)

Superficie	Dimensiones	
	Sentido x	Sentido y
S_1	x_1	y_1
S_2	x_1	y_2
S_3	x_2	y_1
S_4	x_2	y_2

Cuadro 3.2 Dimensiones de las superficies

2. Se obtiene el esfuerzo vertical inducido con la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma_v = \sum_{i=1}^4 \Delta\sigma_{vi} \quad \dots 3.69$$

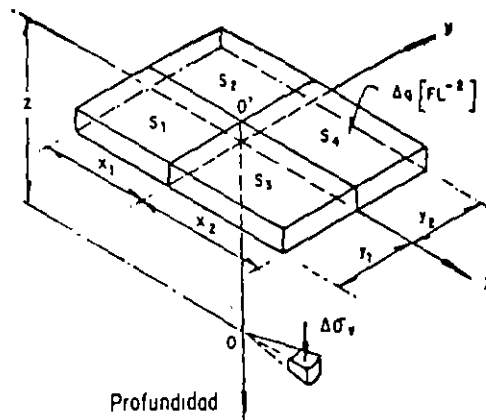


Figura 3.19 Incremento de esfuerzo para un punto ubicado en cualquier posición dentro de la superficie

Caso 3

Incremento de esfuerzo vertical para un punto cuya referencia O' ubica al borde de la carga uniformemente repartida alejado del sistema $x - y$

El procedimiento es:

1. Se calculan los esfuerzos verticales inducidos $\Delta\sigma_{v1}$ a $\Delta\sigma_{v4}$, suponiendo que las superficies S_1 a S_4 mostradas en la figura 3.20, tienen las siguientes dimensiones: x_1, x_2, y_1, y_2

Superficie	Dimensiones	
	Sentido x	Sentido y
S_1	$x + \Delta x$	$y + \Delta y$
S_2	$x + \Delta x$	Δy
S_3	Δx	$y + \Delta y$
S_4	Δx	Δy

Cuadro 3.3 Dimensiones de la superficie

2. El esfuerzo inducido vale:

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_{v1} - \Delta\sigma_{v2} - \Delta\sigma_{v3} + \Delta\sigma_{v4} \quad \dots 3.70$$

El signo positivo del esfuerzo $\Delta\sigma_{v4}$ se debe a que el efecto de S_4 se considera dos veces como negativo en las superficies S_2 y S_3

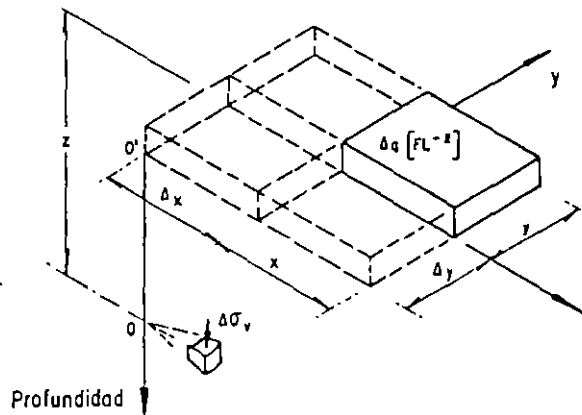


Figura 3.20 Incremento de esfuerzo para un punto alejado de la superficie

3.5.3 INCREMENTO DE ESFUERZO VERTICAL BAJO LA NORMAL AL CENTRO DE UNA SUPERFICIE CIRCULAR UNIFORMEMENTE CARGADA

La solución de Fadum para esta condición de carga es la siguiente:

$$\Delta\sigma_v = \Delta q \cdot \left\{ 1 - \left\{ \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right\}^{3/2} \right\} \dots 3.71$$

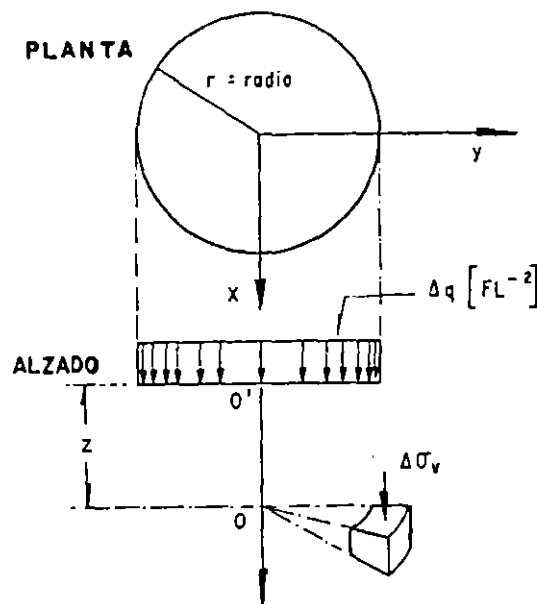


Figura 3.21 Incremento de esfuerzo vertical bajo la normal al centro de un círculo uniformemente cargado

3.5.4 CARTA DE NEWMARK

A partir de la condición anterior, Newmark desarrolló un método gráfico conocido como *Carta de Newmark*, el cual se usa para calcular los incrementos de esfuerzo transmitidos al terreno por cualquier descarga uniformemente repartida en una superficie. Este método demuestra su utilidad cuando se tienen varias cargas diferentes a la vez y cuando la referencia superficial ubica a los puntos alejados, o fuera del sistema $x - y$

Al despejar de la ecuación 3.71 el término r/z , resulta:

$$\frac{r}{z} = \left\{ \left\{ 1 - \frac{\Delta\sigma_v}{\Delta q} \right\}^{-2/3} - 1 \right\}^{1/2} \quad \dots 3.72$$

Si en ella se hace a $\Delta\sigma_v/\Delta q$ igual a 0.1, se obtiene un r/z de 0.27, ^($\frac{1}{3} \times 0.1 = 0.033$) de ahí que a la profundidad z el esfuerzo inducido por una sobrecarga circular de radio $r = 0.27z$ es el 10% de Δq .

Cuando $\Delta\sigma_v/\Delta q$ es igual a 0.2, r/z vale 0.4, de donde se desprende que si el primer círculo genera un esfuerzo del 10% de Δq , el otro 10% es producido por el sector circular añadido. Al dar a $\Delta\sigma_v/\Delta q$ valores sucesivos, se obtienen las coronas circulares respectivas, que también contribuyen al esfuerzo total inducido con el mismo porcentaje de Δq . El resultado se muestra en el siguiente cuadro.

$\Delta\sigma_v/\Delta q$	r/z
0.00	0.00
0.10	0.27
0.20	0.40
0.30	0.52
0.40	0.64
0.50	0.77
0.60	0.92
0.70	1.11
0.80	1.39
0.90	1.91
1.00	∞

Cuadro 3.4 Valores para las relaciones $\Delta\sigma_v/\Delta q$ y r/z

Si $\Delta\sigma_v/\Delta q$ es igual a la unidad r/z queda indeterminada, de ahí que no se tome en cuenta el efecto producido por ese sector circular.

Por otra parte, si se divide a los sectores circulares del cuadro 3.4 en 20 segmentos iguales, cada porción obtenida tendrá un valor de influencia I_N de: 0.005

$$I_N = \frac{0.1}{20} = 0.005 \quad \dots 3.73$$

Con los conceptos anteriores se construye la siguiente figura, 3.22, que corresponde a una Carta de Newmark.

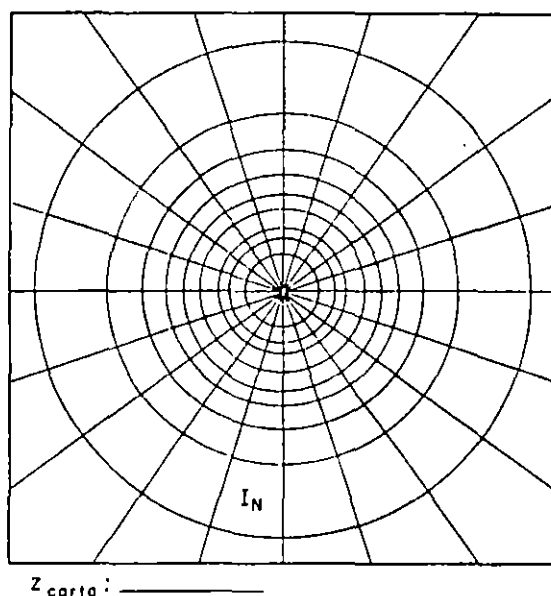


Figura 3.22 Carta de Newmark

Para la construcción de la carta y la plantilla de la superficie cargada se emplea la relación de escala dada por la ecuación:

$$\text{Escala} = \frac{z_{\text{real}}}{z_{\text{carta}}} \quad \dots 3.74$$

donde

z_{real} : profundidad a la que se va a calcular el incremento de esfuerzo vertical

La Carta de Newmark se usa de la siguiente manera:

1. Se hace coincidir el centro de la carta con el punto bajo el cual se va a calcular el esfuerzo inducido.
2. Se cuentan los segmentos que cubren la superficie cargada, aproximando las fracciones.

Ejemplo de aplicación

3.1 Para las condiciones del suelo que aparecen en la siguiente figura, se pide determinar los diagramas de los esfuerzos verticales total y efectivo, así como el de la presión hidrostática. Además, se pide calcular los esfuerzos inducidos bajo el punto A por la condición de carga mostrada.

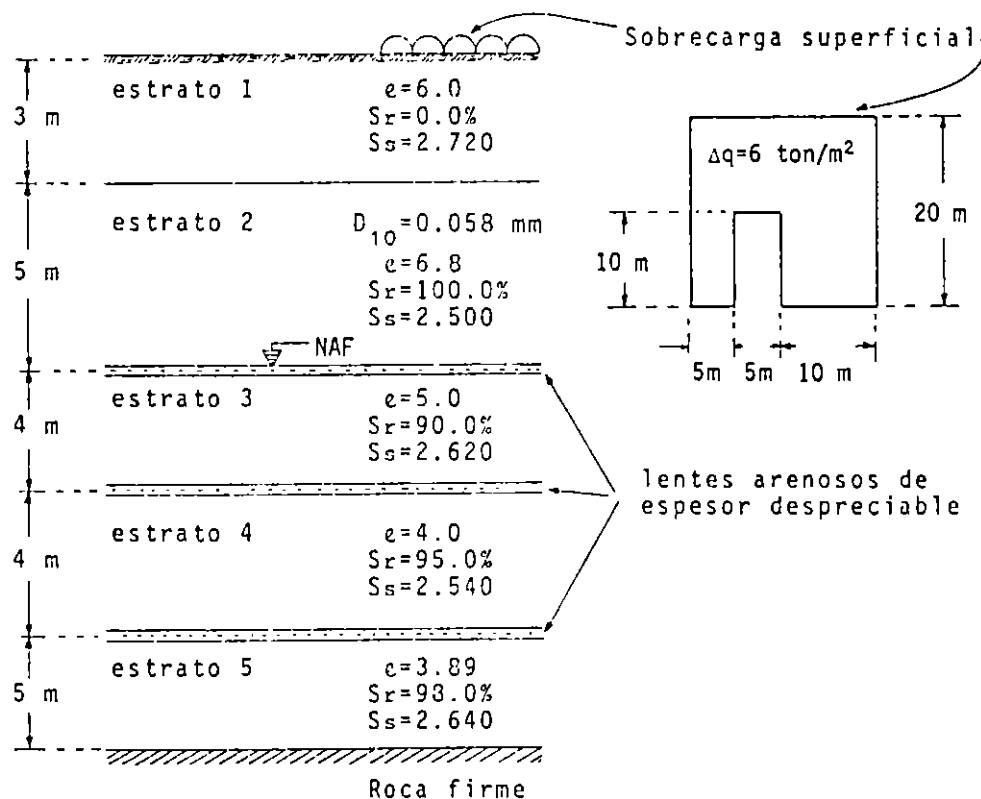


Figura 3.1.1

Solución

El primer paso para resolver el problema consiste en determinar por medio de la ecuación 3.42 y los datos de la figura 3.1.1, la altura de ascensión capilar máxima.

$$H_{\max} = \frac{1.46}{D_{10}} \quad (\text{ec. 3.42}) \quad \dots 1$$

sustituyendo:

$$H_{\max} = \frac{1.46}{0.058/10} = 251.7 \approx 2.52 \text{ m} \quad \dots 2$$

En consecuencia los 2.48 m superiores del estrato 2 están secos, y los 2.52 restantes se encuentran idealmente saturados por capilaridad.

A partir de la relación de vacíos, del grado de saturación y de la densidad de sólidos, se obtienen los pesos específicos de cada capa.

Sean las ecuaciones de las propiedades índice:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{ec. 2.5}) \quad \dots 3$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (\text{ec. 2.8}) \quad \dots 4$$

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \cdot \gamma_o} \quad (\text{ec. 2.15}) \quad \dots 5$$

$$\gamma_o = \frac{W_w}{V_w} \quad (\text{ecs. 2.12 y 2.14}) \quad \dots 6$$

$$V_t = V_v + V_s \quad (\text{ec. 2.2}) \quad \dots 7$$

y:

$$W_t = W_w + W_s \quad (\text{ec. 2.4}) \quad \dots 8$$

A partir de ellas y para una muestra parcialmente saturada, se determina si el número de ecuaciones es igual al de incógnitas.

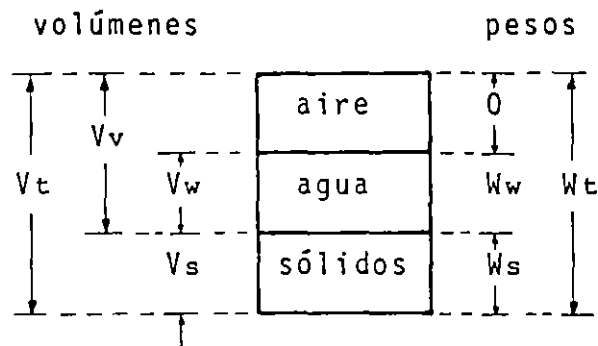


Figura 3.1.2

En resumen se tienen 6 ecuaciones con 7 incógnitas, ^(Figura 3.1.2) por lo que se supondrá una variable unitaria. Sea entonces:

$$V_s = 1 \quad \dots 9$$

Sustituyendo la ecuación 9 en 3, 5 y 7:

$$V_v = e \quad \dots 10$$

$$W_s = S_s \cdot \gamma_o \quad \dots 11$$

$$V_t = V_v + 1 \quad \dots 12$$

Sustituyendo a su vez la ecuación 10 en 4 y 12, y la ecuación 11 en 8:

$$V_t = 1 + e \quad \dots 13$$

$$V_w = S_r \cdot e \quad \dots 14$$

$$W_t = W_w + S_s \cdot \gamma_o \quad \dots 15$$

Al sustituir la ecuación 14 en 6 se obtiene el peso del agua.

$$W_w = S_r \cdot e \cdot \gamma_o \quad \dots 16$$

de donde, al sustituir la ecuación 16 en 15 se tiene:

$$W_t = (S_r \cdot e + S_s) \cdot \gamma_o \quad \dots 17$$

El resultado de las transformaciones anteriores se ~~muestra~~ ^{ilustra en} ~~a~~
 continuación:
 la figura 3.1.3.

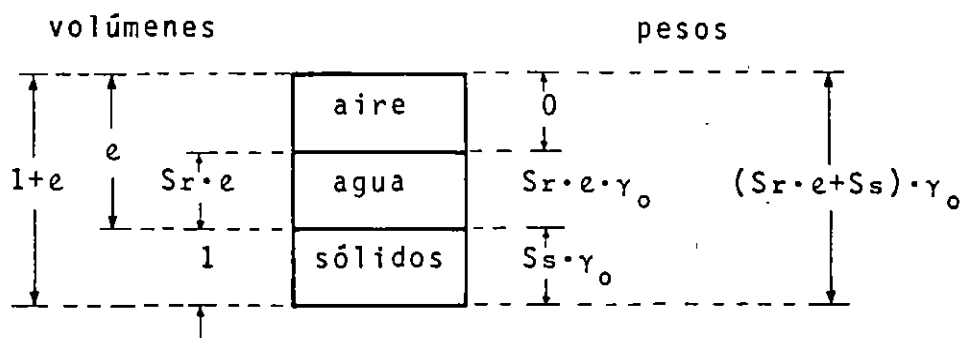


Figura 3.1.3

Los pesos específicos seco y húmedo se determinan al sustituir en las ecuaciones 2.10 y 2.11 los conceptos de la figura 3.1.3

$$\gamma = \frac{W_t}{V_t} \text{ (ec. 2.10)} \quad \dots 18$$

de la figura:

$$\gamma = \frac{(S_r \cdot e + S_s)}{1 + e} \cdot \gamma_o \quad \dots 19$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} \text{ (ec. 2.11)} \quad \dots 20$$

es decir:
de la figura:

$$\gamma_d = \frac{S_s \cdot \gamma_o}{1 + e} \quad \dots 21$$

Por lo tanto,
Así entonces, para obtener los pesos específicos de cada estrato se sustituyen los datos en las ecuaciones 19 y 21, considerando válido lo siguiente:

$$\gamma_T = \gamma_w = \gamma_o \quad (\text{ec. 2.14}) \quad \dots 22$$

$$\gamma_o = 1 \text{ ton/m}^3 \quad (\text{ec. 2.13}) \quad \dots 23$$

El resultado se muestra a continuación: en el cuadro 3.1.1.

Estrato	Profundidad		Propiedades índice			Pesos específicos	
	De: (m)	A: (m)	S _r (%)	e	S _s	γ_d (ton/m ³) ec. 21	γ (ton/m ³) ec. 19
1	0.00	3.00	0.00	6.00	2.720	0.39	
2	3.00	5.48	0.00	6.80	2.500	0.32	
	5.48	8.00	100.00	6.80	2.500		1.19
3	8.00	12.00	90.00	5.00	2.620		1.19
4	12.00	16.00	95.00	4.00	2.540		1.27
5	16.00	21.00	98.00	3.89	2.640		1.32

Cuadro 3.1.1

Como siguiente paso, se calcula el esfuerzo vertical total inicial, cuyo valor resulta de aplicar la ecuación 3.34 a los pesos específicos del cuadro 3.1.1, resultando el cuadro 3.1.2.

$$\sigma_{vk_o} = \sum_{\ell=1}^j (\gamma_i \cdot h)_{\ell} + (z_k - \sum_{\ell=1}^j h_{\ell}) \cdot \gamma_{ik} \quad (\text{ec. 3.34}) \quad \dots 24$$

Profundidad		Espesor h (m)	Peso específico (ton/m ³)	Esfuerzo vertical total inicial (ton/m ²) ec. 24
De: (m)	A: (m)			
0.00				0.00
0.00	3.00	3.00	0.39	1.17
3.00	5.48	2.48	0.32	1.96
5.48	8.00	2.52	1.19	4.96
8.00	12.00	4.00	1.19	9.72
12.00	16.00	4.00	1.27	14.80
16.00	21.00	5.00	1.32	21.40

Cuadro 3.1.2

La presión hidrostática se obtiene al sustituir los datos de la figura 3.1.1 y la ecuación 2 en 3.44, 3.45 y 3.46.

$$u_w = - H_{\max} \cdot \gamma_w \quad (\text{ec. 3.44}) \quad \dots 25$$

$$u_w = 0 \quad (\text{ec. 3.45}) \quad \dots 26$$

$$u_w = (z - NAF) \cdot \gamma_w \quad (\text{ec. 3.46}) \quad \dots 27$$

El resultado ~~es el~~ que se muestra *ilustrado en el cuadro 3.1.3.*

Profundidad (m)	Peso específico (ton/m ³)	Ecuación empleada	Presión hidrostática (ton/m ²)
0.00	0.00		0.00
3.00			
5.48	1.00	25	-2.52
8.00		26	0.00
12.00		27	4.00
16.00			8.00
21.00			13.00

Cuadro 3.1.3

Con los esfuerzos verticales totales y las presiones hidrostáticas de los cuadros 3.1.2 y 3.1.3, se construye la representación gráfica de ellos σ_v (Figura 3.1.4).

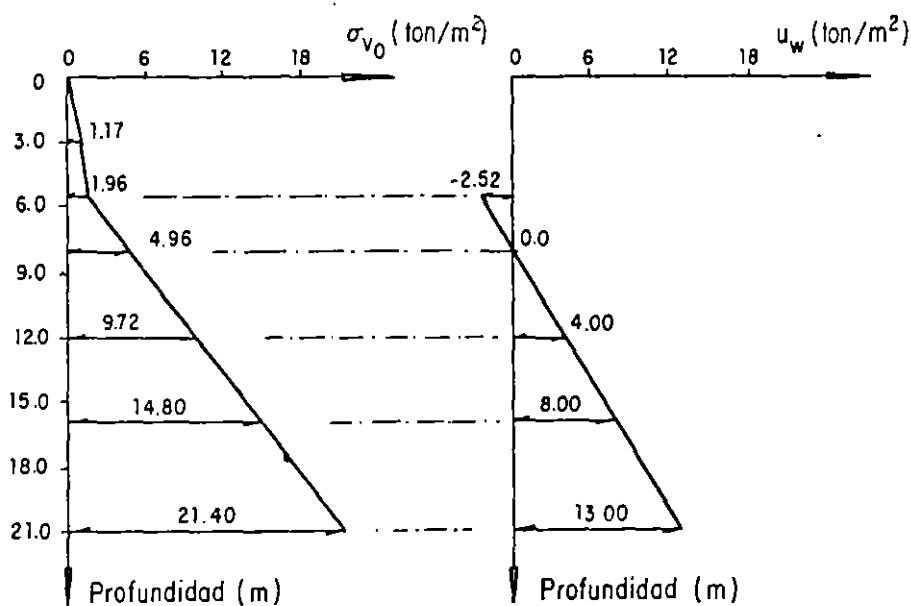


Figura 3.1.4

Con los mismos valores, y por medio de la ecuación 3.27 se obtienen los esfuerzos efectivos verticales iniciales, cuyo diagrama se muestra a continuación: ... ^(Cuadro 3.1.4) ... ^(Figura 3.1.5)

$$\sigma'_{v_0} = \sigma_{v_0} - u_w \quad (\text{ec. 3.27}) \quad \dots 28$$

Profundidad (m)	Esfuerzo vertical total inicial (ton/m ²)	Presión hidrostática (ton/m ²)	Esfuerzo efectivo vertical inicial (ton/m ²) ec. 28
0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	1.17	0.00	1.17
5.48 arriba del NAC	1.96	0.00	1.96
5.48 en el NAC	1.96	-2.52	4.48
8.00	4.96	0.00	4.96
12.00	9.72	4.00	5.72
16.00	14.80	8.00	6.80
21.00	21.40	13.00	8.40

Cuadro 3.1.4

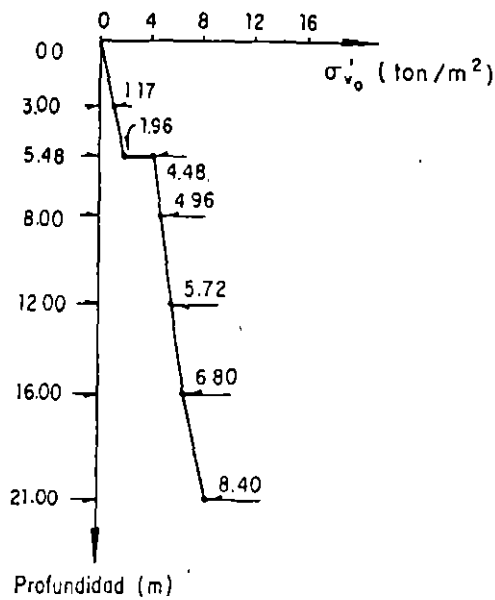


Figura 3.1.5

Por último, se calculan los esfuerzos verticales inducidos por la sobrecarga superficial, empleando la solución de Fadum para el caso de una superficie rectangular uniformemente cargada, sustituyendo los datos de la figura 3.1.1 en las ecuaciones 3.57 a 3.63 y 3.65

$$\Delta\sigma_v = \frac{\Delta q}{4\pi} \cdot \left\{ \frac{A \cdot B^{1/2}}{B + C} \cdot \frac{B + 1}{B} + \phi_c \right\} \quad (\text{ec. 3.57}) \quad \dots 29$$

$$A = 2 \cdot m \cdot n \quad (\text{ec. 3.58}) \quad \dots 30$$

$$B = m^2 + n^2 + 1 \quad (\text{ec. 3.59}) \quad \dots 31$$

$$C = m^2 \cdot n^2 \quad (\text{ec. 3.60}) \quad \dots 32$$

$$\phi_c = \begin{cases} \phi, & \text{si } \phi > 0 \\ \phi + \pi, & \text{si } \phi < 0 \end{cases} \quad (\text{ec. 3.61}) \quad \dots 33$$

$$\phi = \text{ángulo tangente} \left\{ \frac{A \cdot B^{1/2}}{B - c} \right\} \quad (\text{ec. 3.62}) \quad \dots 34$$

$$m = \frac{x}{z} \quad (\text{ec. 3.63}) \quad \dots 35$$

$$n = \frac{y}{z} \quad (\text{ec. 3.65}) \quad \dots 36$$

Para determinar los esfuerzos inducidos bajo el punto A, las dimensiones de la superficie cargada se tienen que ajustar para obtener tres porciones rectangulares S_1 , S_2 y S_3 , cuyos bordes coincidan con el sistema $x - y$. Dichas dimensiones, se muestran a continuación:

En la figura 3.1.6 se muestran las dimensiones de la superficie cargada.

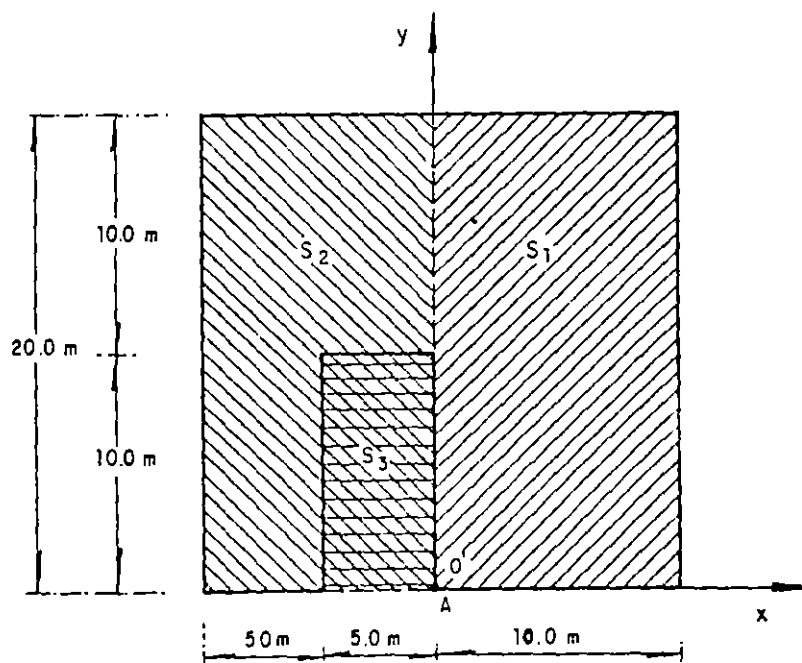


Figura 3.1.6

Superficie	Dimensiones	
	Sentido x (m)	Sentido y (m)
S ₁	10.00	20.00
S ₂	10.00	20.00
S ₃	5.00	10.00

Cuadro 3.1.5

Bajo estas condiciones, se calcula el esfuerzo inducido total tras obtener los correspondientes a esas superficies.

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_{v1} + \Delta\sigma_{v2} - \Delta\sigma_{v3} \quad \dots 37$$

Las dimensiones de S₁ y S₂ son iguales, y sus efectos son del mismo signo, de ahí que la ecuación 37 se simplifica quedando de la siguiente forma:

$$\Delta\sigma_v = 2 \cdot \Delta\sigma_{v1} - \Delta\sigma_{v3} \quad \dots 38$$

Por facilidad, los esfuerzos inducidos se calcularán en las fronteras de los estratos, por lo que las profundidades son; las siguientes:-

$$z = \begin{cases} 0.00 \text{ m} \\ 3.00 \text{ m} \\ 8.00 \text{ m} \\ 12.00 \text{ m} \\ 16.00 \text{ m} \\ 21.00 \text{ m} \end{cases} \quad \dots 39$$

Con las fórmulas y los datos de las ecuaciones 29 a 36 y 39, y el cuadro 3.1.5, se obtienen los cuadros 3.1.6 y 3.1.7

a) Superficies S₁ y S₂

z (m) ec. 39	m ec. 35	n ec. 36	A ec. 30	B ec. 31	C ec. 32	ϕ (rad) ec. 34	ϕ_c (rad) ec. 33	$\Delta\sigma_{v1}, \Delta\sigma_{v2}$ (ton/m ²) ec. 29
0.00	∞	∞						1.50
3.00	3.33	6.67	44.44	56.56	493.83	-0.65	2.49	1.48
8.00	1.25	2.50	6.25	8.81	9.77	-1.52	1.62	1.31
12.00	0.83	1.67	2.78	4.47	1.93	1.16	1.16	1.09
16.00	0.63	1.25	1.56	2.95	0.61	0.85	0.85	0.89
21.00	0.48	0.95	0.91	2.13	0.21	0.60	0.60	0.68

Cuadro 3.1.6

La ecuación 29 no tiene solución para $z = 0$. A esa profundidad, el esfuerzo inducido se calcula con la ecuación 3.67, obteniendo el valor de influencia de la gráfica de Fadum dada por la figura 3.17

b) Superficie S_3

z (m) ec. 39	m ec. 35	n ec. 36	A ec. 30	B ec. 31	C ec. 32	ϕ (rad) ec. 34	ϕ_c (rad) ec. 33	$\Delta\sigma_{v3}$ (ton/m ²) ec. 29
0.00	∞	∞	Gráfica de Fadum					1.50
3.00	1.67	3.33	11.11	14.89	30.86	-1.21	1.93	1.40
8.00	0.63	1.25	1.56	2.95	0.61	0.85	0.85	0.89
12.00	0.42	0.83	0.69	1.87	0.12	0.50	0.50	0.59
16.00	0.31	0.63	0.39	1.49	0.04	0.32	0.32	0.40
21.00	0.24	0.48	0.23	1.23	0.01	0.20	0.20	0.26

Cuadro 3.1.7

Al aplicar la ecuación 38 a los valores de los cuadros 3.1.6 y 3.1.7 se obtienen los esfuerzos verticales inducidos por la sobrecarga bajo el punto A, *para la carga de cuadro 3.1.6*.

z (m) ec. 38	$\Delta\sigma_{v1}$ (ton/m ²) cuadro 3.1.6	$2 \cdot \Delta\sigma_{v1}$ (ton/m ²) ec. 38	$\Delta\sigma_{v3}$ (ton/m ²) cuadro 3.1.7	$\Delta\sigma_v$ (ton/m ²) ec. 38
0.00	1.50	3.00	1.50	1.50
3.00	1.48	2.96	1.40	1.56
8.00	1.31	2.62	0.89	1.73
12.00	1.09	2.18	0.59	1.59
16.00	0.89	1.78	0.40	1.38
21.00	0.63	1.36	0.26	1.10

Cuadro 3.1.8

Por último, con el resultado anterior se construye el diagrama de los esfuerzos verticales inducidos, *mostrados en la figura 3.1.1*.

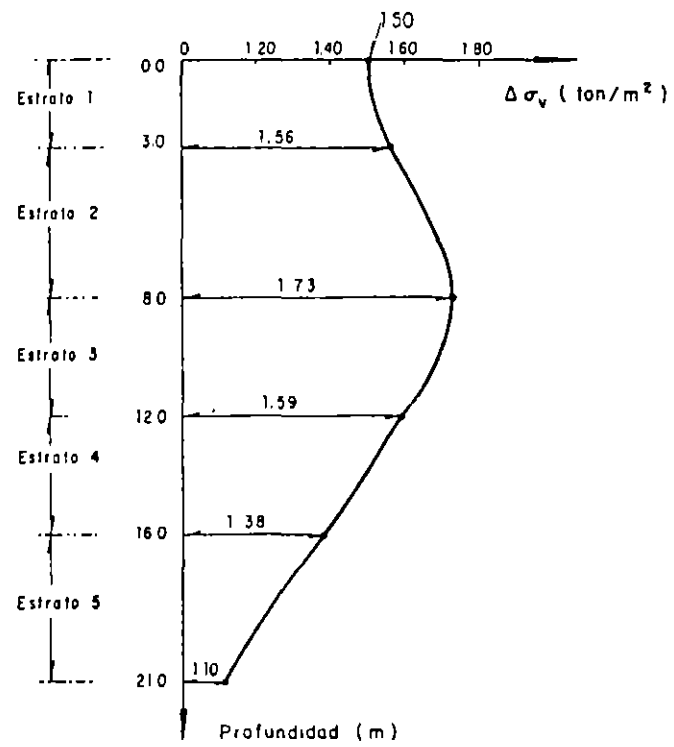
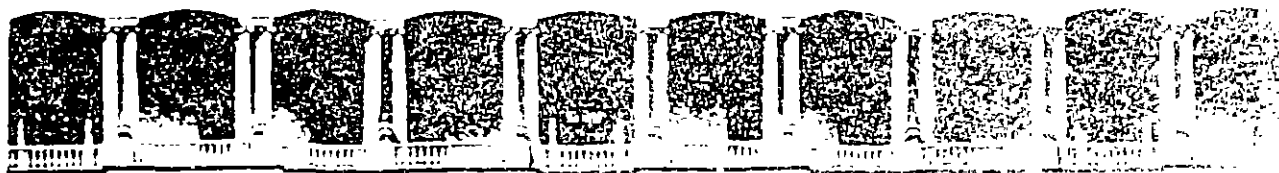


Figura 3.1.7



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

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
14, 15 y 16 DE JUNIO DE 1995
MERIDA, YUC.**

CURSO: MECANICA DE SUELOS

TEMA IX

CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS

CURSO DE MECANICA DE SUELOS (SCT)

14-16 de junio de 1995, Mérida Yucatán

**TEMA IX: CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y
PROFUNDAS**

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA C.

RCDF, 1987.

NORMAS TECNICAS

COMPLEMENTARIAS PARA

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE

CIMENTACIONES.

REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES PARA EL
D.F, 1987.

REQUISITOS MINIMOS **PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO**

A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA **EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SOMERAS**

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes tres requisitos:

- Peso unitario medio de la estructura: $w \leq 5 \text{ ton / m}^2$

*- Perímetro de la construcción: $P \leq 80 \text{ m}$ en las zonas I y II ,
o
 $P \leq 120 \text{ m}$ en la zona III*

- Profundidad de desplante: $D_f \leq 2.50 \text{ m}$.

B. CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS
O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS

- **Peso unitario medio de la estructura:** $w > 5 \text{ ton / m}^2$

- Profundidad de desplante: $Df > 2.50 \text{ m}$

VERIFICACION DE SEGURIDAD DE CIMENTACIONES SOMERAS

ESTADOS LIMITE DE FALLA

PARA CIMENTACIONES DESPLANTADAS EN SUELOS COHESIVOS:

$$\underline{\Sigma Q F_e / A < c_u N_e F_R + p_v}$$

donde:

$\Sigma Q F_e$: suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.

A : área del cimiento en m^2 .

c_u : cohesión aparente, en ton / m^2 , determinada en ensaye triaxial UU.

N_e : coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_e = 5.14 (1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B / L)$$

para $D_f / B < 2$ y $B / L < 1$

donde D_f es la profundidad de desplante y B es el ancho de la cimentación, ambas en m .

F_R : factor de resistencia especificado en el inciso 3.2 de las presentes normas.

p_v : presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en ton / m^2 .

VERIFICACION DE SEGURIDAD DE **CIMENTACIONES SOMERAS**

ESTADOS LIMITE DE FALLA

PARA CIMENTACIONES DESPLANTADAS **EN SUELOS FRICCIONANTES:**

$$\underline{\Sigma Q F_e / A < [\bar{p}_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_R + p_v}$$

donde:

$\Sigma Q F_e$: suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga .

$\bar{p}_v$: presión vertical efectiva a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en ton / m².

N_q : coeficiente de capacidad de carga dado por :

$$N_q = \exp [\pi \tan \phi] \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

siendo ϕ el ángulo de fricción interna del material.

γ : peso volumétrico del suelo en ton / m³

B : ancho de la cimentación en m.

N_γ : coeficiente de capacidad de carga dado por :

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

F_R : factor de resistencia especificado en el inciso 3.2 de las NTCDCCRDF 1987.

p_v : presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en ton / m².

VERIFICACION DE SEGURIDAD DE CIMENTACIONES SOMERAS

ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z$$

donde:

ΔH : *asentamiento de un estrato de espesor H.*

e_0 : *relación de vacíos inicial .*

Δe : *variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.*

Δz : *espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.*

NORMAS TECNICAS DE CIMENTACIONES RDF 1987

CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS

ESTADOS LIMITE DE FALLA

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas, se calculará como sigue:

- Para suelos cohesivos:

$$C_p = [C_u N_c^* F_R + p_v] A_p$$

donde:

C_p : *capacidad por punta [ton] .*

C_u : *cohesión aparente, determinada en ensaye triaxial UU [ton / m²] .*

N_c^* : *coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente :*

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

F_R : *factor de resistencia igual a 0.35 .*

p_v : *presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes [ton / m²] .*

A_p : *área transversal de la pila o del pilote [m²] .*

NORMAS TECNICAS DE CIMENTACIONES RDF 1987

CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS

ESTADOS LIMITE DE FALLA

(1)

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas, se calculará como sigue:

- Para suelos friccionantes:

$$C_p = [\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v] A_p$$

donde :

C_p : capacidad por punta [ton] .

$\bar{p}_v$: presión vertical efectiva a la profundidad de desplante de los pilotes [ton / m²]

N_q^* : coeficiente de capacidad de carga definido por :

$$N_q^* = N_{\min} + L_e (N_{\max} - N_{\min}) / [4B \tan (45^\circ + \phi / 2)]$$

cuando : $L_e / B \leq 4 \tan (45^\circ + \phi / 2)$,

o bien : $N_q^* = N_{\max}$

cuando : $L_e / B \geq 4 \tan (45^\circ + \phi / 2)$.

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
$N_{\max}$	12.5	26.0	55.0	132.0	350.0
$N_{\min}$	7.0	11.5	20.0	39.0	78.0

(CONTINUÁ EN DOCUMENTO 2) →

NORMAS TECNICAS DE CIMENTACIONES RDF 1987

CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS

← (PROVIENE DE DOCUMENTO 1)

ESTADOS LIMITE DE FALLA

(2)

- FR :** *factor de resistencia igual a 0.35 .*
- pv :** *presión vertical total debida al peso del suelo
a la misma profundidad [ton / m²] .*
- Ap :** *área transversal de la pila o del pilote
[ton / m²] .*

CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCION

ESTADOS LIMITE DE FALLA

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\underline{\Sigma Q F_e < R}$$

donde:

$\Sigma Q F_e$: *suma de los incrementos netos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.*

R : *capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación.*

CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCION

ESTADOS LIMITE DE FALLA

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión, se calculará como:

$$\underline{C_f = A_L f F_R}$$

donde:

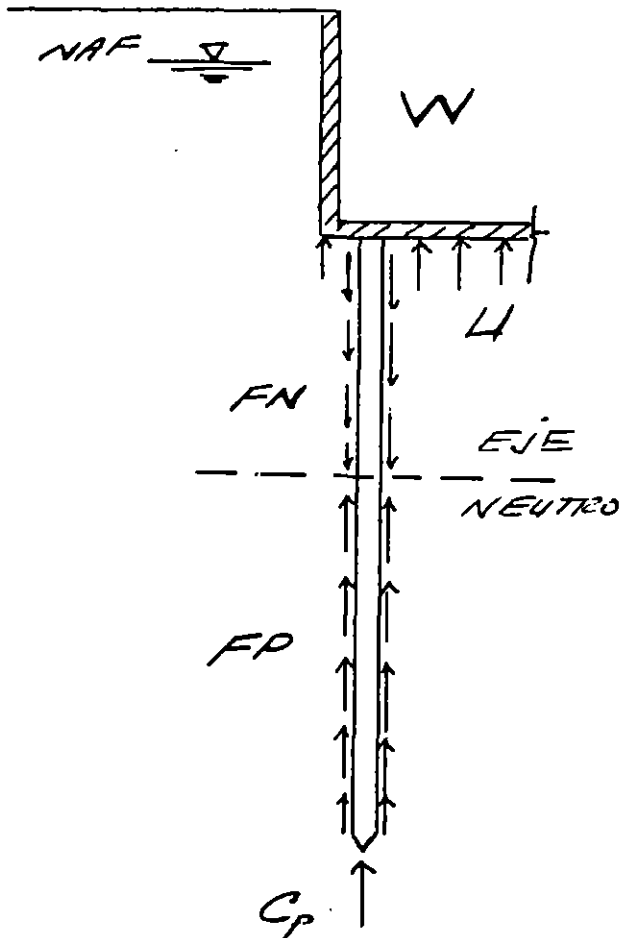
- C_f : capacidad por adherencia [ton].
 A_L : área lateral del pilote [m^2].
 f : adherencia lateral media pilote-suelo
[ton / m^2].
 F_R : factor de resistencia calculado por medio
de:

$$F_R = 0.7 (1 - s / 2)$$

siendo s la relación entre los máximos de la solicitación sísmica y la solicitación total que actúan sobre el pilote.

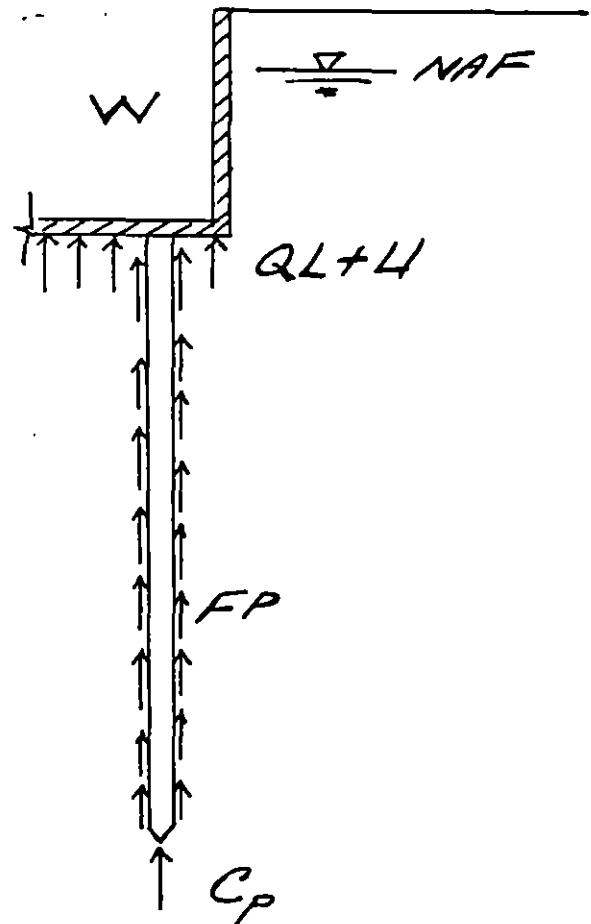
CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRCCIÓN.

SOLICITACIONES SOBRE PILOTES HINCADOS EN UN ESTRATO EN PROCESO DE CONSOLIDACION.



DISEÑO EN TÉRMINOS DE CAPACIDAD DE CARGA.

$$W + FN = FP + Cp + L$$



DISEÑO EN TÉRMINOS DE DEFORMACIONES.

$$W = QL + FP + Cp + L$$

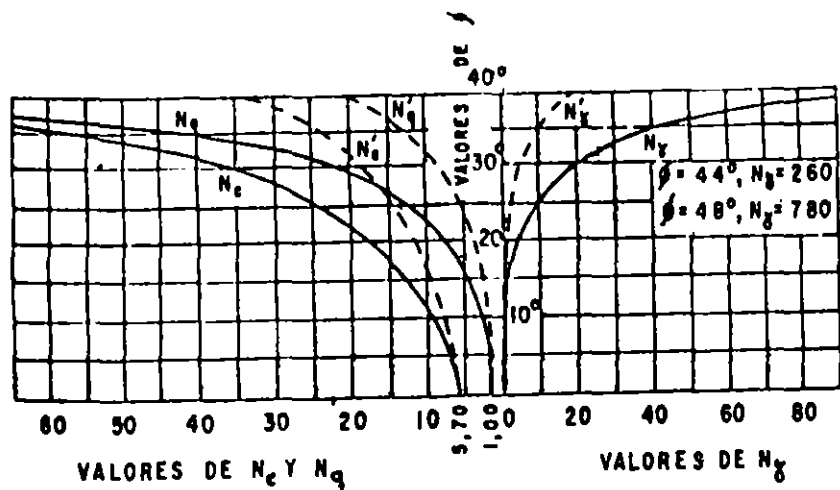
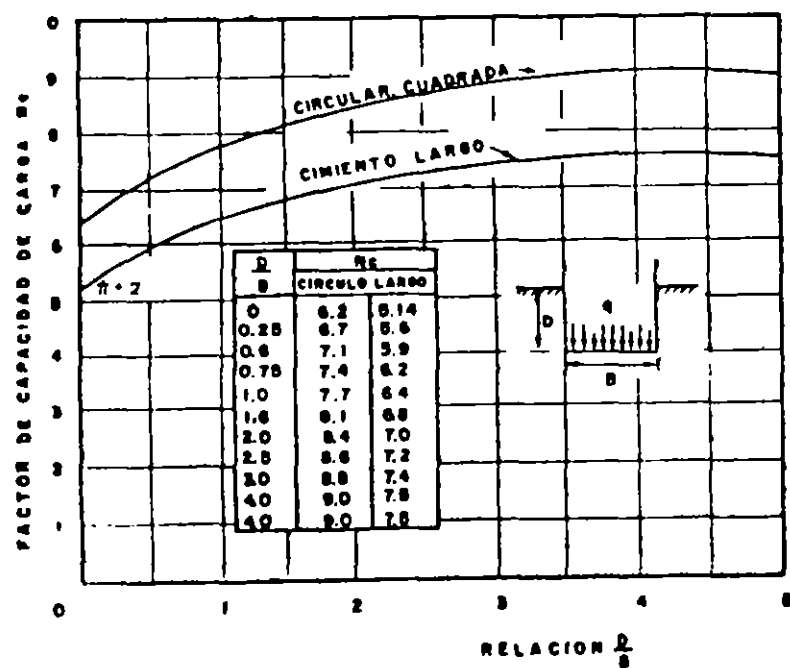


FIG. Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi



Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos.

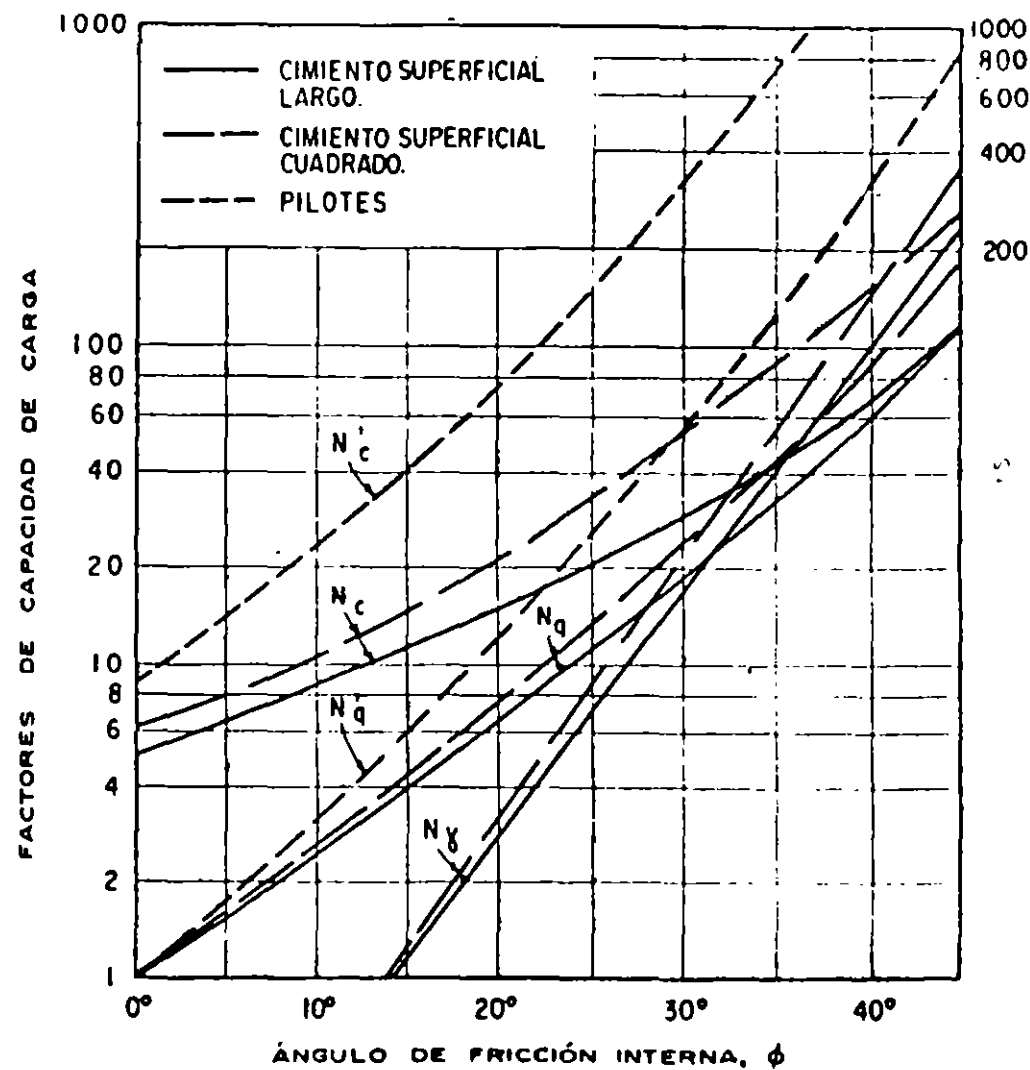


Figura Factores de capacidad de carga según Meyerhof

ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES.

EN EL DISEÑO DE EXCAVACIONES SE CONSIDERAN LOS SIGUIENTES ESTADOS LIMITE (ART. 228, CAP. VIII, RCDF).

DE FALLA:

A). TALUDES; METODO DE EQUILIBRIO LIMITE.

-MECANISMOS DE EXTRUSION DE ESTRATOS BLANDOS.

B). FALLA POR SUBPRESION DE ESTRATOS PERMEABLES

C). ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES ADEMADAS.

-DISTRIBUCION DE PRESIONES SOBRE LOS ADEMES.

-EMPUJES SOBRE TROQUELES.

D).ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS VECINAS.

DE SERVICIO:

A). EXPANSIONES INSTANTANEAS Y DIFERIDAS POR DESCARGA.

-CRITERIOS ELASTICOS.

- *TEORIA DE TERRAZHI*

B). ASENTAMIENTO DEL TERRENO NATURAL ADYACENTE A LAS EXCAVACIONES.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

ESTADOS LIMITE DE FALLA ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES ADEMADAS

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \sum q F_c < C_u N_c F_R$$

donde :

- p_v : *presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación, dada en [ton / m²] .*
- $q F_c$: *sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga, dadas en [ton / m²] .*
- C_u : *cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no drenadas, en [ton / m²] .*
- N_c : *coeficiente de capacidad de carga dependiente de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D_f su profundidad. .*
- F_R : *factor de resistencia igual a 0.5 . Si la falla no afecta a servicios públicos, instalaciones o construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7 .*

ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

ESTADOS LIMITE DE FALLA FALLA POR SUBPRESION EN ESTRATOS PERMEABLES

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable de espesor h , la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión del agua en este estrato podría levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a :

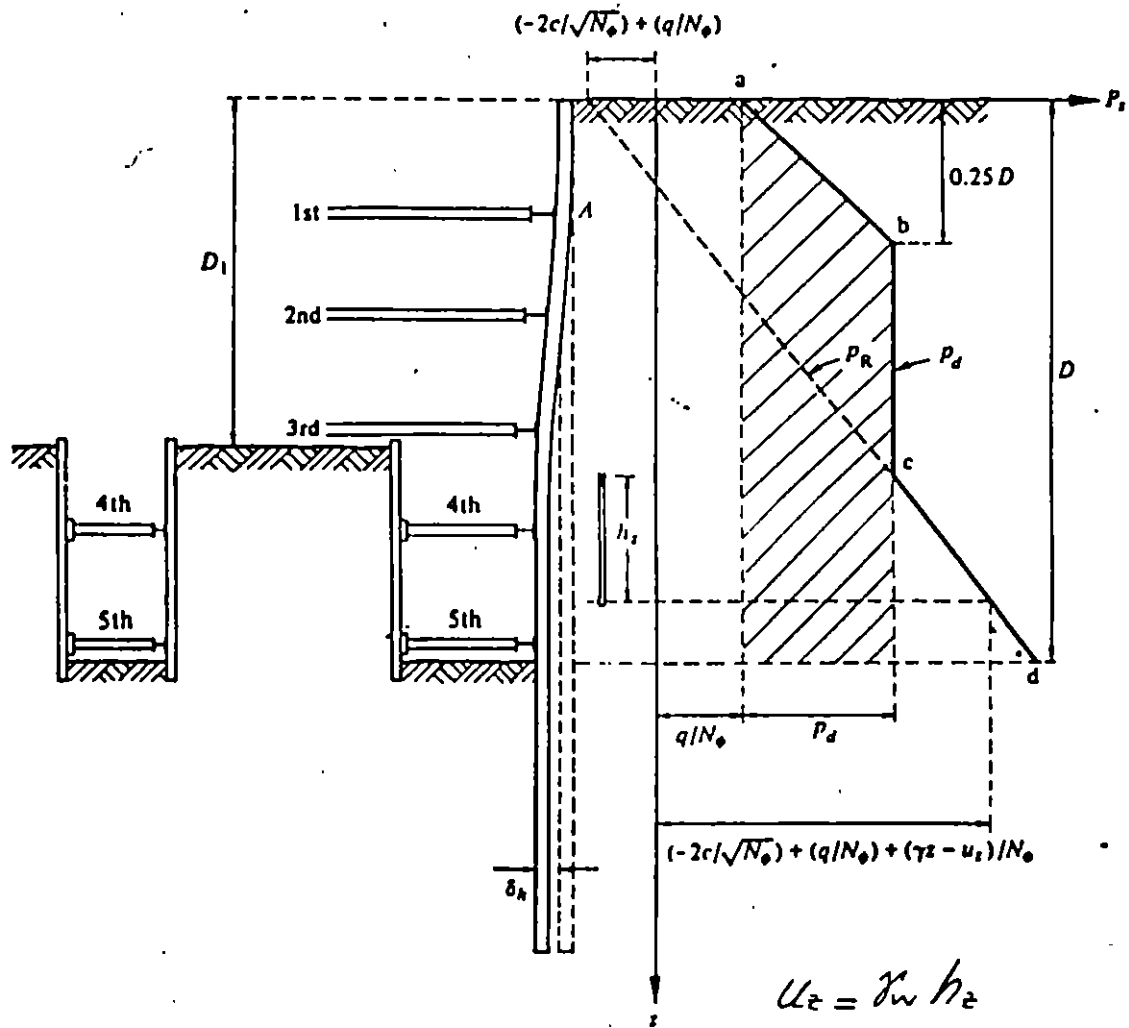
$$h > (\gamma_w / \gamma_m) h_w$$

donde :

h :	<i>espesor de la capa impermeable.</i>
h_w :	<i>altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable.</i>
γ_w :	<i>peso volumétrico del agua.</i>
γ_m :	<i>peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.</i>

OBSERVACION : *Cuando el espesor h sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de pozos de alivio.*

EMPUJES EN UN TABLESTACADO (ZEEVAERT, 1973)

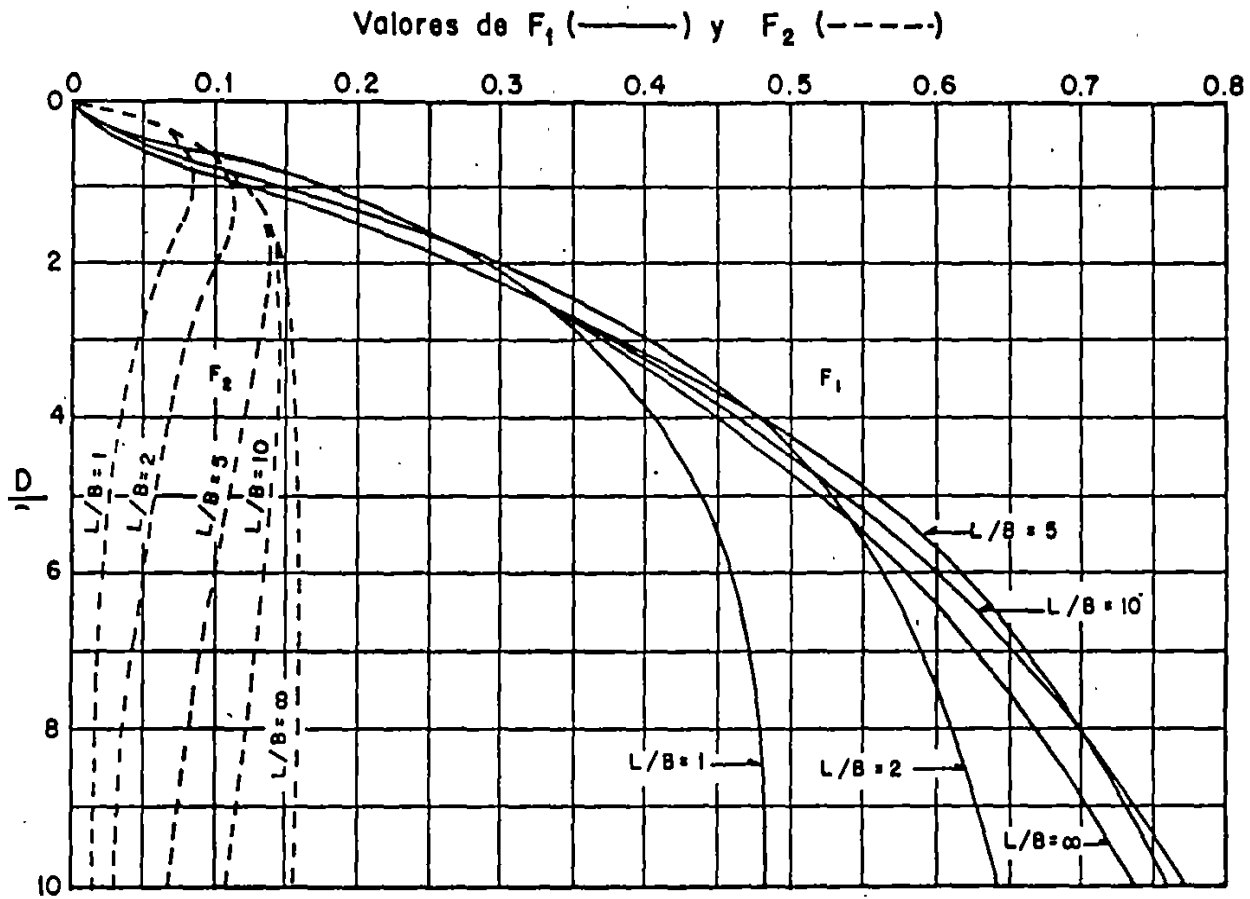


$$P_z = -\frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} + \frac{1}{N_\phi} \left(\sum_1^z \gamma_i \Delta z_i + q - u_z \right)$$

$$P_d = 1.14 \frac{E_a'}{D}$$

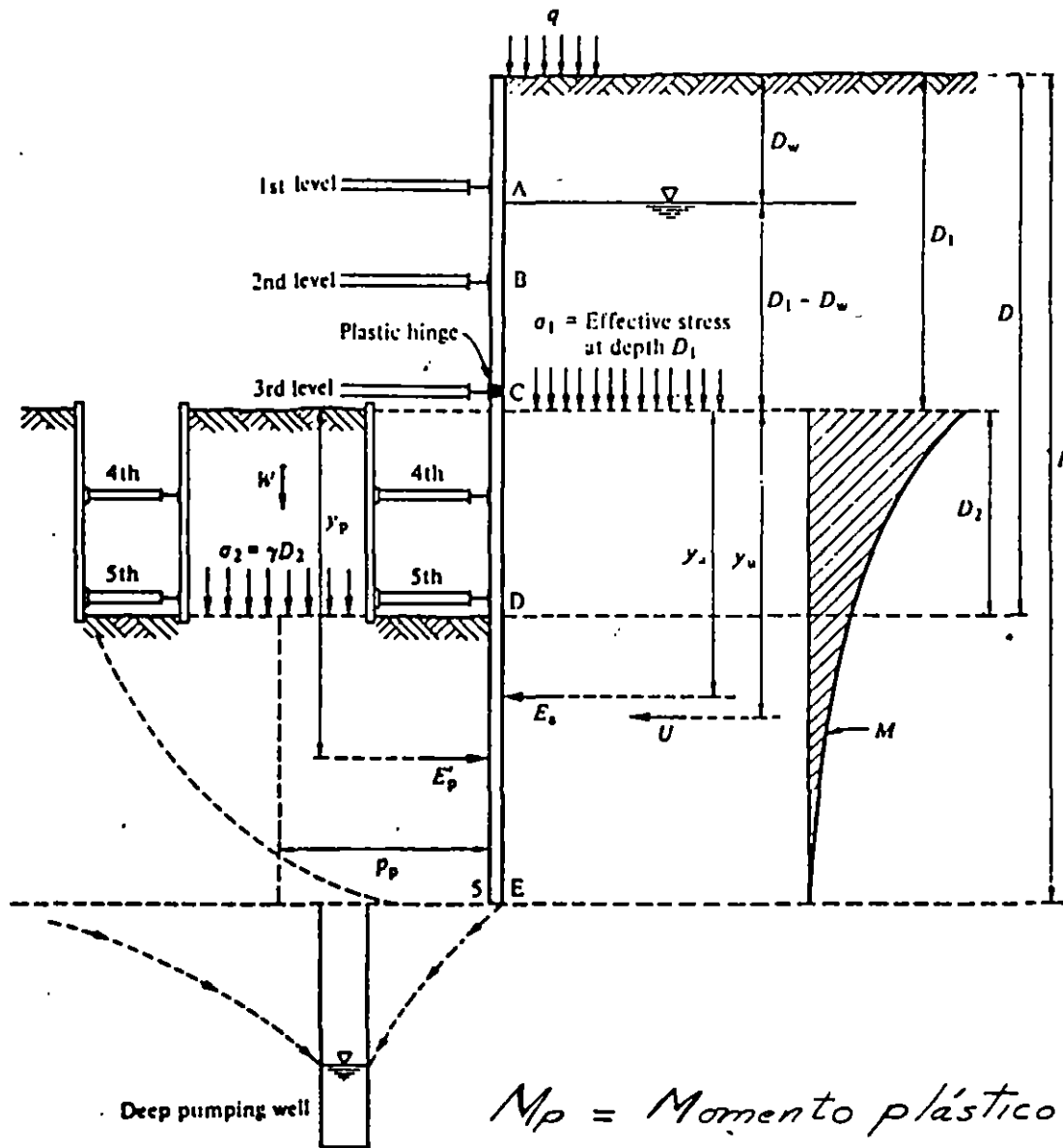
$$E_a' = 1.1 \sum_0^D \left[-\frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} + \frac{1}{N_\phi} \left(\sum_0^z \gamma_i \Delta z_i - u_z \right) \right] \Delta z$$

STEINBRENNER (EXPANSIONES Y
DEFORMACIONES
ELASTICAS).



Factores de influencia F_1 y F_2

EMPUJES EN UN TABLESTACADO



$M_p = \text{Momento plástico}$

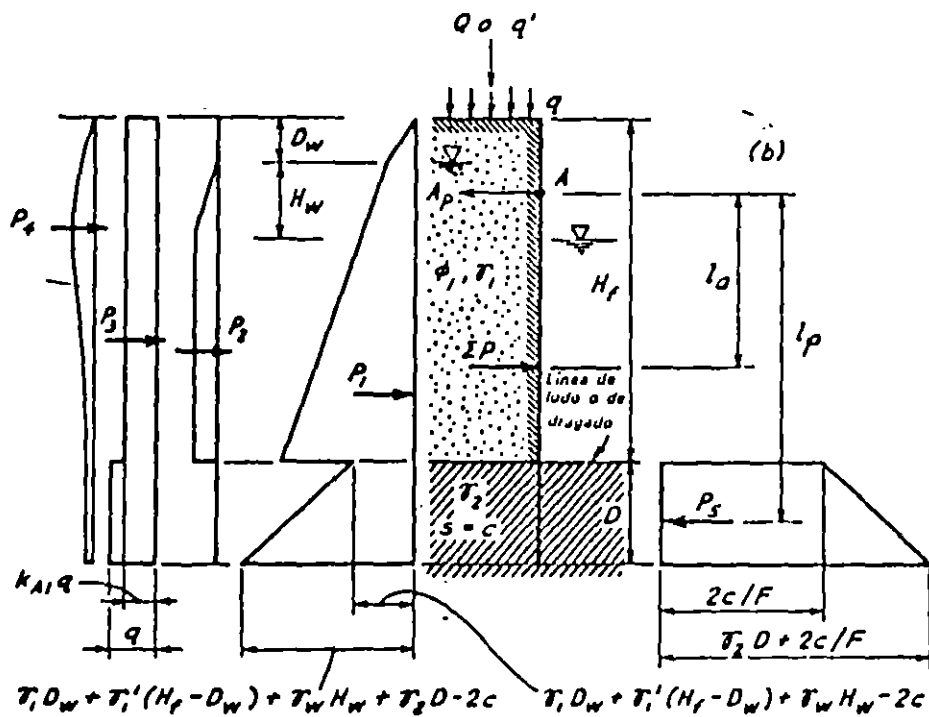
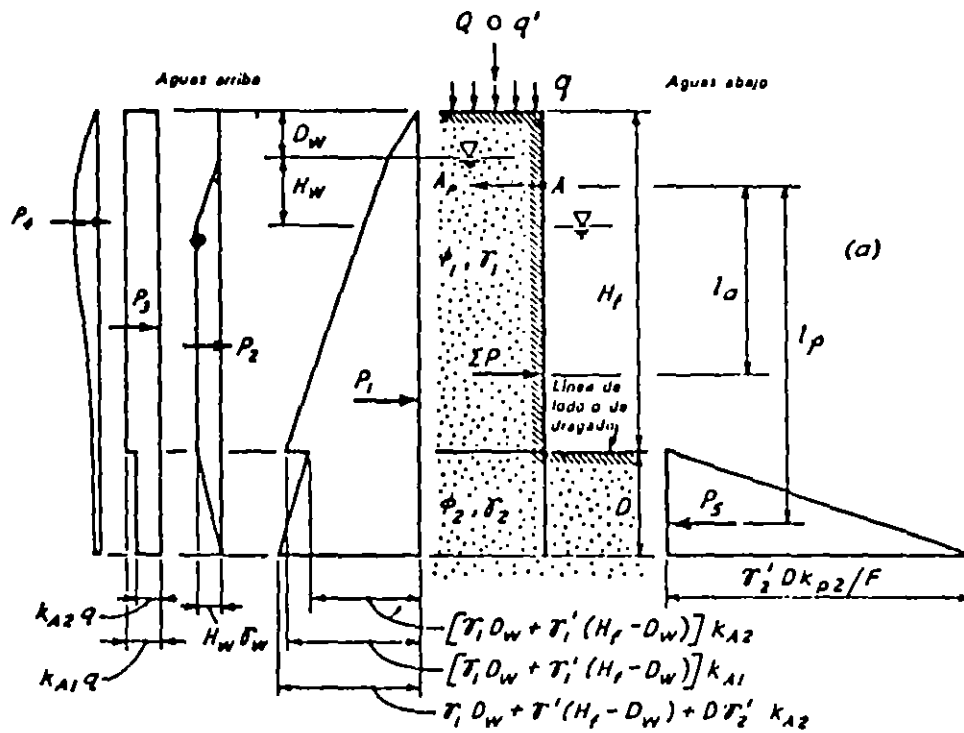
$$E_p' = \frac{E_a y_a + U y_u - M_p}{y_p}$$

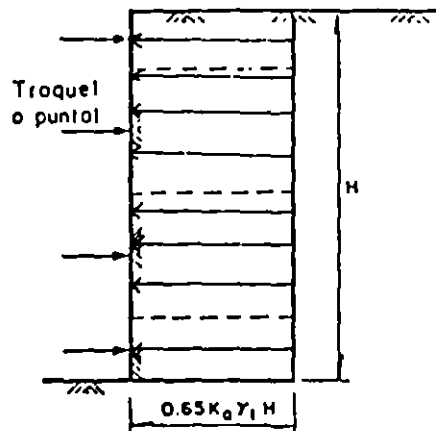
$$p_p = \frac{E_p'}{\lambda - D}$$

$$FS = \frac{E_p}{E_p'}$$

E_p : empuje pasivo

E_a : empuje activo

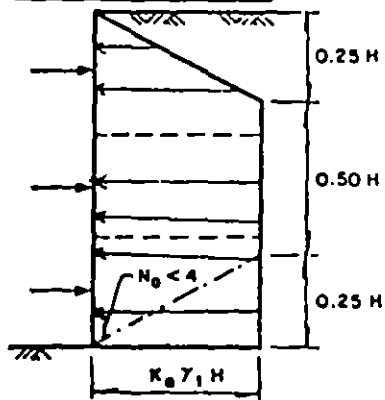


Excavación en arena

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

ϕ : ángulo de fricción interna

$$K_a = 1 - \frac{1.6c}{\gamma_t H}$$

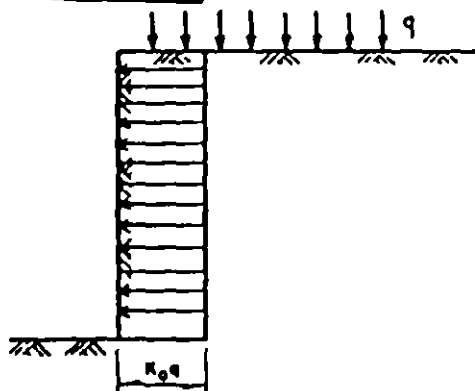
Excavación en arcilla

c : resistencia no drenada

γ_t : peso volumétrico húmedo

$$N_0 = \gamma_t H / c$$

Si $N_0 < 4$, $K_a = 0.2$ a 0.4 (los valores menores se emplearán sólo cuando el movimiento de los muros se mantenga en un mínimo y el periodo de construcción sea corto)

Sobrecarga

K_0 : coeficiente de reposo, calculado como $1 - \sin \phi$.

Se supone que la sobrecarga es de extensión infinita. Si este no fuera el caso, empléense las fórmulas de la fig 1.5

Presiones laterales en excavaciones ademadas

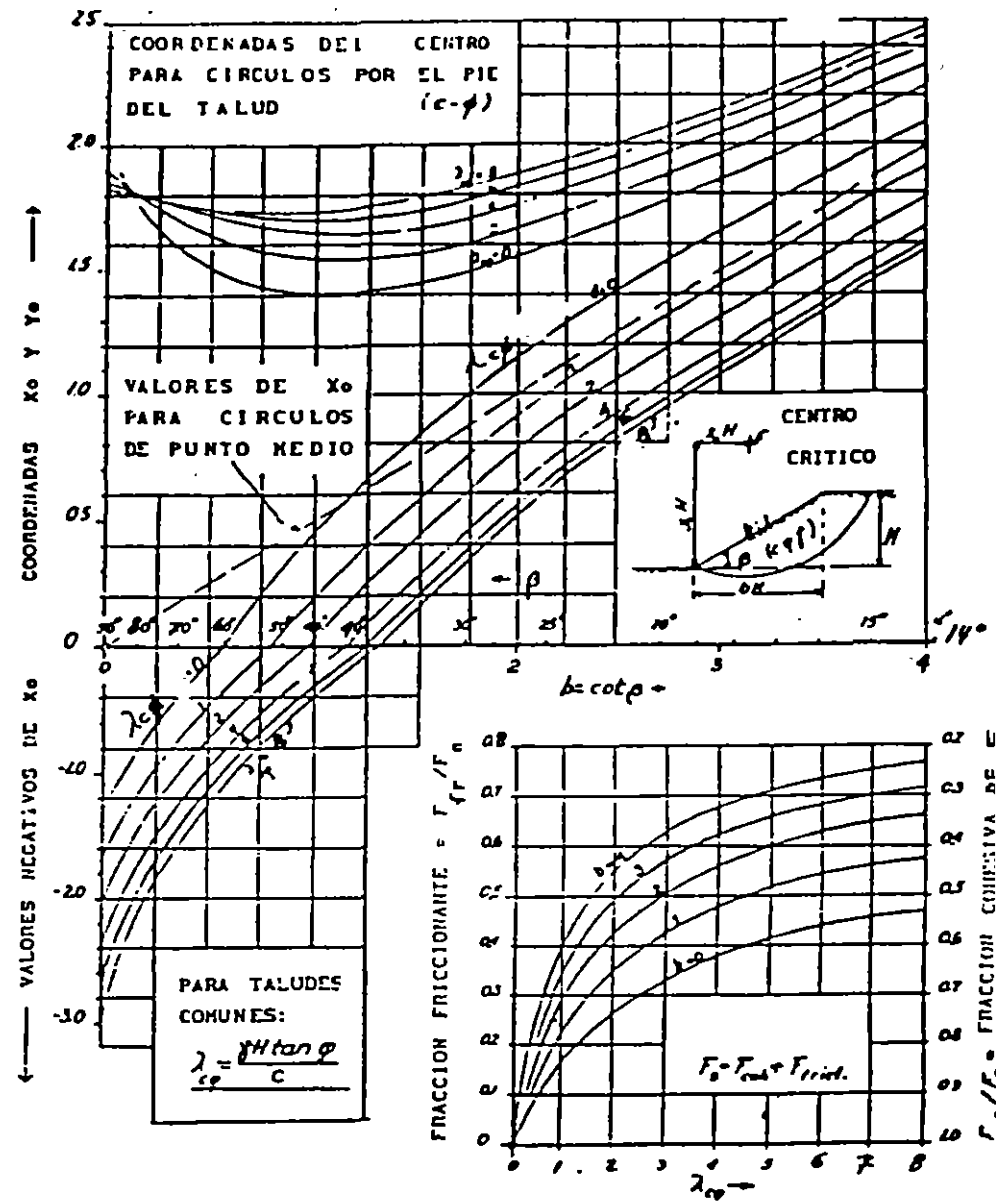
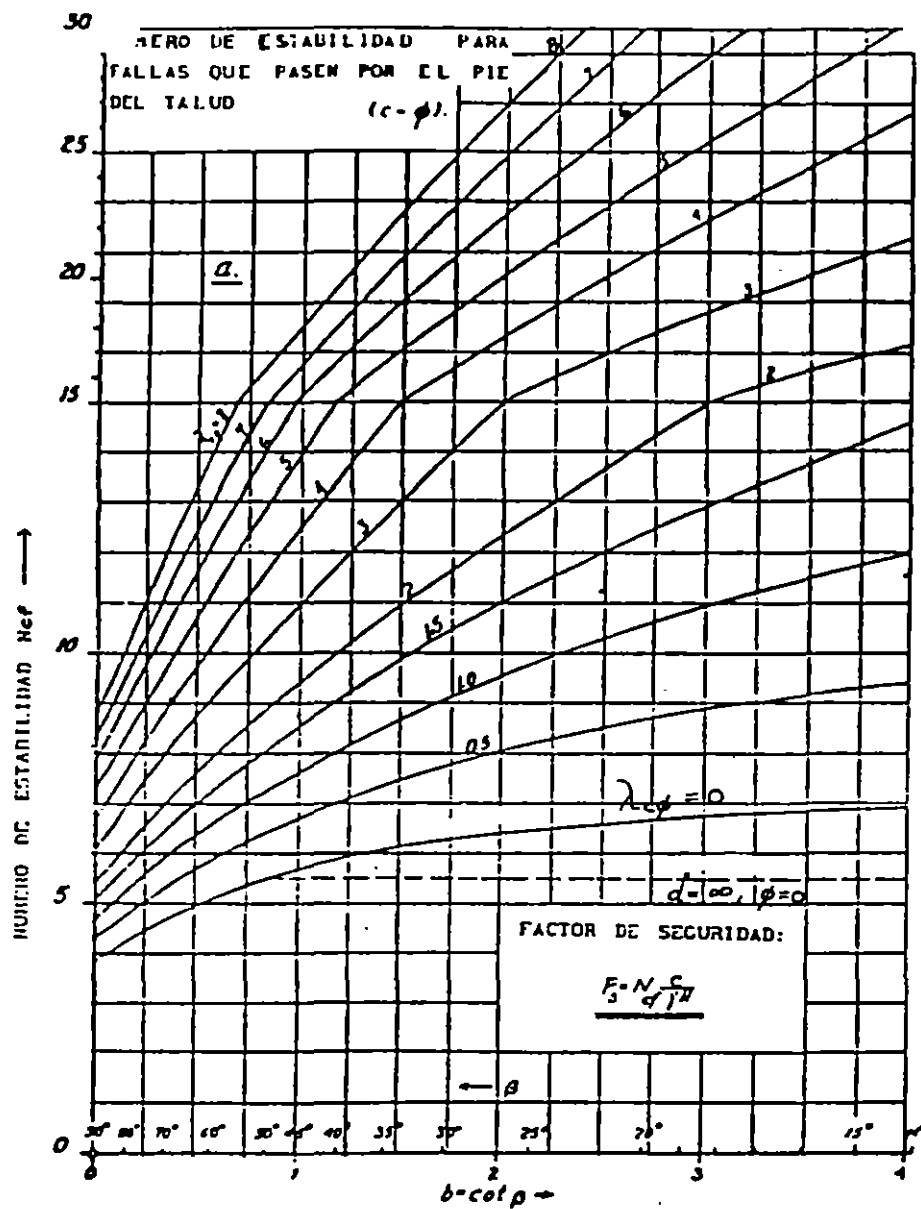


FIG.II.C.2.i, NUMERO DE ESTABILIDAD, COORDENADAS DEL CENTRO Y
 RESISTENCIA POR FRICCION, PARA CIRCULOS CRITICOS QUE
 PASEN POR EL PIE DEL TALUD, CUANDO $\phi > 0$ (JANBU 1954)

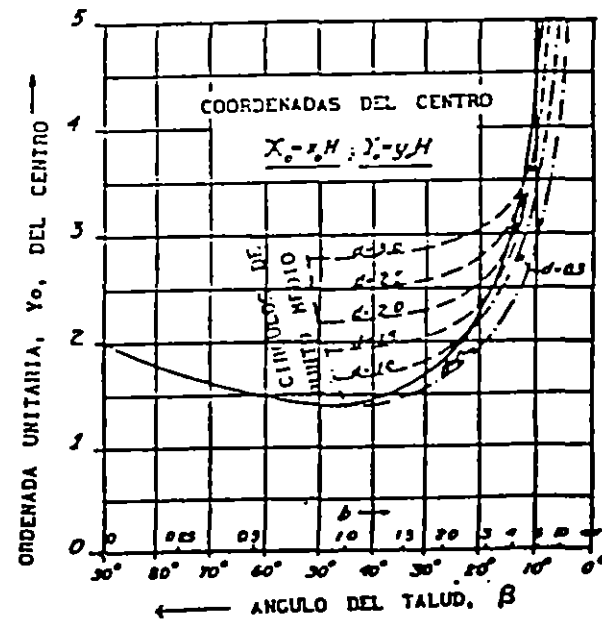
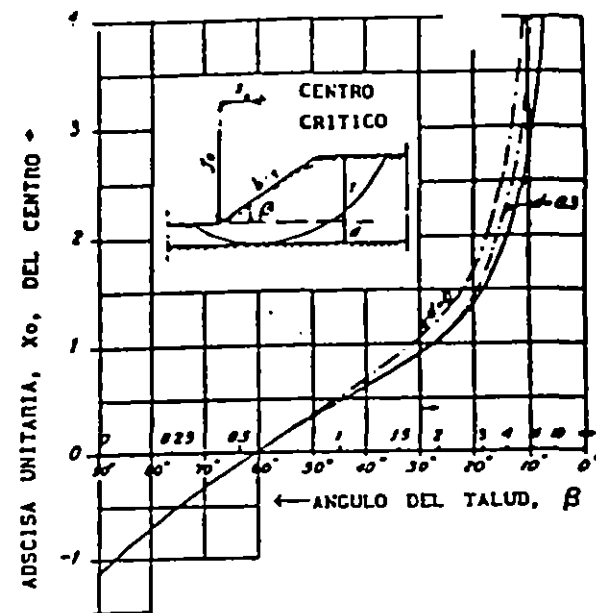
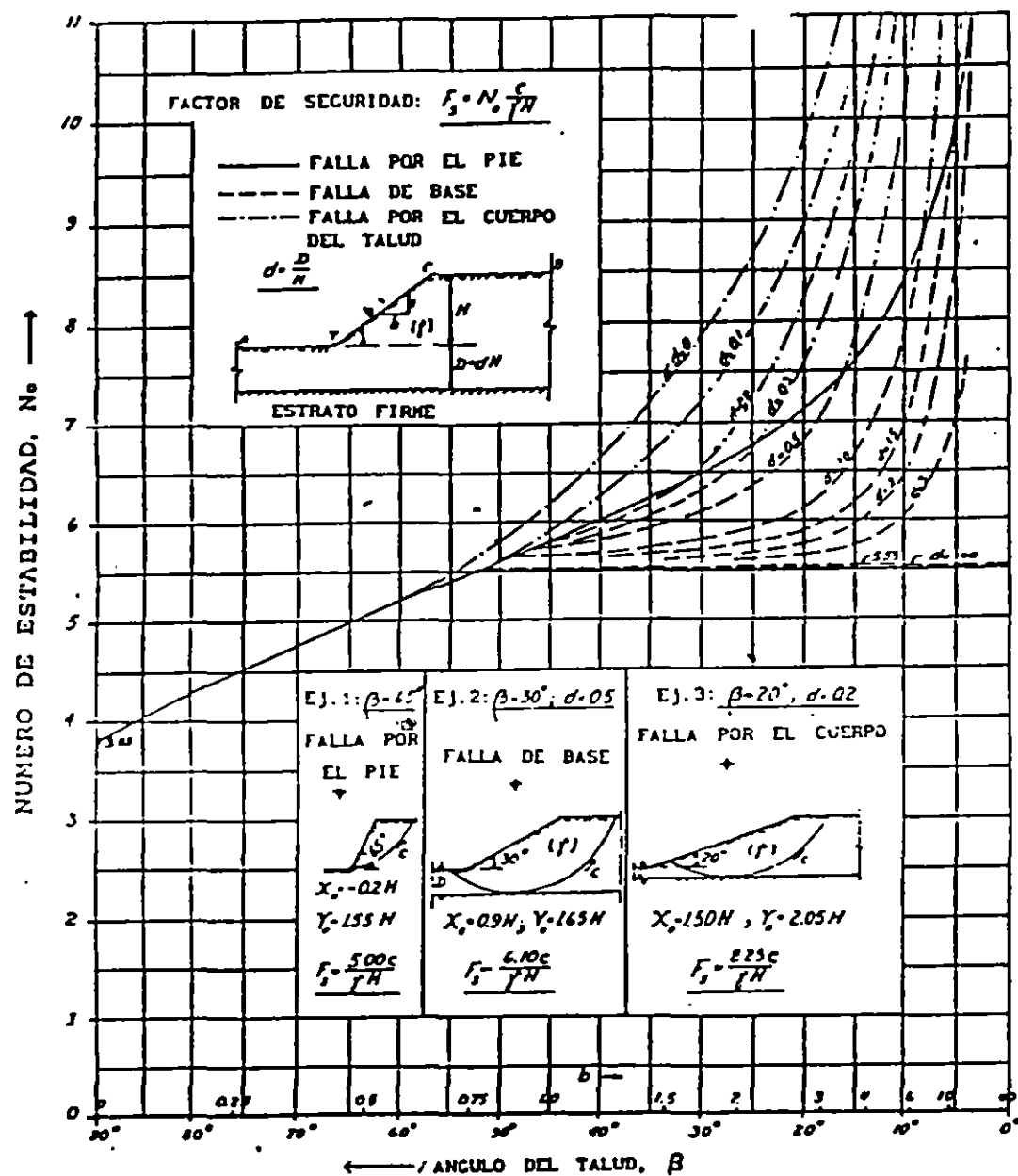


FIG. III.C.3.1 VALORES DEL NUMERO DE ESTABILIDAD, N_o , CUANDO $\phi = 0^\circ$
 (JANBU 1954)

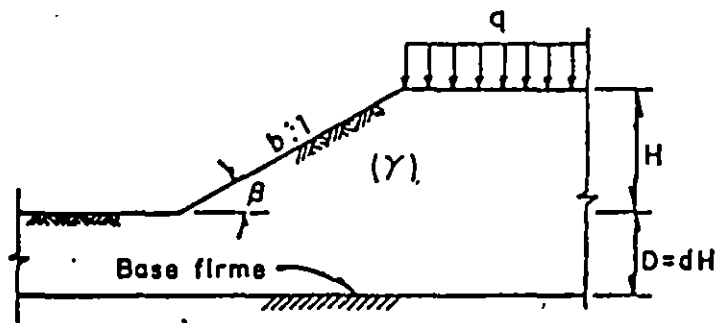
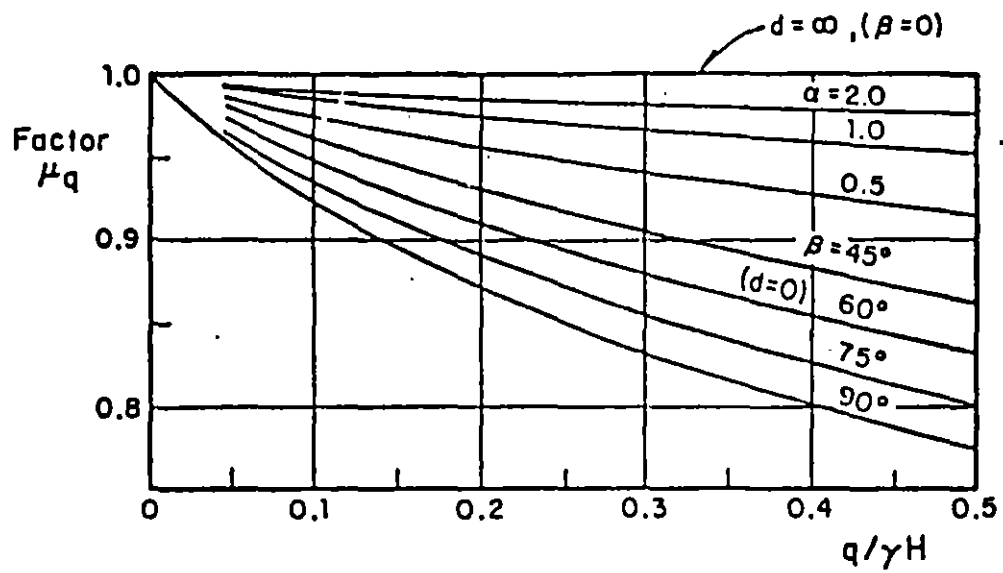


FIGURA II.C.3 .e FACTOR DE REDUCCION, μ_q

"EFFECTS OF EXCAVATION
INDUCED MOVEMENTS IN
CLAY ON ADJACENT
STRUCTURES", 1986
G. WAYNE CLOUGH.

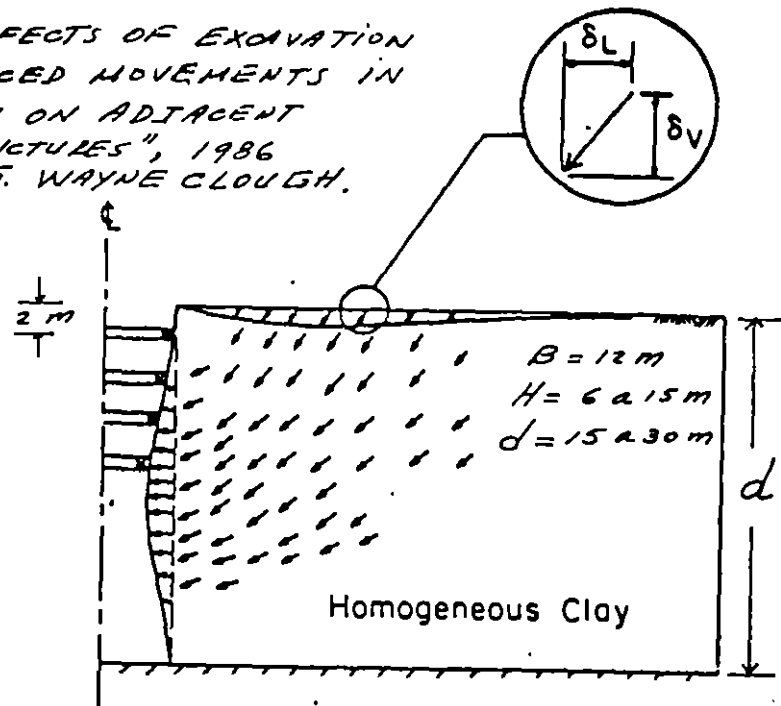


Figure Movement Patterns for Excavation
in Soft Clay

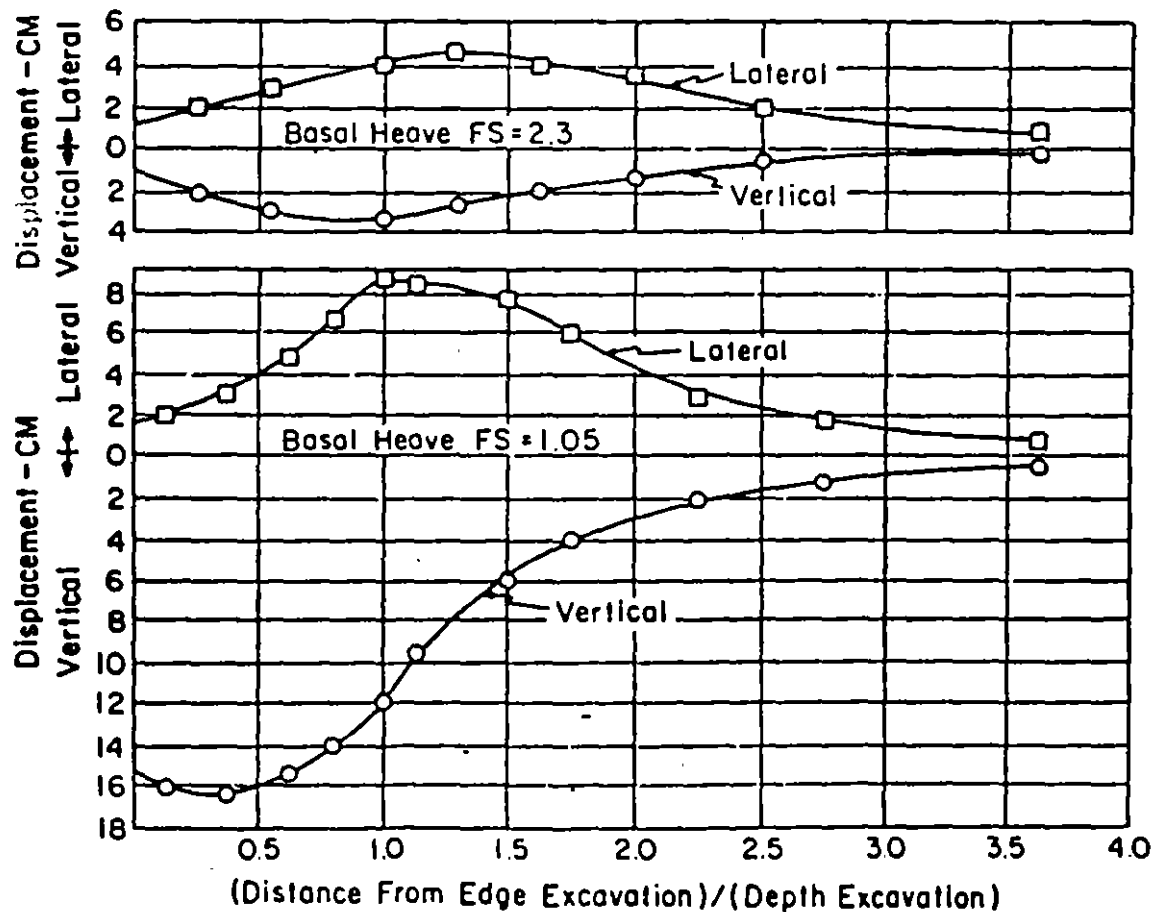


Figure Lateral Versus Vertical Ground Surface Movements -
Excavation in Clay.

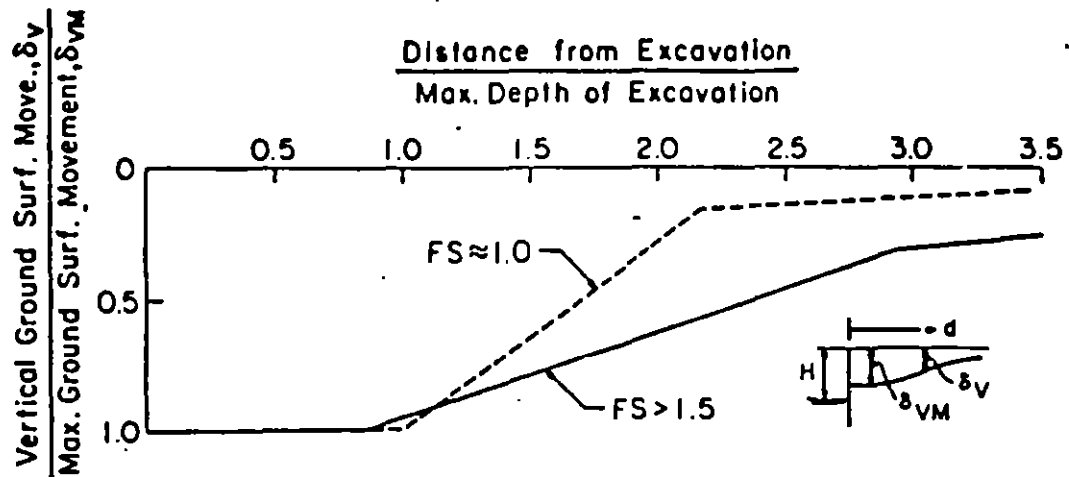


Figure Normalized Distribution of Ground Surface Settlements Due to Excavation in Clay (Mana and Clough, 1981)

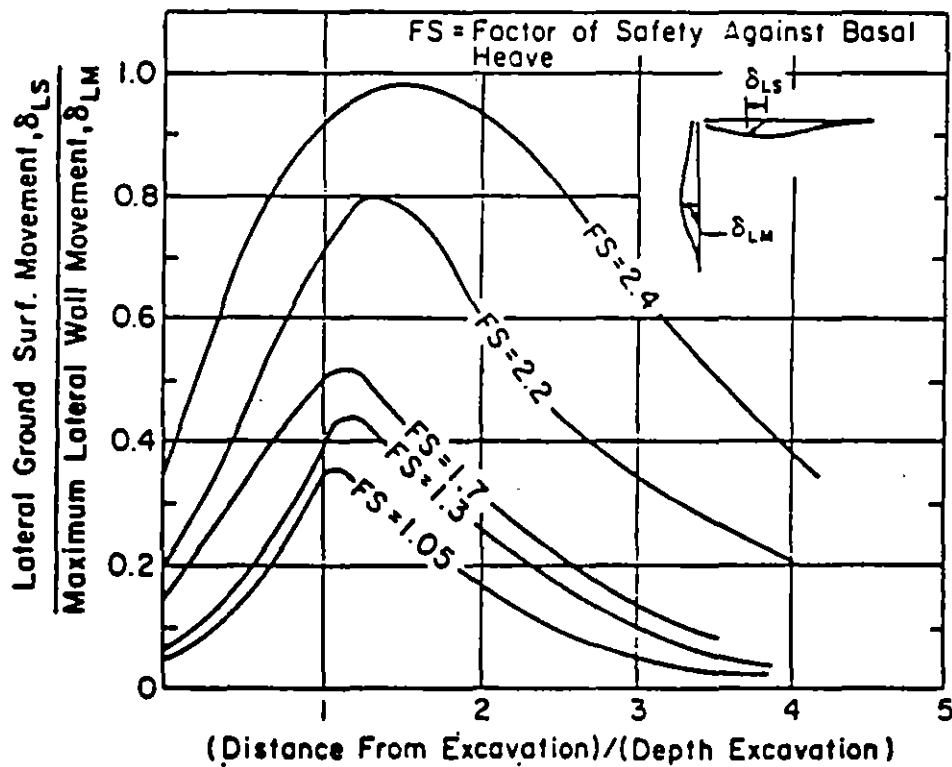


Figure Normalized Distribution of Lateral Ground Surface Movement, Due to Excavation in Clay.

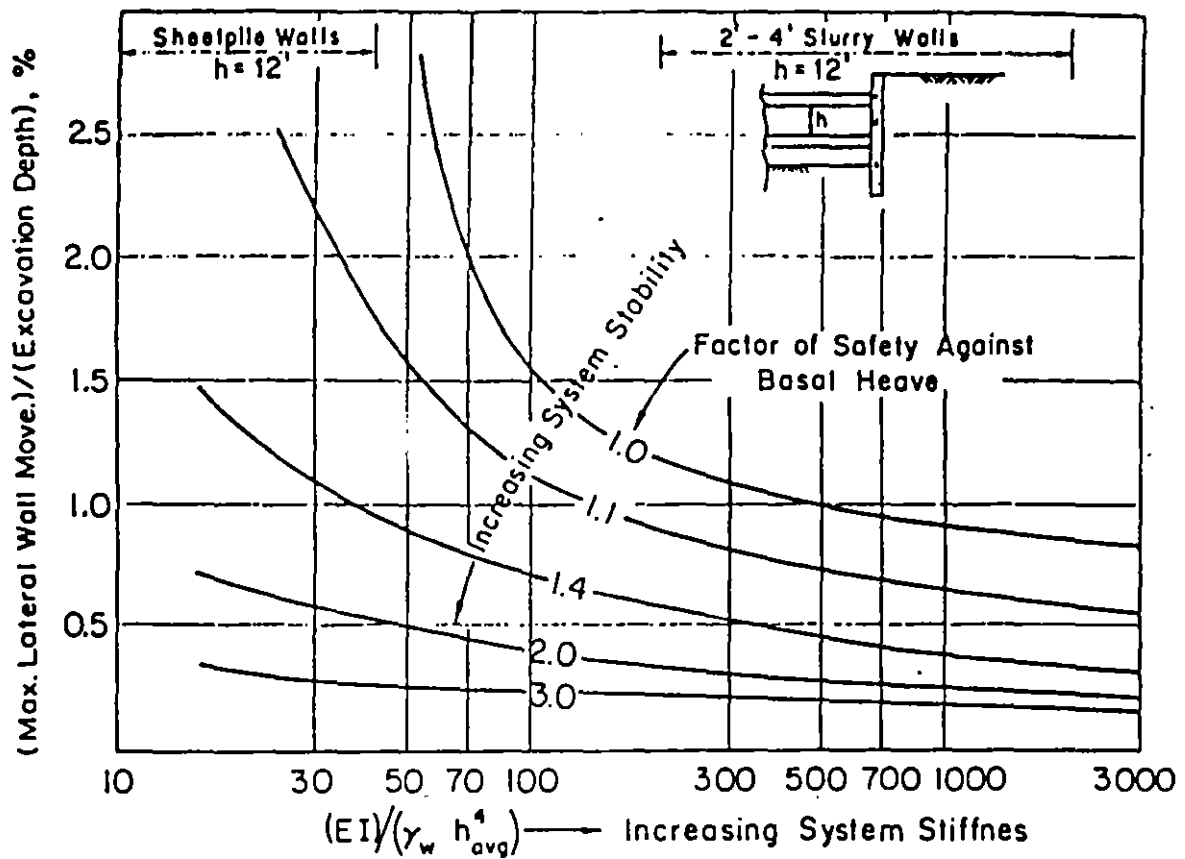


Figure Theoretical Relationship Between Maximum Lateral Wall Movement, Factor of Safety Against Basal Heave and System Stiffness.

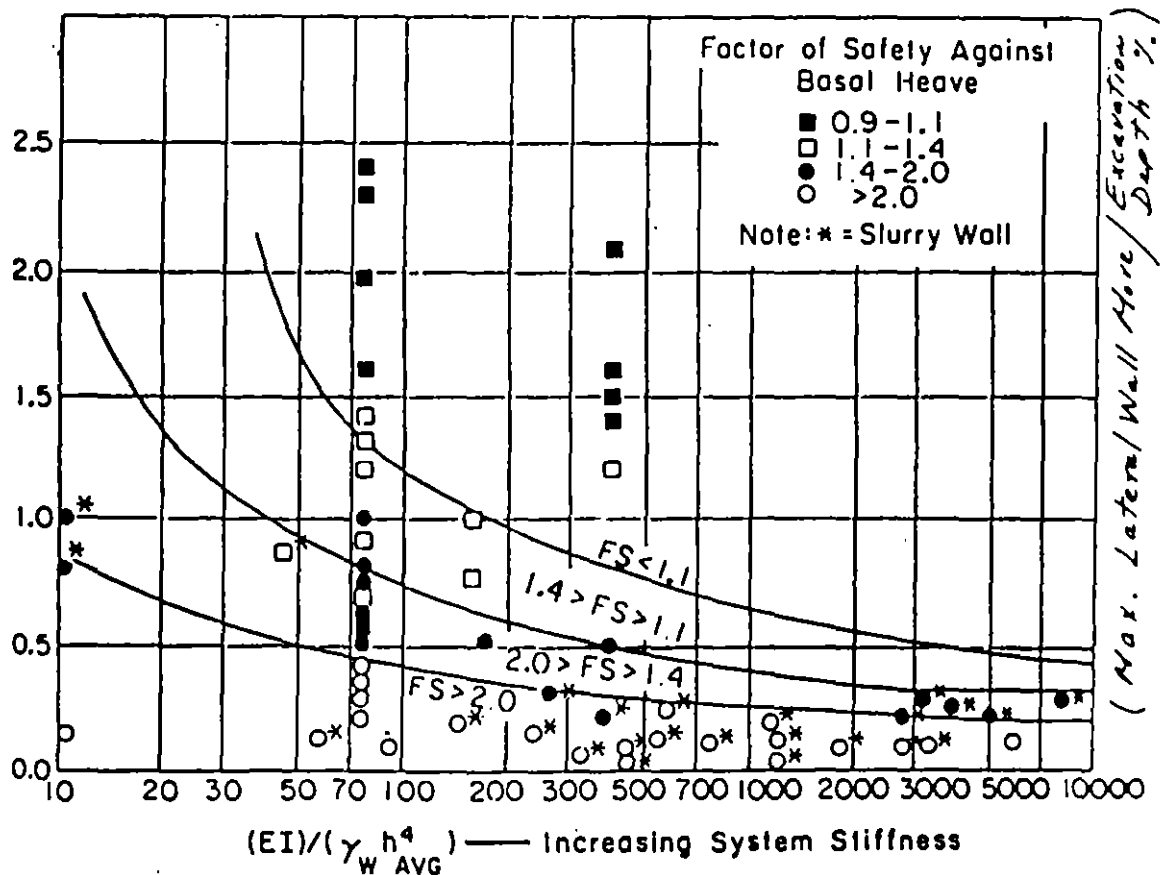


Figure Comparison of Field Data and Theoretical Trends for Maximum Lateral Wall Movement.

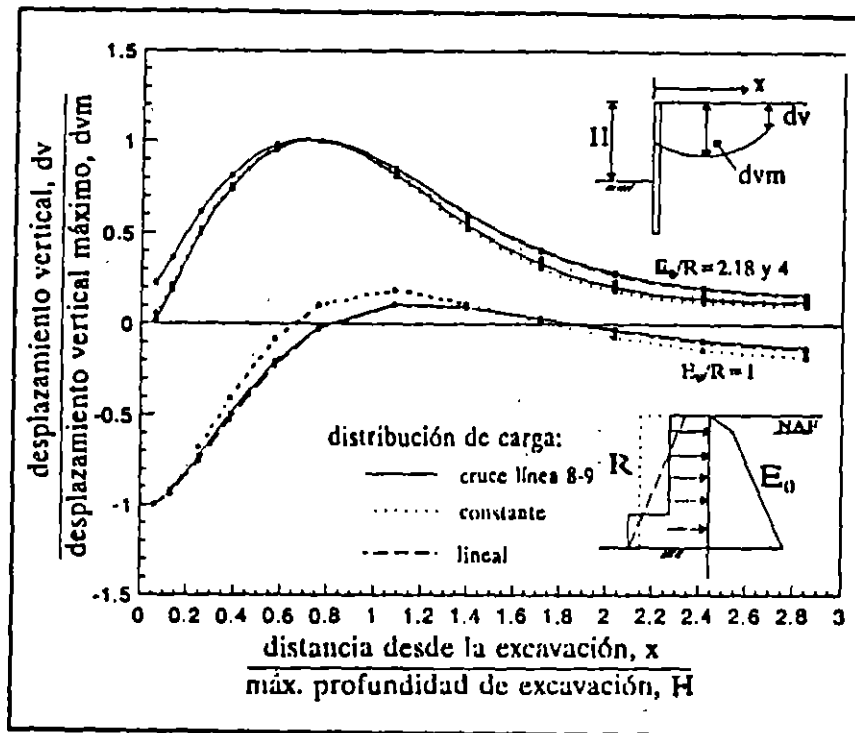


Figura Perfiles de desplazamiento normalizado vertical detrás del muro.

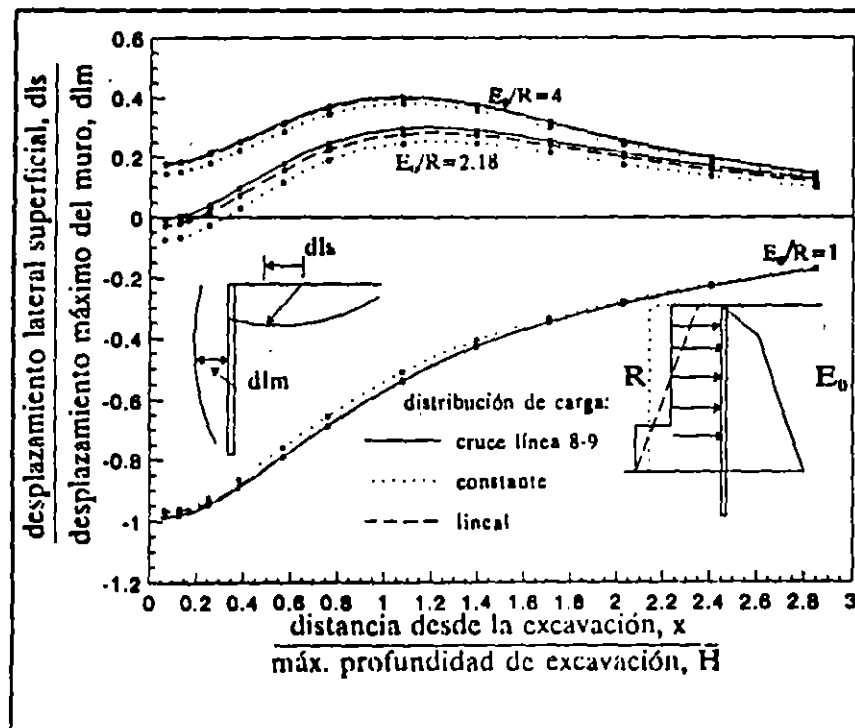


Figura Perfiles de desplazamiento normalizado lateral superficial detrás del muro.

M. P. ROMO, R. RODRIGUEZ, R. MAGAÑA

PROCEDIMIENTO PARA EL CALCULO DE MOVIMIENTOS EN EL
TERRENO INDUCIDOS POR EXCAVACIONES APUNTALADAS XVII RUMS.

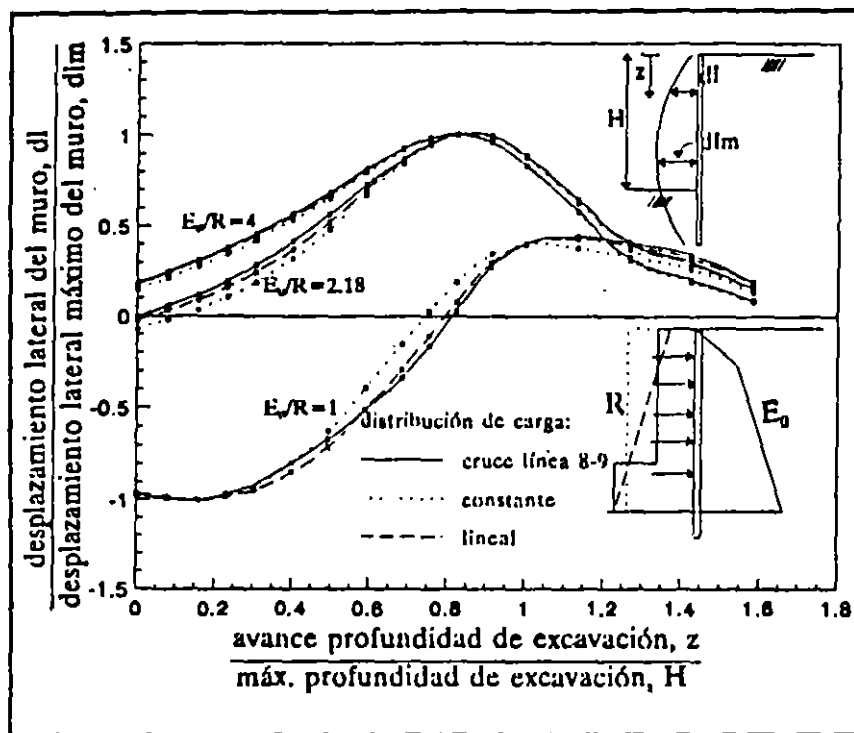


Figura 1 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral del muro.

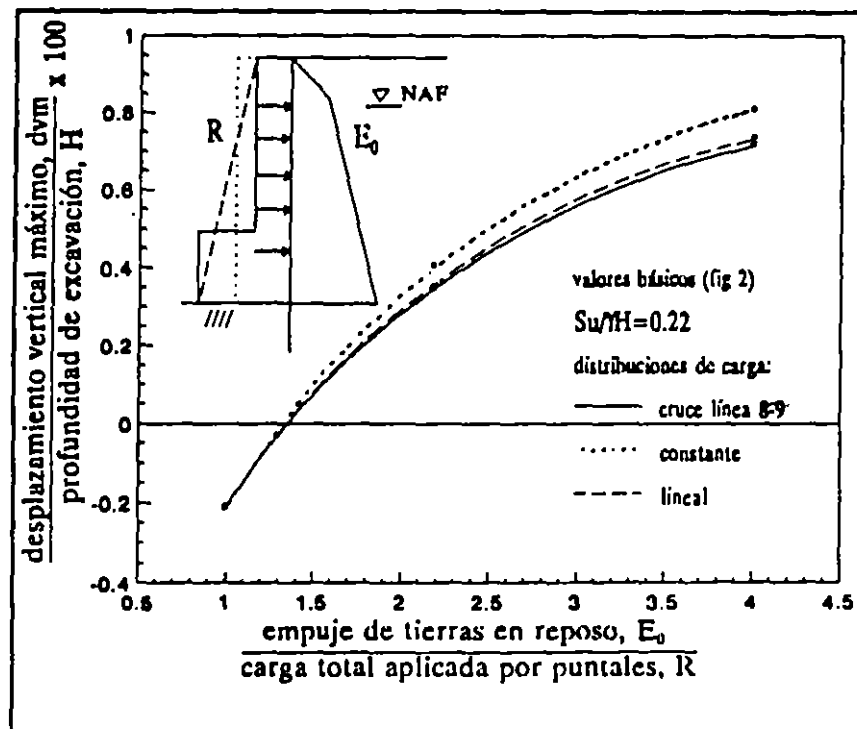


Figura 2 Relación entre E_0/R y dvm/H

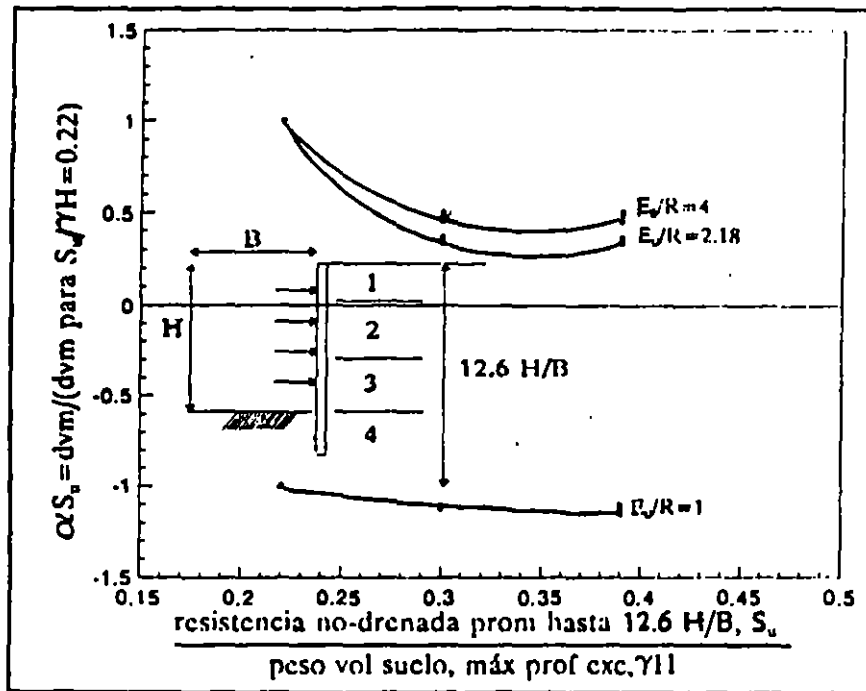


Figura Efecto de la resistencia al corte no-drenada

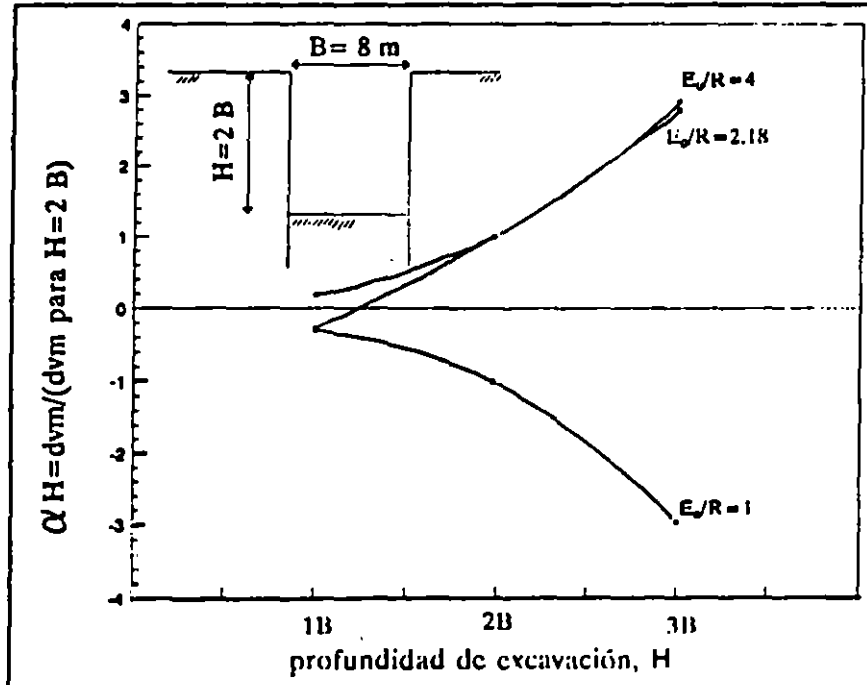


Figura Efecto de la geometría de la excavación.



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

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES. **SCT**
14,15 y 16 DE JUNIO DE 1995
Mérida, Yuc

CURSO: MECANICA DE SUELOS

TEMA I

FLUJO DE AGUA EN SUELOS

T E M A

I

F L U J O D E A G U A

E N S U E L O S

Apuntes elaborados en el Departamento de Geotecnia
de la DICTG, de la Facultad de Ingenieria, UNAM

CAPITULO 4 FLUJO DE AGUA EN SUELOS

4.1 GENERALIDADES

Los fundamentos para el análisis racional de los problemas en que interviene el flujo de agua en suelos, fueron establecidos por Darcy y Forchheimer. Con base en ellos, es posible analizar el comportamiento de estructuras tales como presas de materiales graduados y excavaciones para cimentar edificios ⁷ debajo del nivel freático.

En este caso,

Así-entonces, cuando se resuelve un problema de esta naturaleza, se obtiene información relativa a la cantidad de agua filtrada a través de la zona de flujo, a la posible presencia de zonas erosionadas producidas por el arrastre de las partículas sólidas del suelo, así como al efecto que puede tener la filtración respecto a la estabilidad general de la estructura en estudio.

En consecuencia,

A-continuación, se presentan las bases para comprender los principios generales del flujo de agua en suelos.

4.2 ASPECTOS FUNDAMENTALES

Los aspectos fundamentales relativos a la filtración de agua en suelos, son los que se refieren al *flujo laminar*, a la *Ley de Darcy*, y a la determinación del *coeficiente de permeabilidad*.

4.2.1 FLUJO LAMINAR

Se define como *laminar* a un flujo, cuando las trayectorias del agua quedan perfectamente definidas tras permanecer sin juntarse entre sí a lo largo de toda su longitud.

La naturaleza de la filtración depende principalmente de la velocidad del agua, de manera que si es muy pequeña el flujo resulta laminar.

Osborne Reynolds propuso para definir un flujo la siguiente relación:

$$R = \frac{v \cdot D \cdot \rho}{\eta} \quad \dots 4.1$$

donde

R: número de Reynolds

D: diámetro equivalente promedio de las partículas

ρ : densidad del agua

η : coeficiente de viscosidad del agua

v: velocidad del flujo

Cuando la magnitud de R se hace mayor de 1.0, el flujo deja de ser laminar. Así entonces, si en la ecuación 4.1 se sustituyen los valores característicos de ρ y η para el agua en condiciones de trabajo y se acepta que la filtración en el suelo se da con una velocidad inusualmente alta de 0.25 cm/s, se obtiene un valor del número de Reynolds $R \leq 1.0$ si $D \leq 0.4$ mm, diámetro correspondiente a una arena gruesa.

En esas condiciones, el flujo será laminar hasta este tipo de agregados, siempre y cuando la carga hidráulica no sea excesiva.

4.2.2 LEY DE DARCY

El flujo laminar del agua en medios porosos, está gobernado por la ley experimental que descubrió Henry Darcy, quien trabajó con filtros de arenas finas usando un dispositivo semejante al mostrado a continuación:

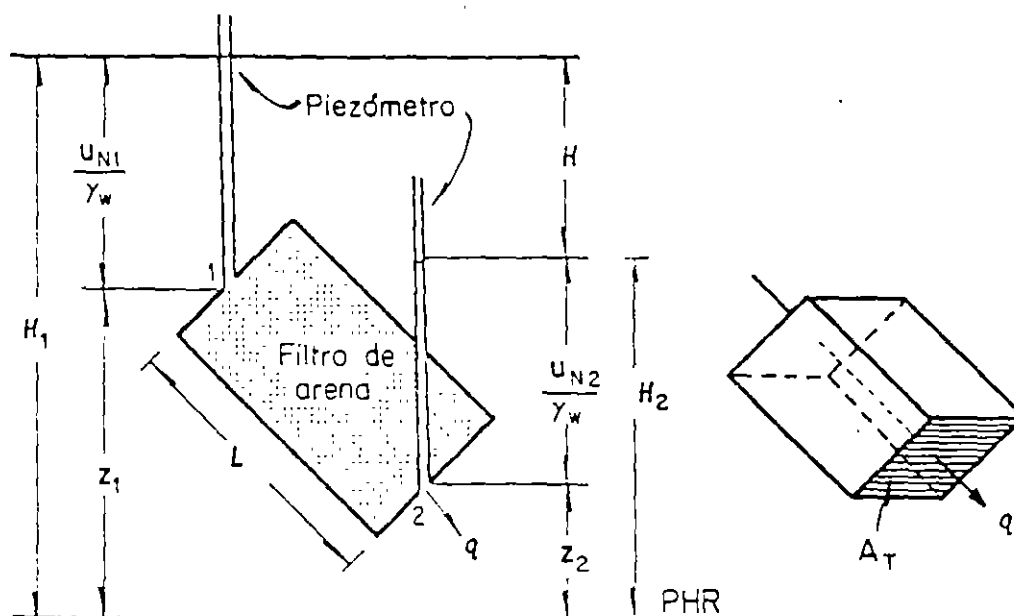


Figura 4. Dispositivo para obtener la Ley de Darcy

donde

L : distancia entre los puntos 1 y 2, en este caso igual a la longitud del dispositivo de prueba

A_T : área transversal del filtro

q : gasto de filtración

z : carga de posición

$\frac{u_N}{\gamma_w}$: carga de presión neutra

H_1, H_2 : cargas hidráulicas totales a la entrada y salida del filtro.

H : energía del agua que se disipa entre los puntos 1 y 2, igual a la diferencia de cargas hidráulicas totales a la entrada y salida del dispositivo.

Darcy realizó varias mediciones del gasto de filtración, después de hacer variar por una parte la longitud del filtro y por otra la carga hidráulica.

Al dividir cada caudal entre el área transversal del filtro obtuvo las correspondientes velocidades de descarga, y observó que en cada caso eran proporcionales a la siguiente relación:

$$v_d \sim i \quad \dots 4.2$$

donde i es el *gradiente hidráulico*, que es una medida de la pérdida de carga por unidad de longitud.

$$i = \frac{H}{L} \quad \dots 4.3$$

Una vez definida la constante de proporcionalidad k , la relación 4.2 tomó la forma:

$$v_d = k \cdot i \quad \dots 4.4$$

La ecuación anterior es la *Ley de Darcy*.

La constante k es el *coeficiente de permeabilidad* o de *conductividad hidráulica*, la cual físicamente es una medida de la facilidad con que circula el agua a través de la masa filtrante.

Por ser λ adimensional, se deduce que la magnitud del coeficiente de permeabilidad es igual a la velocidad del agua cuando se encuentra sometida a un gradiente hidráulico unitario.

4.2.3 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

La permeabilidad de un suelo se puede medir directamente en campo y laboratorio, o bien estimar su valor con base en otros medios.

La determinación de campo se lleva a cabo mediante ensayos por bombeo.

En el laboratorio, su valor se obtiene directamente con muestras representativas de suelo, por medio del dispositivo conocido como *permeámetro de carga constante*, o bien en forma indirecta, empleando el *permeámetro de carga variable*, la *prueba horizontal de capilaridad* o los *ensayos de consolidación con anillo fijo*.

Como una aproximación a la magnitud de k , su estimación se puede llevar a cabo mediante la relación que existe entre esa propiedad física y el índice de poros o las características granulométricas del suelo. También se puede estimar su valor con el apoyo de gráficas o tablas, donde se encuentra asentada la experiencia constructiva.

A continuación, se describen los fundamentos de las pruebas de carga constante y variable, así como los métodos indirectos para estimar la magnitud de k .

Permeámetro de carga constante

La prueba se aplica a suelos gruesos tales como gravas y arenas limpias, así como a mezclas de esas fracciones, cuya permeabilidad está comprendida entre 1×10^{-2} y 1×10^{-3} cm/s. El ensayo consiste en determinar el valor de k después de medir el volumen de agua filtrada por una muestra sometida a una carga hidráulica constante (Fig. 4.2).

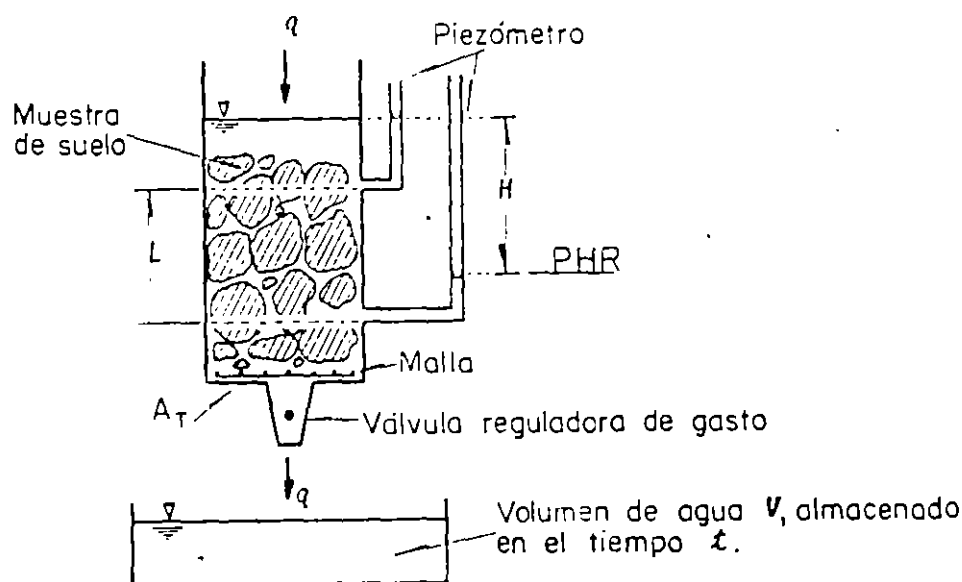


Figura 4.2 Permeámetro de carga constante

El gasto de filtración vale:

$$q = \frac{V}{t} \quad \dots 4.5$$

Por continuidad, dicho gasto es igual a la velocidad de descarga del agua multiplicada por el área transversal de la muestra.

$$q = v_d \cdot A_T \quad \dots 4.6$$

El régimen del flujo es laminar, por lo que se acepta la validez de la Ley de Darcy, y se puede entonces sustituir la ecuación 4.4 en la 4.6:

$$q = k \cdot i \cdot A_T \quad \dots 4.7$$

igualando los gastos de las ecuaciones 4.5 y 4.7:

$$k \cdot i \cdot A_T = \frac{V}{t} \quad \dots 4.8$$

Por último, al sustituir la ecuación 4.3 y despejar k se obtiene el coeficiente de permeabilidad:

$$k = \frac{V \cdot L}{H \cdot t \cdot A_T} \quad \dots 4.9$$

Permeámetro de carga variable

La prueba se aplica a suelos gruesos y finos, cuya permeabilidad está comprendida entre 1.0 y 1×10^{-9} cm/s (Fig. 4.3).

Los resultados obtenidos son buenos para las arenas limpias y las mezclas de gravas y arenas también limpias, cuyos valores de k van de 1.0 a 1×10^{-3} cm/s.

Para las arenas muy finas, los limos orgánicos e inorgánicos, las mezclas de arena, limo y arcilla, así como los depósitos de arcilla estratificada, con valores de permeabilidad comprendidos entre 1×10^{-3} y 1×10^{-6} cm/s, el ensayo proporciona resultados dudosos.

Para las arcillas homogéneas situadas bajo la zona de descomposición y algunos suelos de la categoría anterior, cuyos valores de k oscilan entre 1×10^{-6} y 1×10^{-9} cm/s, se obtienen resultados que van de buenos a regulares.

$$dV = k \cdot i \cdot A_T \cdot dt \quad \dots 4.11$$

sustituyendo la ecuación 4.3 en la 4.11:

$$dV = k \cdot \frac{H}{L} \cdot A_T \cdot dt \quad \dots 4.12$$

A continuación se igualan las ecuaciones 4.10 y 4.12 y se reagrupan los términos comunes, para posteriormente integrar el resultado desde el tiempo t_1 hasta t_2 .

$$\frac{dH}{H} = \frac{k \cdot A_T}{L \cdot a} \cdot dt \quad \dots 4.13$$

$$\int_{H_1}^{H_2} \frac{dH}{H} = \frac{k \cdot A_T}{L \cdot a} \int_{t_1}^{t_2} dt \quad \dots 4.14$$

de donde

$$\ln \left\{ \frac{H_2}{H_1} \right\} = \frac{k \cdot A_T}{L \cdot a} \cdot (t_2 - t_1) \quad \dots 4.15$$

De la ecuación 4.15 se obtiene el coeficiente de permeabilidad:

$$k = \frac{L \cdot a \cdot \ln (H_2/H_1)}{A_T \cdot (t_2 - t_1)} \quad \dots 4.16$$

El volumen de agua que se puede alojar en el tubo de carga es reducido, por lo que se dificulta la medición de tiempos cuando se está probando un suelo grueso. La deficiencia mencionada se elimina al aumentar la sección del tubo, para hacerla coincidir con la del material ensayado.

$$a = A_T \quad \dots 4.17$$

En esta forma,

Así ~~entonces~~, al sustituir la ecuación 4.17 en la 4.16, se obtiene el valor de k para suelos gruesos después de emplear el permeámetro de carga variable con la modificación planteada.

$$k = \frac{L \cdot \ln (H_2/H_1)}{(t_2 - t_1)} \quad \dots 4.18$$

En las pruebas de permeabilidad con carga constante y variable, los errores más importantes que se pueden cometer son los debidos a la formación de una pequeña capa de material fino en la superficie de la muestra y a la existencia de burbujas de aire dentro de ella cuando no se tiene saturación completa. Ambos errores reducen el valor de k .

La primera deficiencia se corrige tras retirar esa capa superficial que hace las veces de un filtro. La segunda se anula al saturar ~~la~~ la muestra por contrapresión, antes de iniciar la prueba.

La magnitud de k depende de las características del agua, así como de la composición de las partículas, la relación de vacíos y la estructuración del material, por lo cual se obtienen valores diferentes del coeficiente de permeabilidad para el mismo agregado, cuando se prueba amasado o inalterado.

Relación entre la permeabilidad y el índice de poros

La relación entre el índice de poros y el coeficiente de permeabilidad es de la siguiente forma:

$$k = k' \cdot F(e) \quad \dots 4.19$$

donde

k' : conductividad hidráulica del suelo para $e = 1.0$

$F(e)$ es una función de la relación de vacíos, la cual está dada por la siguiente ecuación:

$$F(e) = \frac{2e^{2(1+B)}}{1+e} \quad \dots 4.20$$

La constante B de la ecuación 4.20 depende del tipo de suelo y nunca es mayor de 0.5. Al sustituir los valores $B_1=0.00$, $B_2=0.25$ y $B_3=0.5$ en dicha ecuación, se obtiene el resultado que aparece en el cuadro que se muestra a continuación: 4.1.

B	$F(e)$
0.00	$F_1(e) = \frac{2e^2}{1+e}$
0.25	$F_2(e) = \frac{2e^{2.5}}{1+e}$
0.50	$F_3(e) = \frac{2e^3}{1+e}$

Cuadro 4.1 Valores del coeficiente B y de la función $F(e)$

Ninguna de las funciones anteriores aporta resultados mejores que las otras dos, al emplear los valores de la relación de vacíos de cualquier suelo y comparar los resultados con las permeabilidades reales, de ahí la recomendación de usar una función más simple.

Dicha función se obtiene del promedio aritmético de $F_1(e)$ y $F_3(e)$, la cual se denota como $F_4(e)$.

$$F_4(e) = e^2 \quad \dots 4.21$$

*Gravel, sand, etc.,
to which the law applies*

Así—entonces, al sustituir la ecuación 4.21 en la 4.19 se obtiene la ley de variación para las arenas, siendo una parábola de segundo grado con vértice en el origen.

$$k = k' \cdot e^2 \quad \dots 4.22$$

En el caso de las arcillas se presenta una rápida disminución de la magnitud de k , debido a que al circular el agua por conductos muy angostos se ve sometida a atracciones moleculares de consideración por parte de las partículas sólidas contiguas. Las observaciones efectuadas por Terzaghi y Schlichter aportaron mejores resultados, igualando a cero el coeficiente de permeabilidad para valores de la relación de vacíos $e = 0.1$

Lo anterior quedó contemplado en la ecuación 4.22 al alejar del origen el vértice de la parábola, ubicándolo en el punto de coordenadas $(e=e_0, k=0.0)$.

$$k = k' \cdot c_3 \cdot (e - e_0)^2 \quad \dots 4.23$$

donde

c_3 : constante de ajuste según la cual $k' = k$ para
 $e = 1.0$

e_0 : constante para cada suelo

El valor de e_0 debe determinarse en cada caso. A falta de ello, Schlichter y Terzaghi señalaron que su magnitud se encuentra dentro del siguiente rango:

$$0.10 \leq e_0 \leq 0.30 \quad \dots 4.24$$

Relación entre la permeabilidad y la distribución granulométrica

El diámetro medio de los vacíos de los suelos aumenta en relación directa al tamaño de sus partículas, de manera que con base en la Ley de Poiseuille, dada por la ecuación 4.25, se hace posible expresar el valor de la permeabilidad en función del diámetro equivalente D de los granos:

$$k = \text{constante} \cdot D^2 \quad \dots 4.25$$

Allen Hazen realizó algunos estudios con gravas y arenas, cuya intención fue determinar su utilidad al emplearlas en filtros para agua negra y potable, y obtuvo experimentalmente la siguiente ecuación:

$$k = c \cdot D_{10}^2 \quad \dots 4.26$$

donde

D_{10} : diámetro efectivo, en centímetros

k : coeficiente de permeabilidad, en centímetros por cada segundo

El resultado anterior fue determinado al trabajar con arenas mal graduadas, en las cuales el coeficiente de uniformidad es menor de 5 y el diámetro efectivo oscila entre 0.1 y 3 mm.

La constante c de la ecuación depende del tipo de arena, *Según puede verse en el cuadro 4.2.*

c	Tipo de arena
40-80	Muy fina, bien graduada o con bastantes finos
80-120	Media o gruesa, mal graduada, limpia, gruesa pero bien graduada
120-150	Muy gruesa, mal graduada, gravosa, limpia

Cuadro 4.2 Valores de c para diferentes tipos de arena

La temperatura influye en la viscosidad del agua y consecuentemente en la magnitud del coeficiente de permeabilidad, por lo cual, al tomar en cuenta su efecto, la ecuación de Hazen adopta la siguiente forma:

$$k = c \cdot (0.7 + 0.03 T) \cdot D_{10}^2 \quad \dots 4.27$$

donde

T: temperatura del agua, en grados Celsius

Por otra parte, Schlichter incluyó en la ecuación 4.27 a la densidad relativa:

$$k = \frac{771}{D_R} \cdot (0.7 + 0.03 T) \cdot D_{10}^2 \quad \dots 4.28$$

donde

D_R : densidad relativa, en decimales

La magnitud de D_R depende de la porosidad n como lo ~~señala~~ ^{indica} el cuadro 4.3.

$n \%$	$D_R \%$
26	83.4
38	24.1
46	12.8

Cuadro 4.3 Valores de n y D_R para la ecuación de Schlichter

Terzaghi también trabajó con la ecuación de Hazen, y obtuvo para suelos arenosos la siguiente expresión:

$$k = c_1 \cdot (0.7 + 0.03 \tau) \cdot D_{10}^2 \quad \dots 4.29$$

El coeficiente c_1 también depende de la porosidad.

$$c_1 = c_0 \left\{ \frac{n - 0.13}{(1 - n)^{1/3}} \right\}^2 \quad \dots 4.30$$

donde

n : porosidad, en decimales

Del cuadro 4.4 se obtiene el valor del coeficiente c_0 :

c_0	Tipo de arena
800	De grano redondeado
460	De grano anguloso
≤ 400	Con limo

Cuadro 4.4 Valores del coeficiente c_0 para la ecuación de Terzaghi

La magnitud del coeficiente de permeabilidad depende más de la estructura de los suelos y de la forma de las partículas que de su granulometría, por lo que es común obtener valores diferentes de k en agregados con distribuciones de tamaño de grano iguales. En consecuencia, los resultados basados en la ecuación de Hazen son de carácter muy limitado.

Valores típicos de permeabilidad para diversos suelos

En el cuadro ^{4.5}mostrado a continuación, se tiene información relativa a la magnitud del coeficiente de permeabilidad de varios agregados.

Tipo de suelo	Grava limpia			Arenas limpias y mezclas de arena y grava			Arenas finas; limos orgánicos e inorgánicos; mezclas de arena, limo y arcilla; arcillas estratificadas				Arcillas homogéneas bajo la zona de descomposición		
k (cm/s)	10^2	10^1	10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	
Grado de la permeabilidad	Elevada			Media		Baja			Muy baja		Prácticamente impermeable		
Condiciones de drenaje	Bueno						Malo		Prácticamente impermeable				

Cuadro 4.5 Valores típicos de k , condiciones de drenaje y grado de la permeabilidad

4.3 TEORÍA DE FLUJO DE AGUA EN SUELOS

Para resolver una gran cantidad de problemas relacionados con el flujo de agua en medios porosos, tales como los suelos, se requiere conocer con precisión la distribución de velocidades y presiones en el fluido, a lo largo de una determinada sección de la región en estudio.

En este sentido, el análisis de la filtración, basado en la existencia de un modelo denominado *flujo con potencial*, proporciona una solución adecuada para la mayor parte de este tipo de problemas.

Por lo anterior, a continuación se presenta el tratamiento matemático para obtener las ecuaciones básicas relativas a dicho flujo, para posteriormente aplicarlas a la solución de casos en los que por una parte se puede considerar al suelo idealmente isótropo en cuanto al valor de la permeabilidad y por otra a formaciones heterogéneas.

4.3.1 ECUACION GENERAL DIFERENCIAL DEL FLUJO DE AGUA EN SUELOS

En el desarrollo siguiente, se supone que la filtración del agua parte de las hipótesis enlistadas a continuación:

1. El agua y las partículas sólidas no se comprimen χ
2. El flujo no modifica la estructura del suelo χ

Se toma elemento diferencial de suelo como el mostrado en la figura 4.4, a través del cual se produce un flujo de agua cuyo gasto está dado por la siguiente ecuación:

$$dq = dq_x + dq_y + dq_z \quad \dots 4.31$$

donde

dq_x , dq_y y dq_z : componentes del gasto en las direcciones x , y , z , respectivamente

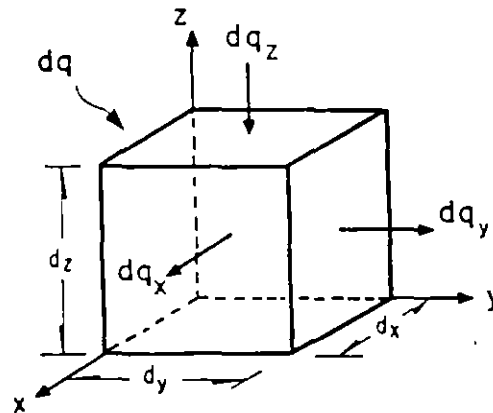


Figura 4.4 Elemento diferencial de una región filtrante

La figura 4.5 ~~se~~ muestra

las componentes ortogonales de la velocidad de filtración con las cuales fluye el agua por dicho elemento, ~~son~~

En las caras de entrada

$$v_{fxe} = v_{fx} \quad \dots 4.32$$

$$v_{fye} = v_{fy} \quad \dots 4.33$$

$$v_{fze} = v_{fz} \quad \dots 4.34$$

En las caras de salida

$$v_{fxs} = v_{fx} + \frac{\partial v_{fx}}{\partial x} \cdot dx \quad \dots 4.35$$

$$v_{fys} = v_{fy} + \frac{\partial v_{fy}}{\partial y} \cdot dy \quad \dots 4.36$$

$$v_{fzs} = v_{fz} + \frac{\partial v_{fz}}{\partial z} \cdot dz \quad \dots 4.37$$

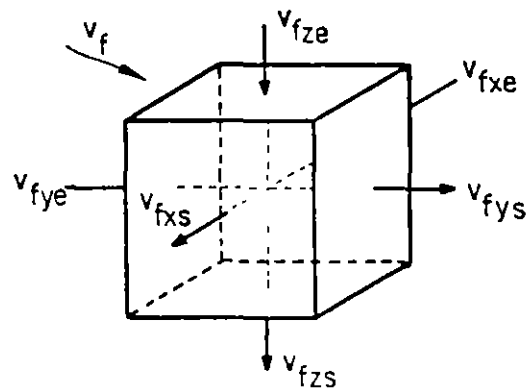


Figura 4.5 Componentes ortogonales de la velocidad de filtración

Por continuidad, el gasto en cada cara vale:

$$dq_j = v_{fj} \cdot dA_{Tj} \quad \dots 4.38$$

donde

j : subíndice que denota la dirección de análisis

Sustituyendo las velocidades y las áreas transversales respectivas en las ecuaciones 4.31 y 4.38, se obtienen los gastos de filtración a la entrada y la salida del elemento.

A la entrada

$$dq_e = v_{fx} \cdot dydz + v_{fy} \cdot dxdz + v_{fz} \cdot dxdy \quad \dots 4.39$$

A la salida

$$dq_s = \left\{ v_{fx} + \frac{\partial v_{fx}}{\partial x} \right\} \cdot dydz + \left\{ v_{fy} + \frac{\partial v_{fy}}{\partial y} \right\} \cdot dxdz + \left\{ v_{fz} + \frac{\partial v_{fz}}{\partial z} \right\} \cdot dxdy \quad \dots 4.40$$

El gasto neto almacenado está dado por la siguiente ecuación:

$$dq_a = dq_e - dq_s \quad \dots 4.41$$

Sustituyendo las ecuaciones 4.39 y 4.40 en la 4.41:

$$dq_a = - \left\{ \frac{\partial v_{fx}}{\partial x} + \frac{\partial v_{fy}}{\partial y} + \frac{\partial v_{fz}}{\partial z} \right\} \cdot dxdydz \quad \dots 4.42$$

donde

$dxdydz$: volumen del elemento diferencial

Si se acepta como otra hipótesis que el régimen del flujo es laminar se puede aplicar la Ley de Darcy, razón por la cual las velocidades de filtración se obtienen a partir de las ecuaciones siguientes:

$$v_{fx} = k_x \cdot \frac{\partial H}{\partial x} \quad \dots 4.43$$

$$v_{fy} = k_y \cdot \frac{\partial H}{\partial y} \quad \dots 4.44$$

$$v_{fz} = k_z \cdot \frac{\partial H}{\partial z} \quad \dots 4.45$$

Al sustituir estas tres ecuaciones en la 4.42 se obtiene la cantidad neta de agua que circula a través del elemento diferencial, por unidad de tiempo.

$$q_a = - \left\{ k_x \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \right\} \cdot dx dy dz \quad \dots 4.46$$

Dicha cantidad es en magnitud igual a la rapidez con que se desplaza su masa dentro del volumen elemental. Considérese la siguiente figura, que corresponde a la idealización del elemento diferencial.

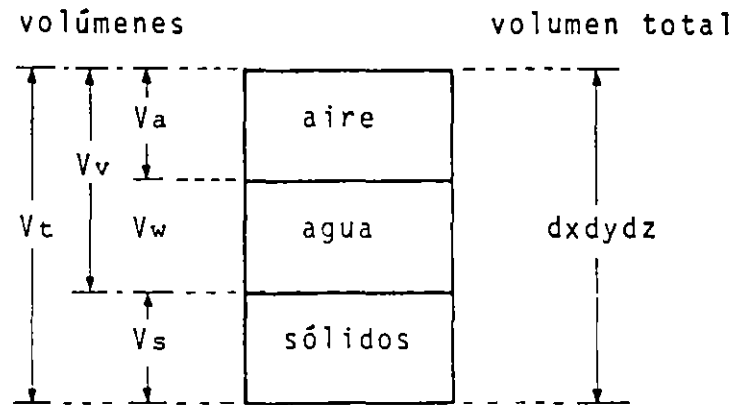


Figura 4.6 Idealización del elemento diferencial

Haciendo el volumen de sólidos igual a la unidad, se deducen por medio de las ecuaciones 2.2 y 2.5 los correspondientes a los vacíos y al total de la muestra:

$$V_s = 1 \quad \dots 4.47$$

$$V_v = e \quad \dots 4.48$$

$$V_t = 1 + e \quad \dots 4.49$$

El volumen de agua se obtiene al sustituir la ecuación 4.48 en la 2.8:

$$V_w = S_r \cdot e \quad \dots 4.50$$

Por lo tanto,

~~Así entonces~~, al derivar la ecuación 4.50 respecto al tiempo se obtiene la rapidez de variación mencionada:

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = \frac{\partial (S_r \cdot e)}{\partial t} \quad \dots 4.51$$

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = S_r \cdot \frac{\partial e}{\partial t} + e \cdot \frac{\partial S_r}{\partial t} \quad \dots 4.52$$

No se altera el resultado anterior si se multiplica la ecuación 4.52 por la siguiente relación:

$$1 = \frac{dx dy dz}{1 + e} \quad \dots 4.53$$

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = \frac{dx dy dz}{1 + e} \left\{ S_r \cdot \frac{\partial e}{\partial t} + e \cdot \frac{\partial S_r}{\partial t} \right\} \quad \dots 4.54$$

Al igualar las ecuaciones 4.46 y 4.54 se obtiene la ecuación general diferencial de flujo de agua:

$$- \left\{ k_x \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \right\} = \frac{1}{1+e} \left\{ S_r \cdot \frac{\partial e}{\partial t} + e \cdot \frac{\partial S_r}{\partial t} \right\} \quad \dots 4.55$$

Debido a la frecuencia con que se presentan casos para los cuales las características de la filtración del agua son casi idénticas en todas las secciones perpendiculares al eje longitudinal de la región en estudio, el resultado anterior se puede simplificar convirtiéndolo en un modelo para flujo bidimensional. La ecuación correspondiente queda:

$$- \left\{ k_y \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \right\} = \frac{1}{1+e} \left\{ S_r \cdot \frac{\partial e}{\partial t} + e \cdot \frac{\partial S_r}{\partial t} \right\} \quad \dots 4.56$$

Tras analizar el resultado anterior, se deducen las siguientes posibilidades en cuanto al efecto producido por el flujo en las propiedades índice del suelo:

1. Los valores de e y S_r permanecen constantes.
2. S_r se mantiene constante mientras e varía.

3. S_r varía mientras e permanece constante $_{\chi}$
4. S_r y e son variables $_{\chi}$

La primera posibilidad corresponde a un fenómeno de *flujo establecido*, mientras que para las otras tres no sucede lo anterior.

Para el segundo caso, se tiene un *proceso de consolidación* cuando e decrece y de *expansión* cuando aumenta.

En la tercera posibilidad, hay *drenaje* cuando S_r disminuye y *absorción* si crece.

Cuando S_r y e son variables se puede consolidar o expandir el material con drenaje o absorción en ambos casos.

De las cuatro opciones, la única en donde el flujo no modifica la estructura del suelo, es aquella en la que S_r y la relación de vacíos permanecen constantes, razón por la cual sus derivadas se hacen iguales a cero, quedando la ecuación 4.56 como sigue:

$$k_y \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad \dots 4.57$$

4.3.2 FILTRACION DE AGUA A TRAVES DE SUELOS IDEALMENTE ISOTROPOS

Cuando la permeabilidad del material es la misma en las dos direcciones de análisis y por ende en cualquier otra, al medio filtrante se le considera idealmente isótropo, por lo que la ecuación 4.57 se reduce a la siguiente forma:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad \dots 4.58$$

La anterior es la ^{Cipo normal} Ecuación de Laplace o Laplaciano, que sirve para describir por medio de sus soluciones generales y particulares los problemas relativos al flujo de agua, calor y electricidad.

Forchheimer demostró que la función carga hidráulica H es armónica porque satisface la Ecuación de Laplace.

La solución general consta de las funciones *potencial de velocidades* y de *flujo o corriente*, las cuales representan dentro de la zona de filtración a dos familias de curvas mutuamente ortogonales que, al satisfacer las condiciones de frontera de dicha zona, se convierten en su solución particular.

Funciones potencial de velocidades y de flujo o corriente

La función potencial de velocidades se muestra a continuación:

$$\phi = -k \cdot H + c \quad \dots 4.59$$

donde

c : constante que depende de las condiciones de frontera particulares de cada caso

La función de flujo se define de la siguiente manera:

$$v_{fy} = - \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad \dots 4.60$$

$$v_{fz} = \frac{\partial \psi}{\partial y} \quad \dots 4.61$$

Derivando la ecuación 4.59 respecto a las dos direcciones de

análisis:

$$\frac{\partial \phi}{\partial y} = - k_y \cdot \frac{\partial H}{\partial y} \quad \dots 4.62$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = - k_z \cdot \frac{\partial H}{\partial z} \quad \dots 4.63$$

En seguida se sustituye la ecuación 4.44 en la 4.62 y la ~~ecuación~~ ecuación 4.45 en la 4.63:

$$\frac{\partial \phi}{\partial y} = - v_{fy} \quad \dots 4.64$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = - v_{fz} \quad \dots 4.65$$

Ahora, se igualan las ecuaciones 4.60 y 4.64, lo mismo que la 4.61 con la 4.65:

$$\frac{\partial \phi}{\partial y} = \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad \dots 4.66$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = - \frac{\partial \psi}{\partial y} \quad \dots 4.67$$

Por último, se deriva la ecuación 4.66 respecto a y, la 4.67 respecto a z y se suma el resultado para obtener ~~lo siguiente~~:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial y \partial z} \quad \dots 4.68$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = - \frac{\partial^2 \psi}{\partial y \partial z} \quad \dots 4.69$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad \dots 4.70$$

Asimismo, si se deriva la ecuación 4.67 respecto a y, la 4.66 respecto a z, se obtiene la diferencia y se multiplica el resultado por menos 1.

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial y \partial z} = - \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} \quad \dots 4.71$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial y \partial z} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} \quad \dots 4.72$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = 0 \quad \dots 4.73$$

De lo anterior se concluye que las funciones ϕ y ψ satisfacen el Laplaciano y por tanto son su solución general.

Por otra parte, al obtener las derivadas totales de ambas familias de curvas, se deduce la pendiente de cada una de ellas

$$d\phi = \frac{\partial \phi}{\partial y} \cdot dy + \frac{\partial \phi}{\partial z} \cdot dz \quad \dots 4.74$$

de donde

$$m_{\phi} = \left\{ \frac{dz}{dy} \right\}_{\phi} = - \frac{\partial \phi / \partial z}{\partial \phi / \partial y} \quad \dots 4.75$$

$$y: \quad d\psi = \frac{\partial \psi}{\partial y} \cdot dy + \frac{\partial \psi}{\partial z} \cdot dz \quad \dots 4.76$$

$$m_{\psi} = \left\{ \frac{dz}{dy} \right\}_{\psi} = - \frac{\partial \psi / \partial z}{\partial \psi / \partial y} \quad \dots 4.77$$

sustituyendo las ecuaciones 4.66 y 4.67 en la 4.75:

$$m_{\phi} = \frac{\partial \psi / \partial y}{\partial \psi / \partial z} \quad \dots 4.78$$

Al comparar las ecuaciones 4.77 y 4.78, se observa que se cumple la condición geométrica de ortogonalidad entre las curvas de ambas funciones:

$$m_{\psi} = \frac{1}{m_{\phi}} \quad \dots 4.79$$

Físicamente, la familia de curvas ϕ , o de líneas equipotenciales, une puntos en la región de flujo para los cuales la car-

ga hidráulica es constante. Por otra parte, las curvas de la familia ψ representan las trayectorias reales del agua, de ahí que se les conozca como *líneas de flujo* o *corriente*.

La propiedad principal de ambas funciones es la relativa a la imposibilidad de que las líneas de flujo o las equipotenciales se crucen entre sí dentro de la región filtrante.

Si se llegara a dar el cruzamiento entre dos líneas de flujo, el canal de filtración formado por ellas no tendría área transversal para permitir el paso del agua. Asimismo, en el cruce entre dos equipotenciales existiría un punto con dos cargas hidráulicas diferentes, lo cual no es posible.

Solución del Laplaciano

La solución de la Ecuación de Laplace, permite conocer la configuración adoptada por las líneas de flujo y las equipotenciales para cada caso particular de filtración.

Matemáticamente, dicha configuración se obtiene mediante el empleo de las *Serías de* Fourier, con ecuaciones integrales o con funciones singulares, armónicas, esféricas y elipsoidales, entre otras, las cuales conducen a la solución exacta del Laplaciano. En algunas ocasiones, por medio del mapeo se transforman las características geométricas de la región en estudio, con el fin de facilitar la solución de problemas complejos.

Sin embargo, la mayoría de las veces se dificulta obtener las soluciones exactas, además de que existen regiones de flujo carentes de ellas desde el punto de vista matemático, razón por la cual, con el paso del tiempo, se han desarrollado otros métodos, más o menos simples.

En la actualidad se cuenta con diversas opciones, tales como la construcción de *modelos de flujo*, el *análisis numérico*, los *métodos analógicos* y el *procedimiento gráfico*.

Los modelos de flujo se elaboran a escala en el laboratorio, para proporcionar la configuración de las líneas de corriente por medio de sustancias colorantes que se observan a través de un cristal. Su empleo es poco frecuente, debido al trabajo y tiempo necesarios para construirlos, así como al efecto producido en ellos por la ascensión capilar.

La solución numérica aproximada de la *Ecuación de Laplace* se lleva a cabo mediante *diferencias finitas*, empleando para ello el *método de relajaciones*, el *matricial* o el del *elemento finito*. Esta solución se ha vuelto común por el uso cada vez mayor de las computadoras.

Los modelos analógicos eléctricos se han empleado en gran cantidad, debido a su elaboración más sencilla y a que se adaptan fácilmente a muy diversas condiciones de frontera. En ellos, la conductividad eléctrica representa a la permeabilidad del suelo, el voltaje a la carga hidráulica total y la *intensidad* de la corriente a la velocidad del agua. La medición del voltaje sirve para localizar a las equipotenciales de la región de flujo.

El procedimiento gráfico, desarrollado por Forchheimer, consiste en trazar dos familias de curvas mutuamente ortogonales, después de identificar las condiciones de frontera particulares de la región en estudio. La finalidad de este procedimiento es obtener una retícula conocida como *red de flujo*.

Por medio del método gráfico se puede apreciar con relativa facilidad las características de cualquier región filtrante, de

ahí que a continuación se presenten sus fundamentos tomando como ejemplo ilustrativo el correspondiente al trazo de la red de flujo del corazón impermeable de una presa de materiales graduados.

Método gráfico de las redes de flujo

~~seguida~~
~~continuación~~ se presenta la secuencia necesaria para trazar la red de flujo.

El primer paso consiste en la delimitación de la zona de filtración, ~~segundo ilustrado en la figura 4.7.~~
 en

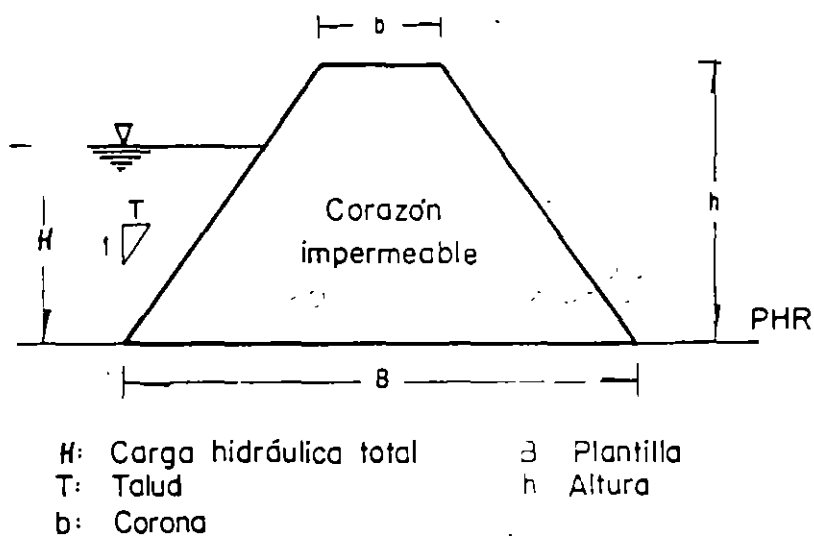


Figura 4.7 Delimitación de la zona de flujo

Posteriormente se analizan las condiciones de frontera, para identificar la posición de las líneas extremas de flujo y equipotenciales.

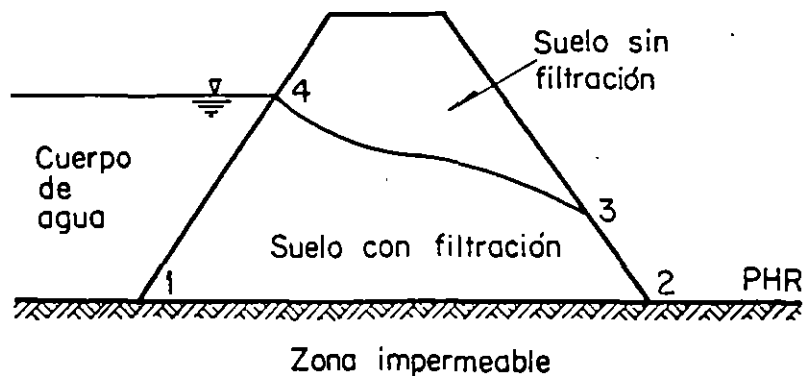


Figura 4.8 Características de la región filtrante

El agua no fluye a través del contacto entre el suelo con filtración y la zona impermeable, de manera que el segmento 1-2 de la figura 4.8 corresponde a una *frontera impermeable*.

Entre el suelo sin filtración y el sometido a flujo se presenta el fenómeno de la ascensión capilar; sin embargo, no se toma en cuenta debido a que su efecto es poco relevante y no justifica las dificultades que plantea por su tratamiento teórico. ~~Así~~ Entonces, el contacto definido por el segmento 3-4 de la misma figura también corresponde a una *frontera impermeable*.

La filtración del agua siempre es paralela a cualquier *frontera impermeable*, de manera que los segmentos 1-2 y 3-4 representan, respectivamente, a las líneas de flujo *inferior* y *superior* de la región en estudio.

En el contacto entre el cuerpo de agua y el suelo con filtración, la carga hidráulica total es constante, por lo cual el segmento 1-4 corresponde a la *primera línea equipotencial*. La energía del agua se disipa al llegar al punto 2, de ahí que en él se localiza la última línea de este tipo.

El segmento 2-3 es una frontera geométrica propia de la región filtrante, a través de la cual drena el agua. Conocida como *línea de descarga*, no es una trayectoria de flujo. En algunas ocasiones, tales como las mostradas en las figuras 4.13 y 4.14, dicha línea resulta ser paralela a la última equipotencial, por lo que bajo esa condición asume sus características.

Los conceptos anteriores se muestran en la siguiente figura 4.9.

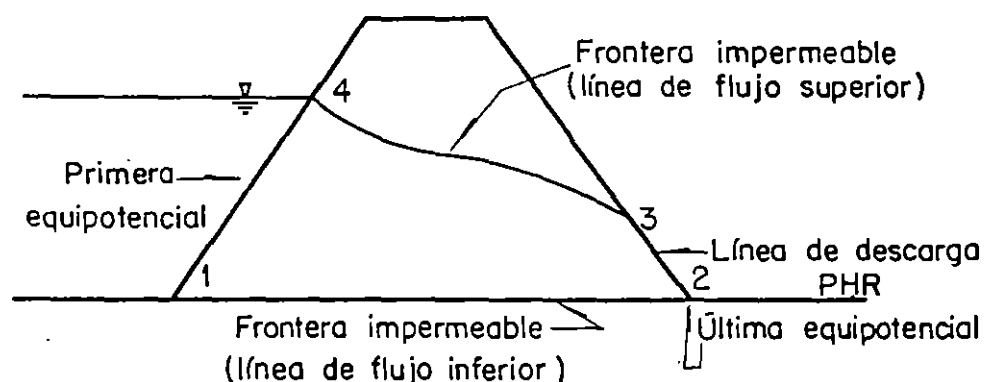


Figura 4.9 Condiciones de frontera

Existen regiones de flujo cuyas fronteras se determinan directamente, conociéndose como *regiones cerradas*.

En el ejemplo en estudio, la configuración de la línea de flujo superior y la longitud de la descarga sólo se pueden determinar después de aplicar algún procedimiento desarrollado para tal efecto, de ahí que las regiones filtrantes de este tipo se denominen *abiertas*.

El siguiente paso en la aplicación del método de las redes de flujo consiste en trazar las dos familias de curvas.

Para ello, su dibujo se lleva a cabo formando figuras cuyas características permitan obtener gastos Δq iguales en todos los canales de flujo, así como caídas de energía ΔH equivalentes entre cada dos líneas equipotenciales. ^(Fig. 4.10) Lo anterior se logra cuando la relación entre la altura y la longitud de todas las figuras es constante.

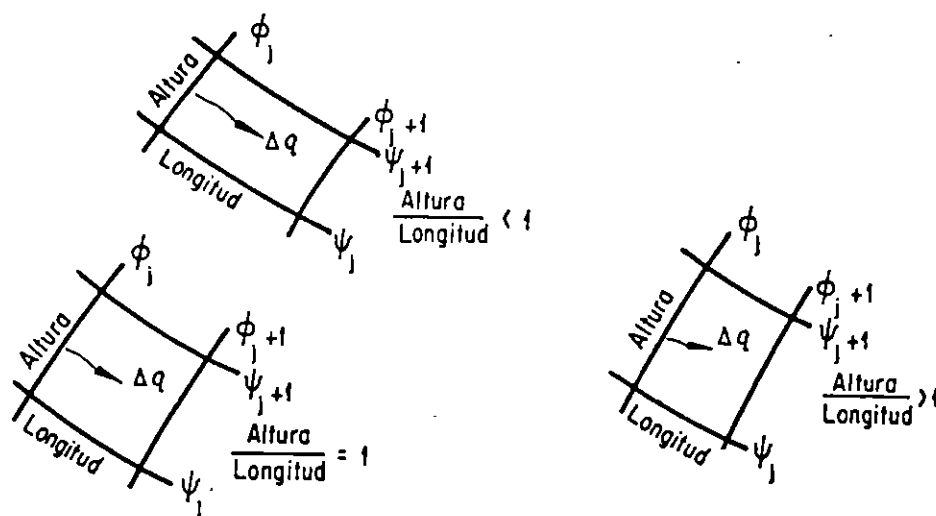


Figura 4.10 Variantes en la relación entre la altura y la longitud para los elementos de una red de flujo

Las relaciones entre la altura y la longitud mayores o menores a la unidad originan soluciones difíciles de trazar, por lo cual, la más recomendable es aquella cuya altura es igual a la longitud. Con ello, se forman cuadrados curvilíneos verificables a simple vista, que facilitan el dibujo de la red, permiten determinar la calidad de su elaboración y simplifican los cálculos a partir de ella.

Con base en lo anterior, se divide la carga hidráulica total

H en N_e caídas de energía, para obtener $N_e + 1$ líneas equipotenciales, ^(Figura 4.11) y se proyectan los puntos definidos por las caídas en la línea de flujo superior y en la descarga.

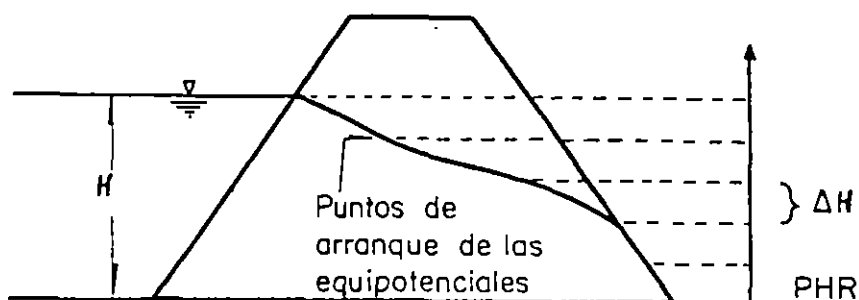


Figura 4.11 Puntos de partida de las equipotenciales

donde

$$\Delta H = \frac{H}{N_e} \quad \dots 4.80$$

El procedimiento descrito se puede llevar a cabo, debido a que las líneas de flujo superior y de descarga están sometidas a la presión atmosférica.

Cuando no prevalece esa presión en la línea de flujo superior, como es el caso de la filtración a través del terreno de cimentación, la posición de los puntos de arranque para las equipotenciales tiene que resolverse por tanteos, debido a una pérdida de carga más grande generada en los cambios de dirección del flujo, lo cual da por resultado un mayor acercamiento entre dichas líneas en esas zonas.

Realizado lo anterior, se propone el número de canales de flujo N_f , usualmente entre 3 y 5, y se obtienen $N_f + 1$ líneas de corriente. *5 FLUJOS*

Por último, se dibuja la red de flujo, mostrada en la figura 4.12.

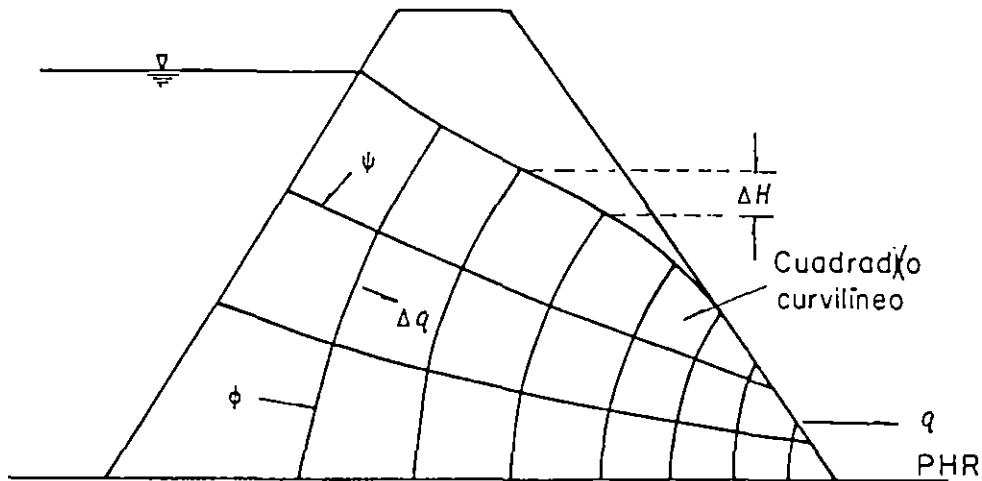


Figura 4.12 Elementos de la red de flujo

Las Figuras 4.13 y 4.14

A continuación se muestran otros ejemplos de redes de flujo.

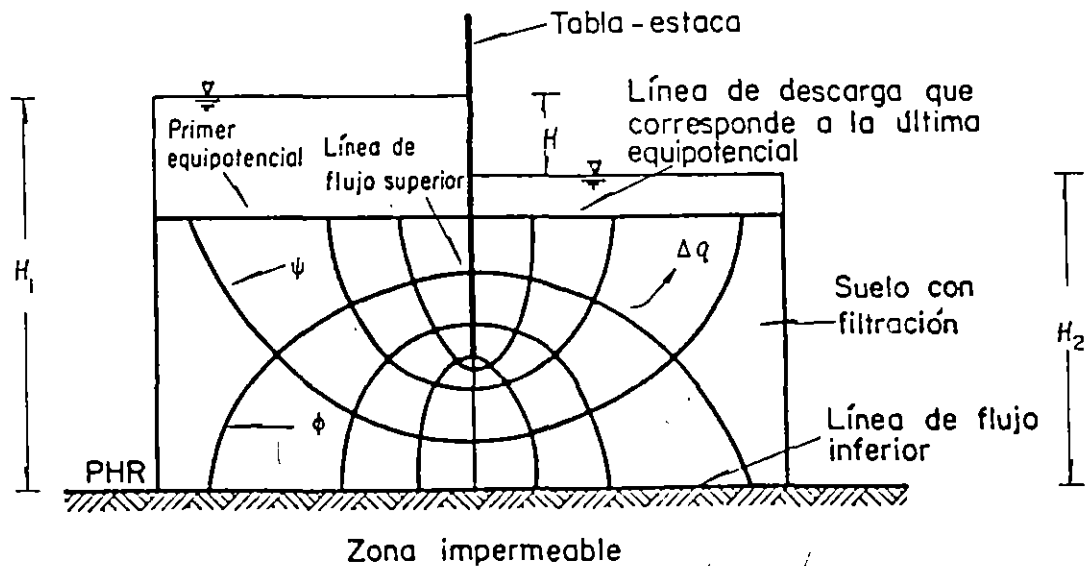


Figura 4.13 Red de flujo para una tabla-estaca

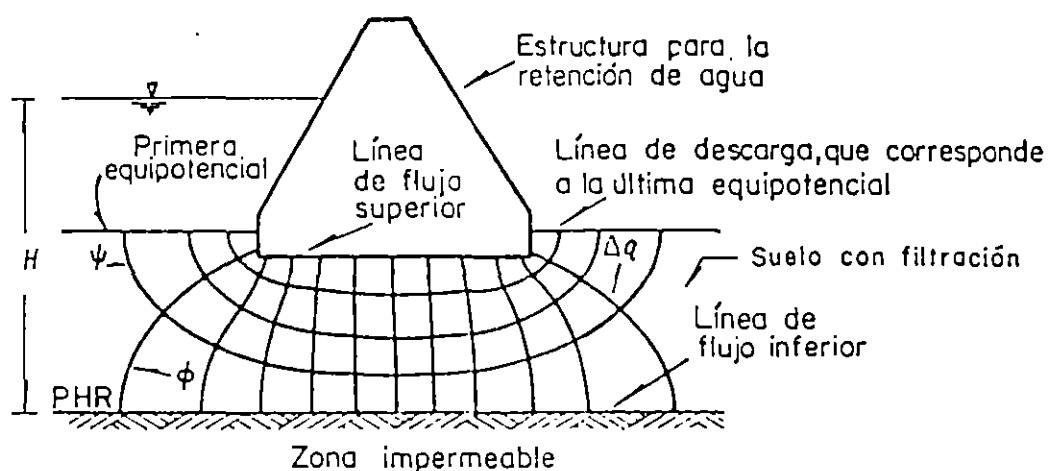


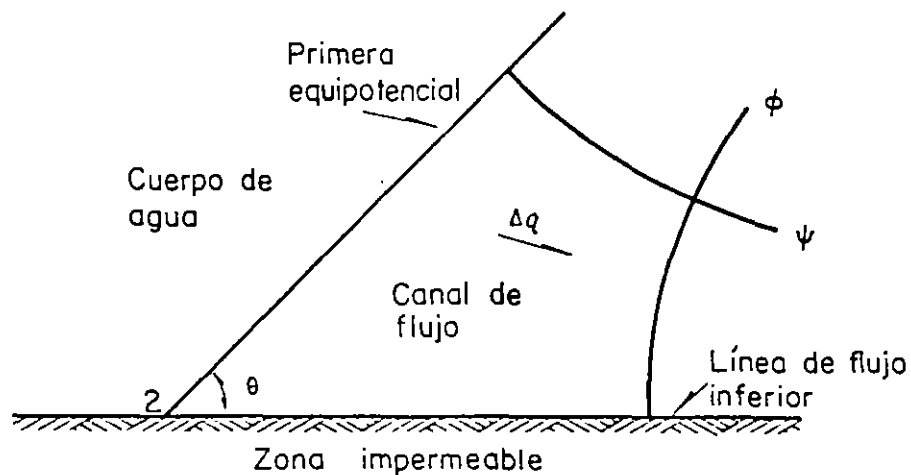
Figura 4.14 Red de flujo para la cimentación de una estructura de retención

Las redes de flujo de las figuras 4.13 y 4.14 corresponden a regiones cerradas, de las que todas sus fronteras se conocen directamente.

Cuadrados singulares

En algunas ocasiones, la geometría de las fronteras en una región filtrante provoca la presencia de puntos donde las líneas de flujo y las equipotenciales no son ortogonales, dando por resultado figuras curvilíneas no cuadradas, que generan imperfecciones en la vecindad de dichos puntos.

Para analizar lo que sucede en esos casos se utilizará la siguiente figura 4.15.



θ : Ángulo de contacto entre la primera equipotencial y la línea de flujo inferior, menor de 90°

Figura 4.15 Elemento de una red de flujo

El procedimiento empleado para verificar si el elemento de flujo que se muestra, al cual se denomina *cuadrado singular*, está bien trazado, consiste en subdividirlo para dar lugar a tres nuevas figuras regulares y a otra, próxima al punto 2, geométricamente igual a la original.

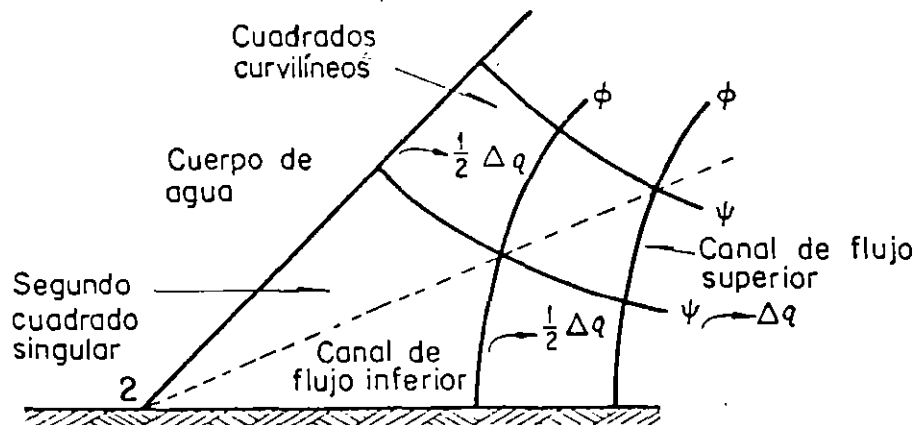


Figura 4.16 Subdivisión del cuadrado singular

Al subdividir el elemento, se obtienen dos canales de flujo, a través de los cuales el gasto de filtración se hace igual a la mitad de Δq . Sin embargo, el área de la sección transver-

sal no es la misma, y se aprecia que la del canal superior es menor.

Cuando se subdivide por segunda ocasión, se obtienen otros dos canales de flujo, cuyos gastos de filtración ahora son iguales a la cuarta parte del caudal original, y se observa nuevamente que el área transversal del canal superior es cada vez más pequeña, lo cual da por resultado una velocidad de filtración menor en el canal próximo al punto 2.

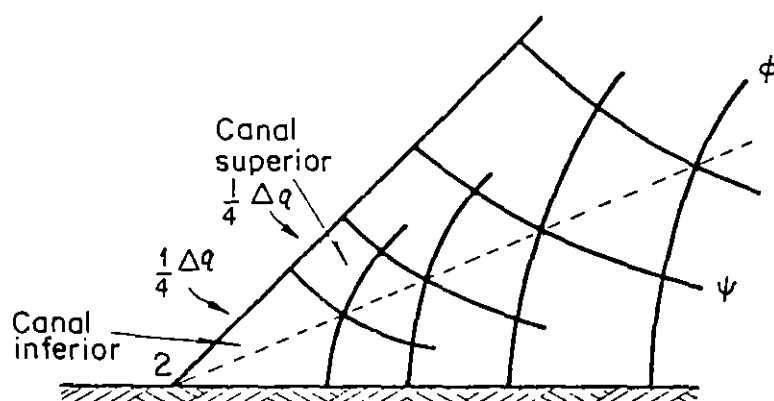


Figura 4.17 Segunda subdivisión del cuadrado singular

Así entonces, al llevar a cabo subdivisiones sucesivas se concluye que, en la proximidad del punto 2, la velocidad de filtración se hace igual a cero, y se anula el flujo de agua. Lo anterior es válido cuando el ángulo de contacto para todo cruce entre líneas de flujo y equipotenciales se encuentra dentro del rango $0^\circ < \theta < 90^\circ$.

Por el contrario, cuando dicho cruce se da para valores del ángulo de contacto en el intervalo: $90^\circ < \theta \leq 180^\circ$, se invierte el fenómeno, propiciando que en el punto de intersección la velocidad de filtración tienda a elevarse considerablemente, lo cual puede poner en riesgo la estabilidad de la región filtrante, debido a la erosión producida por el arrastre de las partículas sólidas.

4.3.3 FLEJO DE AGUA A TRAVES DE FORMACIONES ESTRATIFICADAS

Una gran cantidad de problemas relativos al flujo de agua en suelos son los referidos a las formaciones que, en mayor o menor medida, se alejan de la homogeneidad y la isotropía.

Con el fin de facilitar sus soluciones, dichas formaciones se pueden convertir con razonable aproximación en otras equivalentes, para aplicarles la teoría de los medios idealmente isótropos.

Fig. 4.11.
A continuación se presenta la metodología correspondiente a los suelos finamente estratificados, y posteriormente, la relativa a los depósitos naturales integrados por un número reducido de capas de espesor importante.

Flujo de agua a través de formaciones finamente estratificadas

Este caso corresponde a los depósitos conformados por un gran número de pequeñas capas paralelas con permeabilidades diferentes.

Además, se incluyen suelos artificiales como los terraplenes compactados, en los cuales los planos de estratificación son generalmente horizontales, así como a las formaciones sedimentarias y metamórficas, cuya estratificación se puede presentar en cualquier dirección.

Fig. 4.12.
La anisotropía, en los casos mencionados, trae ~~per~~ consecuencia que en cada capa las permeabilidades paralelas a los planos de estratificación sean mayores que las perpendiculares a dichos planos.

Fig. 4.18

Así-entonces, la transformación que facilita la solución de los problemas de este tipo, consiste en obtener en primer lugar un medio equivalente homogéneo con permeabilidades promedio máxima y mínima, para posteriormente convertirlo en otro idealmente isótropo, donde la permeabilidad asume un valor único.

El medio homogéneo, cuyas características se muestran en la porción derecha de la figura 4.18, se obtiene de la siguiente manera:

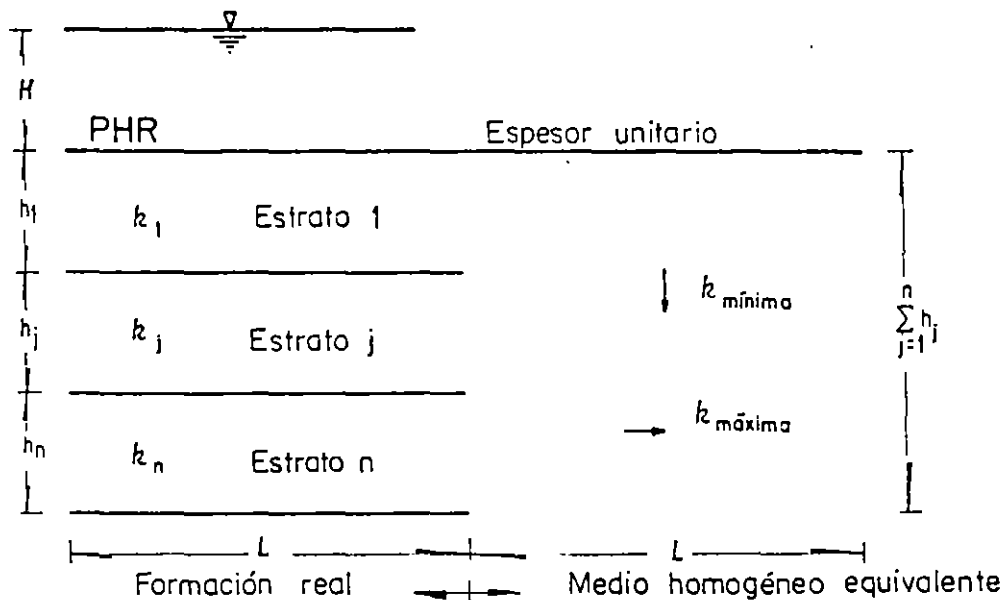


Figura 4.18 Depósito natural y medio homogéneo equivalente

Al analizar el flujo en dirección paralela a los planos de estratificación, se deduce la ecuación para calcular el valor de la permeabilidad máxima.

La velocidad media de filtración en el sistema equivalente se obtiene a partir de las velocidades del agua en cada estrato.

$$\bar{v}_f = \frac{\sum_{j=1}^n (v_f \cdot h)_j}{\sum_{j=1}^n h_j} \quad \dots 4.81$$

Suponiendo que el régimen del flujo es laminar, se acepta la validez de la Ley de Darcy, por lo que es posible sustituir la ecuación 4.3 en la 4.81

$$\bar{\alpha} \cdot k_{\text{máxima}} = \frac{\sum_{j=1}^n (k \cdot \alpha \cdot h)_j}{\sum_{j=1}^n h_j} \quad \dots 4.82$$

El gradiente hidráulico se puede suponer constante en el medio homogéneo y en cada estrato.

$$\bar{\alpha} = \alpha_j \quad \dots 4.83$$

De lo anterior, al sustituir la ecuación 4.83 en la 4.82 se obtiene la correspondiente a la permeabilidad máxima:

$$k_{\text{máxima}} = \frac{\sum_{j=1}^n (k \cdot h)_j}{\sum_{j=1}^n h_j} \quad \dots 4.84$$

Al analizar el flujo en dirección perpendicular a los planos de estratificación, se deduce la ecuación para calcular la magnitud de la permeabilidad mínima.

El gradiente hidráulico en el medio equivalente vale:

$$\lambda = \frac{H}{\sum_{j=1}^n h_j} \quad \dots 4.85$$

y en cada estrato:

$$\lambda_j = \frac{H_j}{h_j} \quad \dots 4.86$$

donde

H_j : pérdida de carga hidráulica total en el estrato j

De la ecuación 4.86:

$$H_j = \lambda_j \cdot h_j \quad \dots 4.87$$

La carga hidráulica total H se obtiene de la ecuación anterior:

$$H = \sum_{j=1}^n (\lambda \cdot h)_j \quad \dots 4.88$$

Sustituyendo la ecuación 4.88 en la 4.85:

$$\lambda = \frac{\sum_{j=1}^n (\lambda \cdot h)_j}{\sum_{j=1}^n h_j} \quad \dots 4.89$$

Suponiendo que el régimen del flujo para este caso también es

laminar, se acepta la validez de la Ley de Darcy, razón por la cual se puede sustituir la ecuación 4.3 en la 4.81

$$\frac{v_f}{k_{\text{mínima}}} = \frac{\sum_{j=1}^n \left\{ \frac{v_f}{k} \cdot h \right\}_j}{\sum_{j=1}^n h_j} \quad \dots 4.90$$

La continuidad del escurrimiento trae por consecuencia que la velocidad de filtración sea igual en todos los estratos y en el medio equivalente.

$$v_f = v_{f_j} \quad \dots 4.91$$

De lo anterior, al sustituir la ecuación 4.91 en 4.90 se obtiene la correspondiente a la permeabilidad mínima.

$$k_{\text{mínima}} = \frac{\sum_{j=1}^n h_j}{\sum_{j=1}^n \left\{ \frac{h}{k} \right\}_j} \quad \dots 4.92$$

En el medio homogéneo equivalente así obtenido, la permeabilidad paralela al flujo del agua cumple la ley elíptica que se muestra a continuación:

$$\frac{1}{k_{\theta}} = \frac{\cos^2 \theta}{k_{\text{máxima}}} + \frac{\sin^2 \theta}{k_{\text{mínima}}} \quad \dots 4.93$$

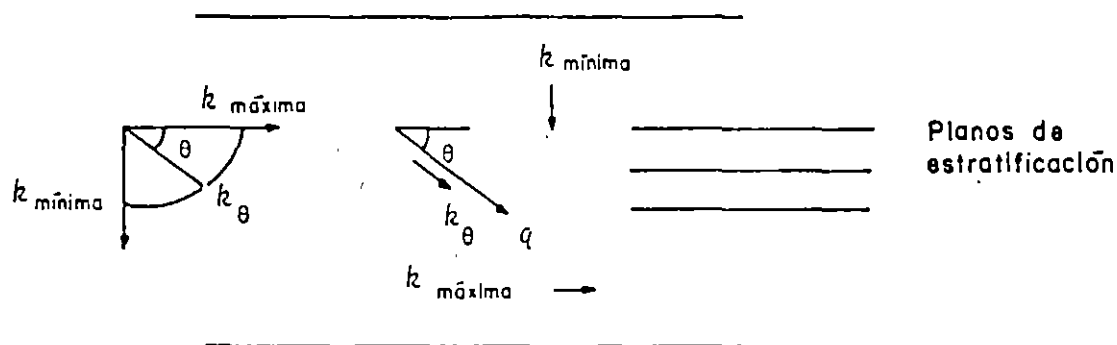


Figura 4.19 Flujo de agua a través del medio equivalente

A partir de este momento, se supondrá que la estratificación es paralela al plano topográfico, debido a lo cual la permeabilidad máxima coincide con el valor de k_y y la mínima con k_z , modificándose la ecuación 4.93 para quedar como sigue:

$$\frac{1}{k_{\theta}} = \frac{\cos^2 \theta}{k_y} + \frac{\sin^2 \theta}{k_z} \quad \dots 4.94$$

Transformando geométricamente las coordenadas de la elipse de permeabilidades, se obtiene un círculo. Esto significa que el medio equivalente se convierte en un suelo idealmente isótropo, cuyas características hidráulicas son análogas a las de la formación estratificada original.

Dicha conversión recibe el nombre de *sección transformada*, de la cual a continuación se describen sus fundamentos.

Sección transformada

El primer paso consiste en dividir la ecuación 4.57 entre el valor de k_y .

$$\frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \left\{ \frac{k_z}{k_y} \right\} \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad \dots 4.95$$

Tras manipular la ecuación anterior se obtiene lo siguiente:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\left\{ \frac{k_y}{k_z} \right\} \cdot \partial z^2} = 0 \quad \dots 4.96$$

$$\frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial \left\{ z \cdot \left\{ \frac{k_y}{k_z} \right\}^{1/2} \right\}^2} = 0 \quad \dots 4.97$$

$$\frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z_T^2} = 0 \quad \dots 4.98$$

donde

$$z_T = z \cdot \left\{ \frac{k_y}{k_z} \right\}^{1/2} \quad \dots 4.99$$

Lo anterior quiere decir que si se modifican todas las dimensiones verticales del medio equivalente, empleando para ello a la nueva coordenada de la ecuación 4.99, la sección resultante pasa a ser un medio en el cual se cumple la isotropía.

El mismo resultado se obtiene si la transformación se lleva a cabo modificando todas las dimensiones horizontales por medio de la ecuación 4.101

$$\frac{\partial^2 H}{\partial y_T^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad \dots 4.100$$

donde

$$y_T = y \cdot \left\{ \frac{k_z}{k_y} \right\}^{1/2} \quad \dots 4.101$$

En resumen, el método gráfico de las redes de flujo se puede aplicar a formaciones heterogéneas para obtener la solución de problemas, una vez que se han transformado las dimensiones verticales u horizontales convirtiéndolas en medios equivalentes homogéneos e idealmente isótropos.

En esas condiciones, con el fin de cuantificar el gasto de filtración a partir de la sección transformada, deberá emplearse el valor de la permeabilidad dada por la ecuación 4.112, que se deduce mediante el siguiente desarrollo.

Permeabilidad equivalente en la sección transformada

Con base en la Ley de Darcy, el gasto de filtración que atraviesa el elemento diferencial de volumen de la figura 4.4 vale:

$$dq = k_x \cdot \frac{\partial H}{\partial x} \cdot dx dy + k_y \cdot \frac{\partial H}{\partial y} \cdot dx dz + k_z \cdot \frac{\partial H}{\partial z} \cdot dx dy, \quad \dots 4.102$$

Para flujo bidimensional se cumple lo siguiente:

$$k_x \cdot \frac{\partial H}{\partial x} \cdot dy dz = 0 \quad \dots 4.103$$

$$dx = 1 \quad \dots 4.104$$

Sustituyendo las ecuaciones 4.103 y 4.104 en la 4.102

$$dq = k_y \cdot \frac{\partial H}{\partial y} \cdot dz + k_z \cdot \frac{\partial H}{\partial z} \cdot dy \quad \dots 4.105$$

Derivando la ecuación 4.99 respecto a z :

$$\frac{dz_T}{dz} = \left\{ \frac{k_y}{k_z} \right\}^{1/2} \quad \dots 4.106$$

de donde:

$$dz = dz_T \cdot \left\{ \frac{k_z}{k_y} \right\}^{1/2} \quad \dots 4.107$$

Por otra parte, la derivada de la carga hidráulica total H respecto a z , cuando la transformación se lleva a cabo en sentido vertical, vale:

$$\frac{\partial H}{\partial z} = \frac{\partial H}{\partial z_T} \cdot \frac{dz_T}{dz} \quad \dots 4.108$$

Sustituyendo la ecuación 4.106 en la 4.108

$$\frac{\partial H}{\partial z} = \frac{\partial H}{\partial z_T} \cdot \left\{ \frac{k_y}{k_z} \right\}^{1/2} \quad \dots 4.109$$

Al sustituir las ecuaciones 4.107 y 4.109 en la 4.105 se obtiene lo siguiente:

$$dq = k_y \cdot \frac{\partial H}{\partial y} \cdot dz_T \cdot \left\{ \frac{k_z}{k_y} \right\}^{1/2} + k_z \cdot \frac{\partial H}{\partial z_T} \cdot \left\{ \frac{k_y}{k_z} \right\}^{1/2} \cdot dy \quad \dots 4.110$$

Operando y factorizando, se concluye que en la sección transformada la permeabilidad equivalente es igual a la media geométrica de los valores k_z y k_y

$$dq = \left\{ k_y \cdot k_z \right\}^{1/2} \cdot \left\{ \frac{\partial H}{\partial y} \cdot dz_T + \frac{\partial H}{\partial z_T} \cdot dy \right\} \quad \dots 4.111$$

$$k = \left\{ k_y \cdot k_z \right\}^{1/2} \quad \dots 4.112$$

Después de trazar la red de flujo y obtener el gasto de filtración, la antitransformación de la red permite el cálculo de gradientes hidráulicos, presiones en el agua y fuerzas de filtración.

La antitransformación consta de figuras no laplacianas, en las que los contactos entre las líneas de flujo y las equipotenciales forman ángulos diferentes de 90 grados. También llega a contener figuras laplacianas rectangulares, en las zonas donde la filtración es paralela o perpendicular a los planos de estratificación.

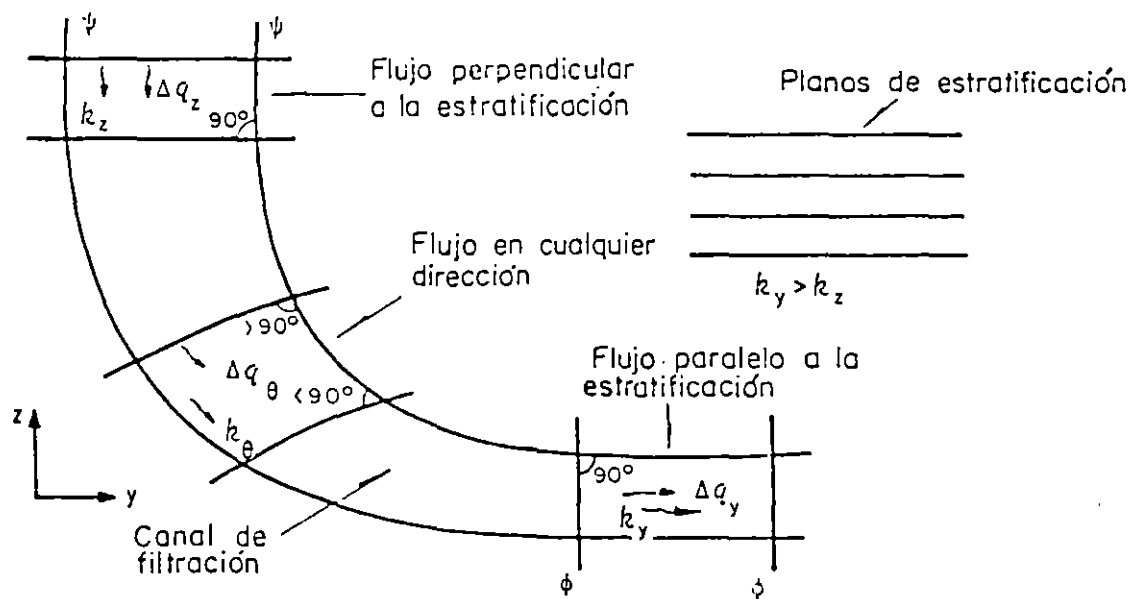


Figura 4.20 Características de la red de flujo antitransformada

Flujo de agua a través de depósitos integrados por estratos de espesor importante, claramente diferenciados

Cuando las formaciones naturales están constituidas de varios estratos de espesores importantes, la sección transformada de cada una de ellas las convierte en medios equivalentes homogéneos e isótropos, de diferente permeabilidad. En esos casos

se puede aplicar el método de las redes de flujo, siempre y cuando las relaciones entre $k_{\text{máxima}}$ y $k_{\text{mínima}}$ de todas las capas sean iguales y sus elipses de permeabilidad tengan la misma orientación.

Sin embargo, las trayectorias de las líneas de flujo y las equipotenciales así obtenidas se modifican en el contacto con los planos de estratificación, debido a las permeabilidades diferentes de cada capa, por lo que se traza la red después de que se hayan cumplido las condiciones que se deducen a continuación.

En la siguiente figura, se muestra el cambio de dirección que experimenta un canal de flujo en el contacto entre dos estratos de diferente permeabilidad.

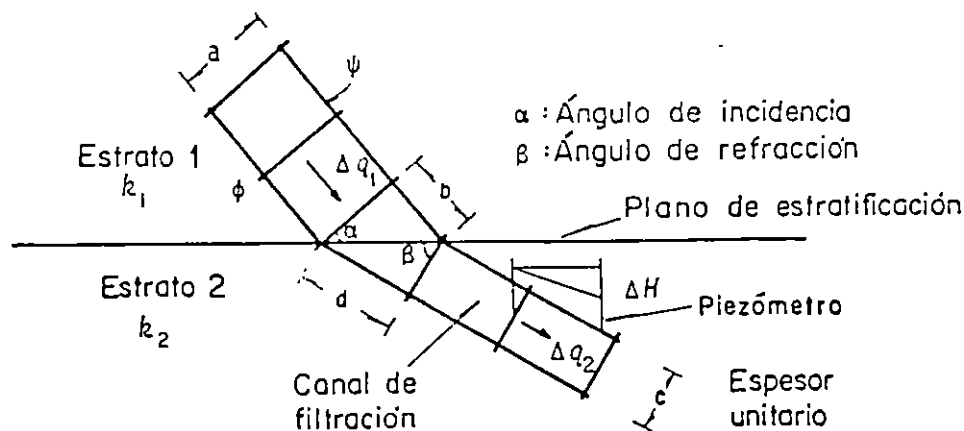


Figura 4.21 Flujo de agua entre dos estratos de permeabilidad diferente

De acuerdo con la ecuación 4.38 el gasto de filtración en el estrato 1 vale:

$$\Delta q_1 = v_{f1} \cdot A_{T1} \quad \dots 4.113$$

El régimen del flujo es laminar, cumpliéndose la Ley de Darcy.

razón por la cual se puede sustituir la ecuación 4.4 en la 4.113

$$\Delta q_1 = k_1 \cdot i_1 \cdot A_{T1} \quad \dots 4.114$$

La magnitud del gradiente hidráulico se obtiene al sustituir en la ecuación 4.3 los conceptos de la figura 4.21

$$i_1 = \frac{\Delta H}{b} \quad \dots 4.115$$

donde

b: distancia media entre líneas equipotenciales

El área A_{T1} a través de la cual ocurre la filtración vale:

$$A_{T1} = a \cdot l \quad \dots 4.116$$

Sustituyendo las ecuaciones 4.115 y 4.116 en la 4.114 se obtiene; lo siguiente:

$$\Delta q_1 = k_1 \cdot \frac{\Delta H}{b} \cdot a \quad \dots 4.117$$

Siguiendo el mismo razonamiento, se deduce la magnitud del gasto de filtración en el estrato 2.

$$\Delta q_2 = k_2 \cdot \frac{\Delta H}{d} \cdot c \quad \dots 4.118$$

Por continuidad el caudal de filtración en ambos estratos es el mismo, de manera que al igualar las ecuaciones 4.117 y 4.118 se obtiene; lo siguiente:

$$k_1 \cdot \frac{a}{b} = k_2 \cdot \frac{c}{d} \quad \dots 4.119$$

Lo anterior significa que las dimensiones con las cuales se dibujan las figuras de la red de flujo en un estrato son función de la relación entre la altura y la longitud que guardan las figuras del otro, así como de las permeabilidades de ambos estratos.

Por otra parte, la ley de transferencia de las líneas de flujo y equipotenciales en el contacto con el plano de estratificación se obtiene de la siguiente manera:

De la figura 4.21

$$\tan \alpha = \frac{b}{a} \quad \dots 4.120$$

$$\tan \beta = \frac{d}{c} \quad \dots 4.121$$

Sustituyendo las ecuaciones 4.120 y 4.121 en la 4.119

$$\frac{k_1}{\tan \alpha} = \frac{k_2}{\tan \beta} \quad \dots 4.122$$

de donde:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\tan \alpha}{\tan \beta} \quad \dots 4.123$$

Con base en los conceptos anteriores, el trazo de la red de flujo para un medio estratificado compuesto de varias capas homogéneas e isótropas de diferente permeabilidad, consiste en dibujar simultáneamente las redes de filtración de cada estrato para tomar en cuenta el efecto que cada una de ellas tiene sobre las demás debido a las condiciones de transferencia entre planos de estratificación.

Asimismo, es conveniente comenzar dicho trazo en el estrato de menor permeabilidad formando cuadrados curvilíneos, con lo cual en las otras capas se obtienen figuras rectangulares, cuyas dimensiones mayores quedan orientadas en dirección de la filtración.

Cabe mencionar, por último, que para dibujar una red del tipo comentado se requieren varios ajustes sucesivos, a fin de obtener una solución adecuada.

4.4 CÁLCULOS A PARTIR DE LA RED DE FLUJO

Mediante el empleo de la red de flujo, dibujada para una región filtrante cualquiera, se pueden obtener el gasto y las fuerzas de filtración, así como los gradientes hidráulicos y las presiones en el agua.

Gasto de filtración total

La ecuación usada para obtener su magnitud se deduce a partir de la siguiente figura, ^{4.22} que corresponde a un elemento curvilíneo de la red de flujo.

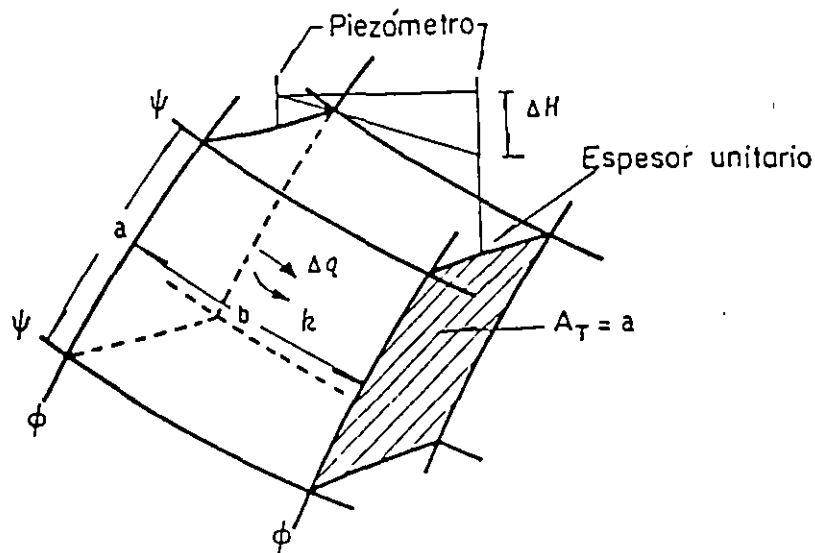


Figura 4.22 Características de un elemento de la región de flujo

El gasto de filtración a través del canal al que pertenece el elemento curvilíneo mostrado, está dado por la siguiente expresión, que es análoga a la ecuación 4.117

$$\Delta q = k \cdot \frac{\Delta H}{b} \cdot a \quad \dots 4.124$$

Si la red de flujo se traza empleando la misma relación entre la altura y la longitud para todos sus componentes, dicho gasto, así como la caída de energía entre equipotenciales, se vuelven constantes. Entonces, el potencial cumple la condición establecida por la ecuación 4.80, mientras que el caudal del agua satisface la siguiente:

$$\Delta q = \frac{q}{N_f} \quad \dots 4.125$$

De lo anterior, al sustituir las ecuaciones 4.80 y 4.125 en la 4.124 se obtiene el gasto de filtración total:

$$\frac{q}{N_f} = k \cdot \frac{H}{N_e} \cdot \frac{a}{b} \quad \dots 4.126$$

$$q = k \cdot H \cdot \frac{N_f}{N_e} \cdot \frac{a}{b} \quad \dots 4.127$$

donde

H : valor real de la carga hidráulica total.

La ecuación 4.127 se simplifica cuando la red de flujo se dibuja formando cuadrados curvilíneos, en los cuales la relación entre la altura y la longitud es igual a la unidad.

$$\frac{a}{b} = 1 \quad \dots 4.128$$

Sustituyendo la ecuación 4.128 en la 4.127

$$q = k \cdot H \cdot F_f \quad \dots 4.129$$

donde

F_f : factor de forma, dado por la siguiente relación:

$$F_f = \frac{N_f}{N_e} \quad \dots 4.130$$

El factor de forma depende de las características hidráulicas y geométricas de cada región filtrante, así como de la relación entre la altura y la longitud con que se dibujan las figuras de las redes de flujo.

La solución gráfica para un medio transformado verticalmente consta de un factor de forma igual al que se obtiene cuando

la conversión se lleva a cabo en la otra dirección, razón por la que la antitransformada también consta del mismo factor.

Gradientes hidráulicos

El gradiente hidráulico actuante en cualquier elemento de una red de flujo trazada para un suelo idealmente isótropo, se obtiene al aplicar la ecuación 4.115

En ella, la longitud b corresponde a la distancia media perpendicular entre líneas equipotenciales consecutivas, lo cual proporciona el máximo valor de i .

La conversión de un depósito estratificado en un medio equivalente homogéneo e isótropo, distorsiona las dimensiones reales, por lo que el cálculo de gradientes hidráulicos para un medio con transformación vertical u horizontal se lleva a cabo mediante la ecuación 4.115 a partir de la red de flujo antitransformada.

Presiones en el agua

La carga hidráulica total actuante en cualquier equipotencial, es igual a la energía inicial del agua menos el número de caídas de potencial que hay entre ella y la primera línea de energía.

En consecuencia,
~~Así entonces,~~ la distancia vertical entre la elevación asociada a la carga hidráulica total de dicha equipotencial y un punto contenido en ella, es igual a la carga de presión actuante en ese punto.

$$\frac{u_N}{\gamma_w} = H_\phi - z \quad \dots 4.131$$

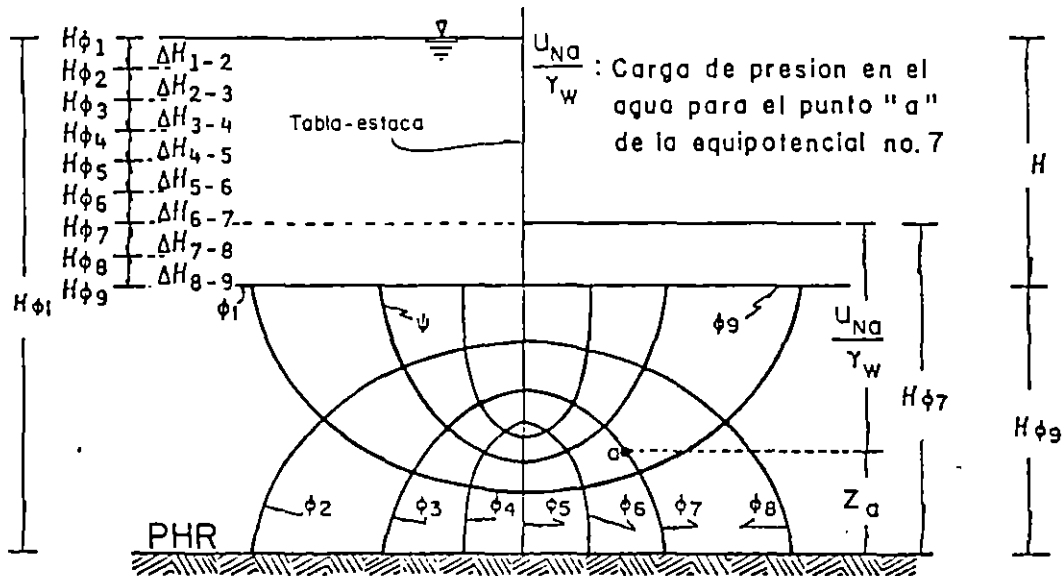


Figura 4.23 Obtención de las presiones en el agua

El cálculo mencionado se lleva a cabo en la red de flujo anti-transformada, de acuerdo con la figura 4.23.

Fuerzas de filtración

El flujo de agua a través del suelo ejerce sobre las partículas empujes hidrodinámicos, cuya dirección coincide con la de la filtración. Para obtener su magnitud y comprender su significado, se determinarán los esfuerzos y las presiones actuales a cierto nivel en un suelo saturado, tras hacer variar la altura del agua en un tubo de carga.

Se tienen tres posibilidades. En el caso 1, la carga adicio-

nal de agua se eleva a una altura ΔH por encima del plano horizontal de referencia. En el caso 2, su nivel es igual a cero, y en el caso 3, coincide con el de la cara inferior del suelo.

Caso 1

Las condiciones prevalecientes se muestran en la siguiente figura 4.24.

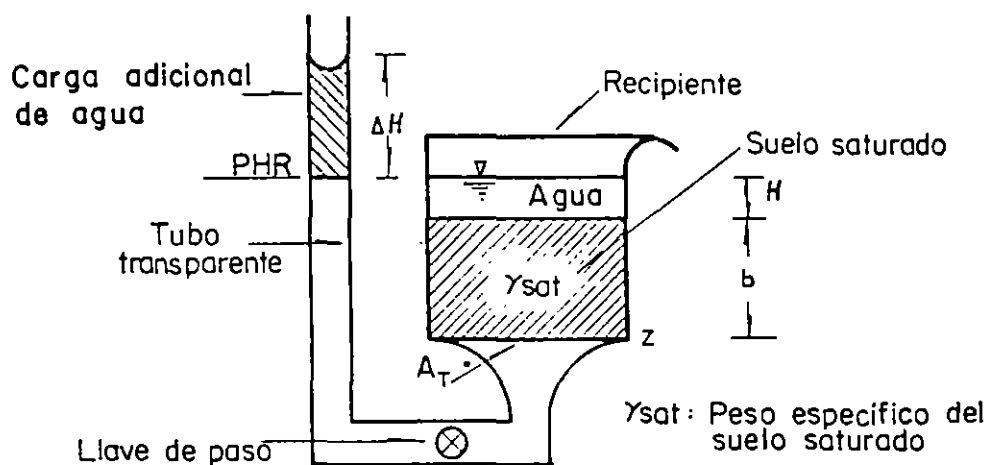


Figura 4.24 Dispositivo para la obtención de los empujes hidrodinámicos con ΔH mayor que cero

Estando la llave de paso cerrada, el esfuerzo total y la presión hidrostática actuantes en el nivel z del suelo valen lo siguiente:

$$\sigma_z = H \cdot \gamma_w + b \cdot \gamma_{sat} \quad \dots 4.132$$

$$u_{wz} = (H+b) \cdot \gamma_w \quad \dots 4.133$$

Cuando se abre la válvula, el agua del tubo fluye hacia el recipiente para dar lugar a una presión adicional en dicho nivel, cuya magnitud está dada por la ecuación 4.134

$$u_z = \Delta H \cdot \gamma_w \quad \dots 4.134$$

Sustituyendo las ecuaciones 4.133 y 4.134 en la 3.33 se obtiene la presión neutra:

$$u_{Nz} = (H + \Delta H + b) \cdot \gamma_w \quad \dots 4.135$$

Asimismo, al sustituir las ecuaciones 4.132 y 4.135 en la 3.1 se obtiene el esfuerzo efectivo en ese nivel.

$$\sigma'_z = H \cdot \gamma_w + b \cdot \gamma_{sat} - (H + \Delta H + b) \cdot \gamma_w \quad \dots 4.136$$

$$\sigma'_z = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot b - \Delta H \cdot \gamma_w \quad \dots 4.137$$

$$\sigma'_z = b \cdot \gamma' - \Delta H \cdot \gamma_w \quad \dots 4.138$$

En la ecuación 4.138, el término $-\Delta H \cdot \gamma_w$ corresponde al decremento de magnitud del esfuerzo efectivo y γ' es igual al peso específico sumergido del suelo saturado, cuyo valor es el siguiente:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad \dots 4.139$$

Caso 2

El valor de ΔH es igual a cero (Figura 4.25).

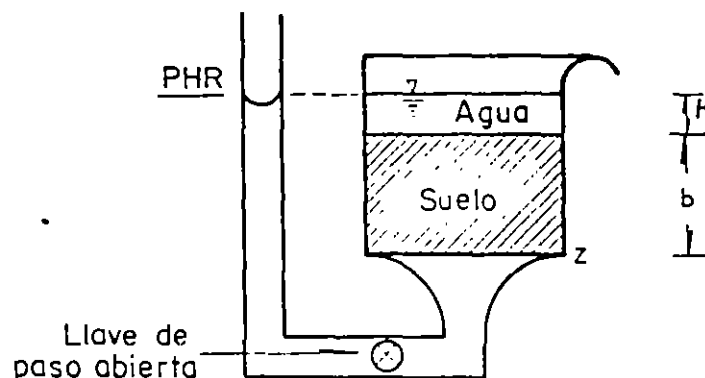


Figura 4.25 Dispositivo para la obtención de empujes hidrodinámicos con ΔH igual a cero

Por las condiciones mostradas, el esfuerzo total y la presión hidrostática actuante en el nivel z son los mismos que establecen las ecuaciones 4.132 y 4.133.

En el tubo de carga la elevación del agua coincide con la del recipiente, por lo que no hay flujo y no se produce una presión adicional a la hidrostática.

Lib, de p e // i,

Así ~~entonces~~, al sustituir las ecuaciones 4.132 y 4.133 en la 3.1 se obtiene el esfuerzo efectivo.

$$\sigma'_z = H \cdot \gamma_w + b \cdot \gamma_{sat} - (H+b) \cdot \gamma_w \quad \dots 4.140$$

$$\sigma'_z = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot b \quad \dots 4.141$$

Sustituyendo la ecuación 4.139 en la 4.141

$$\sigma'_z = b \cdot \gamma' \quad \dots 4.142$$

Caso 3

La elevación del agua en el tubo de carga coincide con la cara inferior del suelo.

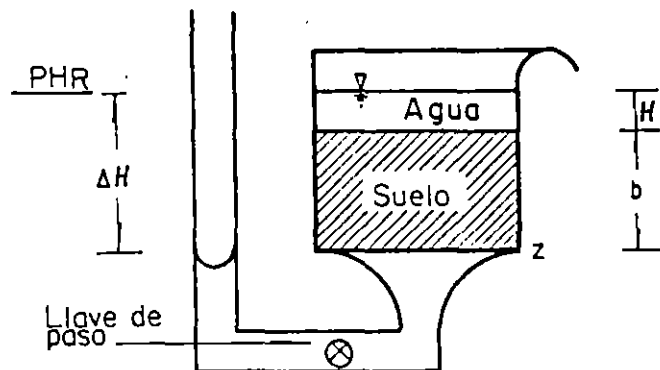


Figura 4.26 Dispositivo para la obtención de los empujes hidrodinámicos con ΔH menor que cero

En estas condiciones, el esfuerzo efectivo en el nivel z se obtiene mediante la ecuación 4.136 tras considerar en ella la nueva elevación del agua en el tubo de carga.

De la figura 4.26

$$H = - (b + \Delta H) \quad \dots 4.143$$

Sustituyendo la ecuación 4.143 en la 4.136

$$\sigma'_z = - (b + \Delta H) \cdot \gamma_w + b \cdot \gamma_{sat} \quad \dots 4.144$$

$$\sigma'_z = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot b - \Delta H \cdot \gamma_w \quad \dots 4.145$$

Si se toma en cuenta la ecuación 4.139

$$\sigma'_z = b \cdot \gamma' - \Delta H \cdot \gamma_w \quad \dots 4.146$$

De acuerdo con la posición del plano horizontal de referencia, el signo de ΔH es negativo, y debe ser considerado en la ecuación 4.146

$$\sigma'_z = b \cdot \gamma' + \Delta H \cdot \gamma_w \quad \dots 4.147$$

Al expresar las ecuaciones 4.138, 4.142 y 4.147 en términos de las fuerzas actuantes, se obtiene; ~~Por lo tanto~~

de la ecuación 4.138

$$\sigma'_z \cdot A_T = b \cdot \gamma' \cdot A_T - \Delta H \cdot \gamma_w \cdot A_T = \text{fuerza intergranular} - \text{fuerza de filtración} \quad \dots 4.148$$

de la ecuación 4.142

$$\sigma'_z \cdot A_T = b \cdot \gamma' \cdot A_T = \text{fuerza intergranular} \quad \dots 4.149$$

de la ecuación 4.147

$$\sigma_z' \cdot A_T = b \cdot \gamma' \cdot A_T + \Delta H \cdot \gamma_w \cdot A_T = \text{fuerza intergranular} + \text{fuerza de filtración} \quad \dots 4.150$$

De lo anterior se concluye que el flujo de agua debido a la existencia de un tirante hidráulico, da origen a las fuerzas de filtración, cuya magnitud se expresa a continuación:

$$J = \Delta H \cdot \gamma_w \cdot A_T \quad \dots 4.151$$

La fuerza de filtración J está aplicada en el centroide del elemento y su dirección es tangente a la del flujo de agua.

Al referir dicha fuerza al volumen que ocupa el elemento de la figura 4.22, se obtiene el siguiente resultado:

$$j = \frac{J}{A_T \cdot b} \quad \dots 4.152$$

Sustituyendo la ecuación 4.151 en la 4.152

$$j = \frac{\Delta H \cdot \gamma_w}{b} \quad \dots 4.153$$

y tomando en cuenta la ecuación 4.115

$$j = i \cdot \gamma_w \quad \dots 4.154$$

El *sifonamiento* o *ebullición* de un suelo grueso es un efecto producido por las fuerzas de filtración, para el que es necesario verificar la estabilidad de la región en estudio. El fenómeno se presenta cuando la resistencia al corte del material se hace igual a cero por estar sometido a un flujo de agua vertical hacia arriba, o al debido a un impacto, lo que anula los esfuerzos efectivos.

Su evaluación se lleva a cabo a partir del concepto de gradiente hidráulico. ~~Así~~ Entonces, al igualar a cero la ecuación 4.138 se obtiene: ~~Por lo siguiente:~~

$$b \cdot \gamma' - \Delta H \cdot \gamma_w = 0 \quad \dots 4.155$$

$$\Delta H \cdot \gamma_w = b \cdot \gamma' \quad \dots 4.156$$

$$\frac{\Delta H}{b} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad \dots 4.157$$

~~S~~ustituyendo la ecuación 4.115 en la 4.157

$$i = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad \dots 4.158$$

La condición crítica se tiene cuando el peso sumergido se iguala al del agua, momento en el que el gradiente hidráulico se vuelve unitario.

$$i_c = 1.0 \quad \dots 4.159$$

donde

i_c : gradiente crítico

Lo anterior significa que el gradiente hidráulico máximo en las redes de flujo para suelos gruesos debe ser menor al valor de i_c .

Ejemplos de aplicación

- 4.1 En la figura 4.1.1, mostrada a continuación, se tiene una presa y el terreno de cimentación correspondiente, en la que se aprecian las características geométricas e hidráulicas de este último.

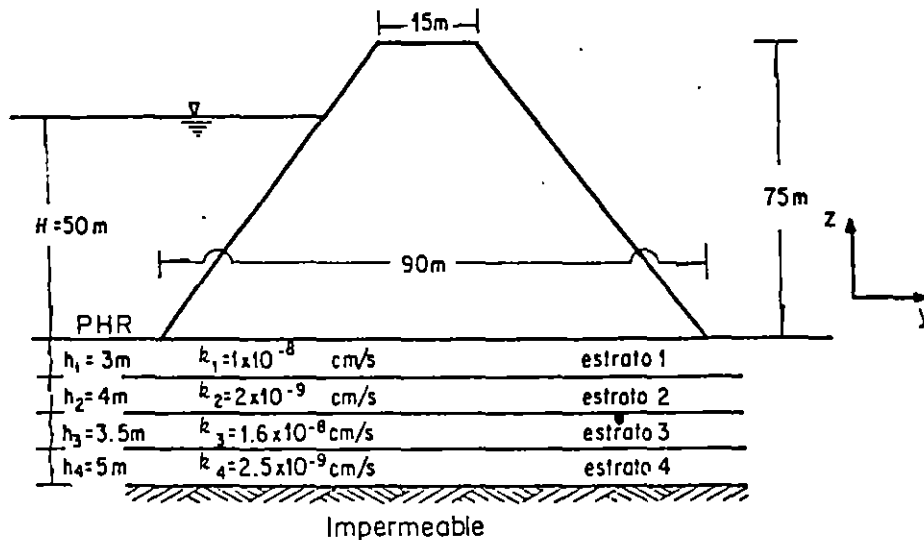


Figura 4.1.1

Con base en los datos anteriores se pide, lo siguiente:

- Trazar la red de flujo del terreno de cimentación, suponiendo que el cuerpo de la presa es impermeable.
- Calcular el gasto de filtración total para un espesor unitario.

Solución

- Trazo de la red de flujo

A partir de las características mostradas, se puede observar que la cimentación es un suelo finamente estratificado, razón

por la cual para trazar la red de flujo se utilizará un medio equivalente, homogéneo e isótropo.

En este sentido, el primer paso consiste en calcular las permeabilidades máxima y mínima asociadas a la región equivalente homogénea. Lo anterior se lleva a cabo mediante la aplicación de las ecuaciones 4.84 y 4.92

$$k_{\text{máxima}} = \frac{\sum_{j=1}^n (k \cdot h)_j}{\sum_{j=1}^n h_j} \quad (\text{ec. 4.84}) \quad \dots 1$$

$$k_{\text{mínima}} = \frac{\sum_{j=1}^n h_j}{\sum_{j=1}^n \left\{ \frac{h}{k} \right\}_j} \quad (\text{ec. 4.92}) \quad \dots 2$$

Sustituyendo los valores de la figura en las ecuaciones anteriores:

$$k_{\text{máxima}} = \frac{(1 \times 10^{-8} \times 300) + (2 \times 10^{-9} \times 400) + (1.6 \times 10^{-8} \times 350) + (2.5 \times 10^{-9} \times 500)}{300 + 400 + 350 + 500}$$

$$k_{\text{máxima}} = 6.87 \times 10^{-9} \text{ cm/s} \quad \dots 3$$

$$k_{\text{mínima}} = \frac{300 + 400 + 350 + 500}{\frac{300}{(1 \times 10^{-8})} + \frac{400}{(2 \times 10^{-9})} + \frac{350}{(1.6 \times 10^{-8})} + \frac{500}{(2.5 \times 10^{-9})}}$$

$$k_{\text{mínima}} = 3.43 \times 10^{-9} \text{ cm/s} \quad \dots 4$$

La orientación de las capas coincide con el plano topográfico, de manera que la permeabilidad máxima actúa en dirección horizontal y la mínima en sentido vertical, cumpliéndose ~~lo que~~ *que* ~~quiere~~ *que*

$$k_{\text{máxima}} = k_y = 6.87 \times 10^{-9} \text{ cm/s} \quad \dots 5$$

$$k_{\text{mínima}} = k_z = 3.43 \times 10^{-9} \text{ cm/s} \quad \dots 6$$

Como segundo paso, se obtiene el medio equivalente homogéneo e isótropo tras aplicar la ecuación 4.99 para transformar las dimensiones verticales de la región en estudio.

$$z_T = z \cdot \left\{ \frac{k_y}{k_z} \right\}^{1/2} \quad (\text{ec. 4.99}) \quad \dots 7$$

Sustituyendo los valores de las ecuaciones 3 y 4 en la 7

$$z_T = z \left\{ \frac{6.87 \times 10^{-9}}{3.43 \times 10^{-9}} \right\}^{1/2} = 1.415 z \quad \dots 8$$

Al aplicar la ecuación anterior a los datos de la figura 4.1.1 se obtienen las dimensiones transformadas que se muestran ~~en la figura 4.1.2.~~ *en la figura 4.1.2.*

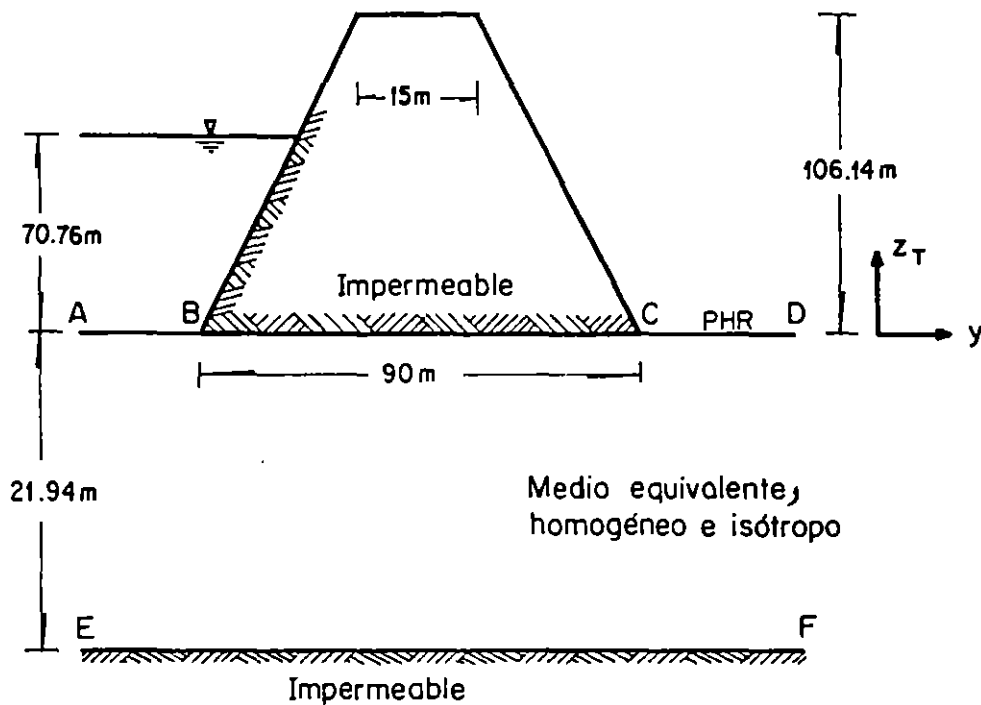


Figura 4.1.2

En el medio equivalente, la altura del terreno de cimentación se calcula como sigue:

$$21.94 = 1.415 \times (3 + 4 + 3.5 + 5) \quad \dots 9$$

Al observar la figura 4.1.2 se aprecia que la región filtrante es del tipo cerrado, razón por la cual la determinación de sus fronteras se hace directamente.

El segmento A-B define la frontera entre el cuerpo de agua y el suelo con filtración, siendo entonces la primera línea equipotencial. El segmento C-D señala la frontera entre el aire y dicho suelo, de manera que corresponde a la última equipotencial, que a su vez es la línea de descarga.

Los segmentos B-C y E-F son fronteras impermeables, de ahí que el primero corresponda a la línea de flujo superior y el segundo a la inferior.

El siguiente paso consiste en trazar la red de filtración, para lo cual se supondrá que con cuatro canales de flujo y veinte caídas de potencial se podrán formar cuadrados curvilíneos.

El resultado se muestra en la ~~siguiente~~ figura 4.1.3.

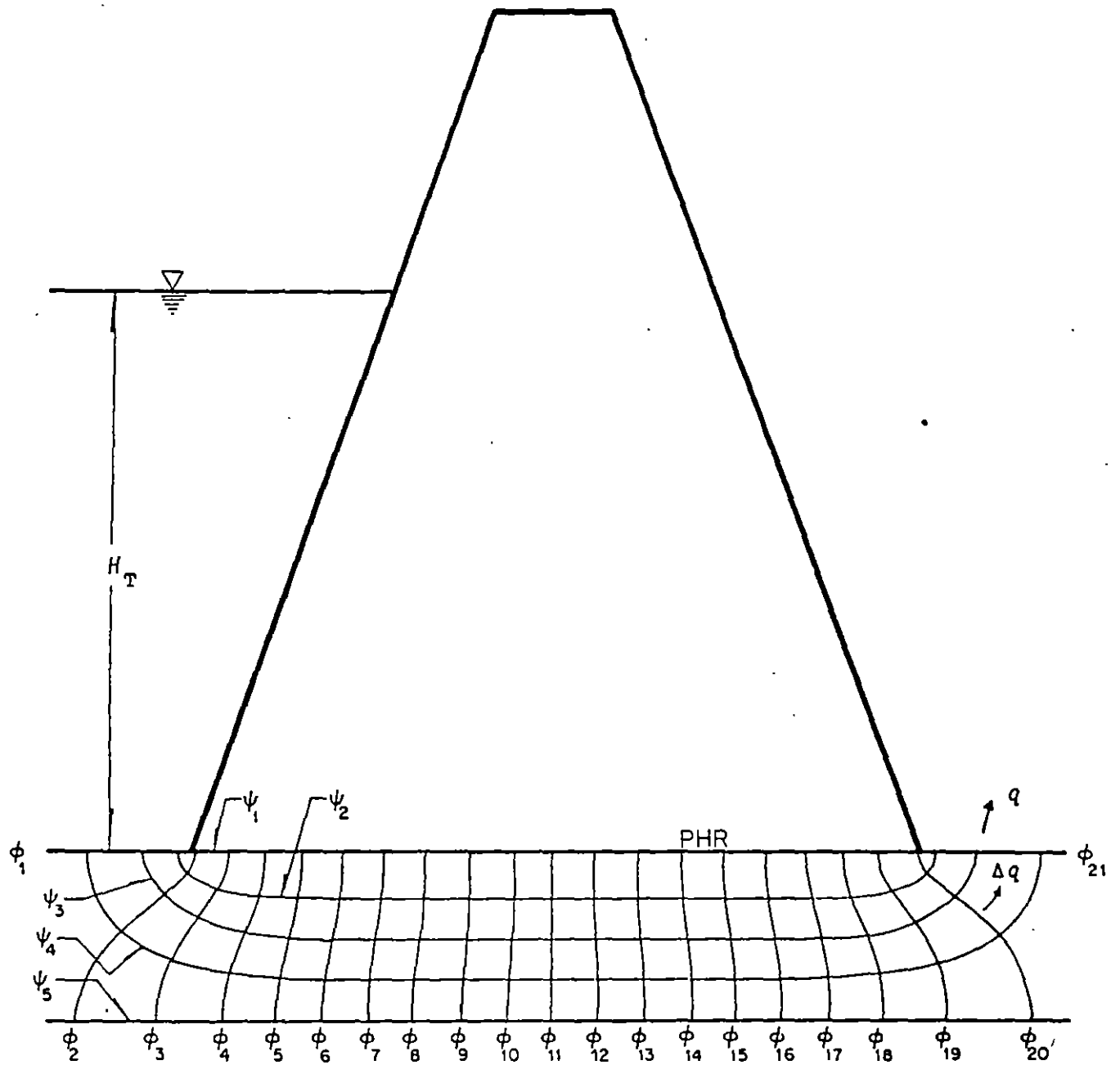


Figura 4.1.3

b) Cálculo del gasto de filtración

El cálculo del gasto de filtración se lleva a cabo mediante la aplicación de la ecuación 4.129. Para ello, es necesario determinar en primera instancia la magnitud de la permeabilidad equivalente en la sección transformada, así como la correspondiente al factor de forma.

De la ecuación 4.112

$$k = (k_y \cdot k_z)^{1/2} \quad (\text{ec. 4.112}) \quad \dots 10$$

Sustituyendo las ecuaciones 5 y 6 en la 10

$$k = (6.87 \times 10^{-9} \times 3.43 \times 10^{-9})^{1/2} = 4.85 \times 10^{-9} \text{ cm/s} \quad \dots 11$$

De la figura 4.1.3

$$N_f = 4 \quad \dots 12$$

$$N_e = 20 \quad \dots 13$$

El factor de forma se obtiene de la ecuación 4.130

$$F_f = \frac{N_f}{N_e} \quad (\text{ec. 4.130}) \quad \dots 14$$

Sustituyendo las ecuaciones 12 y 13 en la 14

$$F_f = \frac{4}{20} = 0.20 \quad \dots 15$$

De la ecuación 4.129

$$q = k \cdot H \cdot F_f \quad (\text{ec. 4.129}) \quad \dots 16$$

Sustituyendo las ecuaciones 11 y 15, así como el valor real de la carga hidráulica total dado por la ecuación 16, se obtiene el gasto de filtración por unidad de ancho.

$$q = 4.85 \times 10^{-9} \times 500 \times 0.2 \times \underbrace{100}_{\text{espesor}} \quad \dots 17$$

$$q = 4.85 \times 10^{-4} \text{ cm}^3/\text{s}/\text{metro de ancho} \quad \dots 18$$

- 4.2 En la figura ^{4.2.1} que se muestra a continuación, se tiene una tabla-estaca hincada en un suelo arenoso, la cual separa dos cuerpos de agua con elevaciones diferentes.

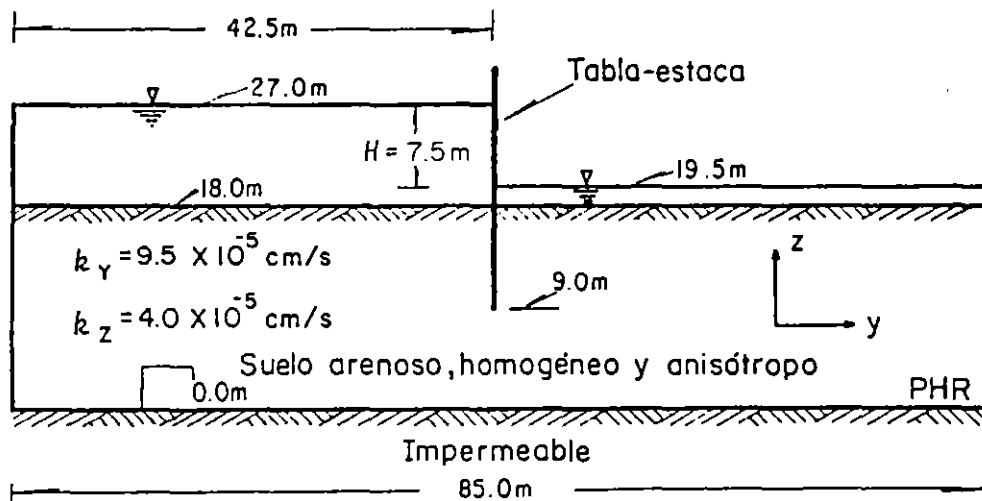


Figura 4.2.1

Con base en lo anterior se pide:

- a) Trazar la red de flujo.
- b) Calcular el gasto de filtración total para un espesor unitario.
- c) Obtener las cargas de presión en el agua a lo largo de las líneas de flujo superior e inferior.
- d) Verificar la estabilidad de la región filtrante ante el riesgo de falla por sifonamiento.

Solución

- a) Trazo de la red de flujo

De acuerdo con los datos presentados en la figura ^{4.2.1,} se observa que el suelo es una formación homogénea anisótropa, razón por la cual será necesario transformarla para poder aplicar la teoría de los medios idealmente isótropos.

En este sentido, se hará uso de la ecuación 4.99 para convertir sus dimensiones verticales.

$$z_T = z \cdot \left\{ \frac{k_y}{k_z} \right\}^{1/2} \quad (\text{ec. 4.99}) \quad \dots 1$$

Sustituyendo los valores de k_z y k_y de la figura 4.2.1 en la ecuación anterior, se obtiene lo siguiente:

$$z_T = z \cdot \left\{ \frac{9 \times 10^{-5}}{4 \times 10^{-5}} \right\}^{1/2} = 1.50 z \quad \dots 2$$

El resultado de la transformación se muestra *en la Figura 4.2.2* ~~en la continuación~~

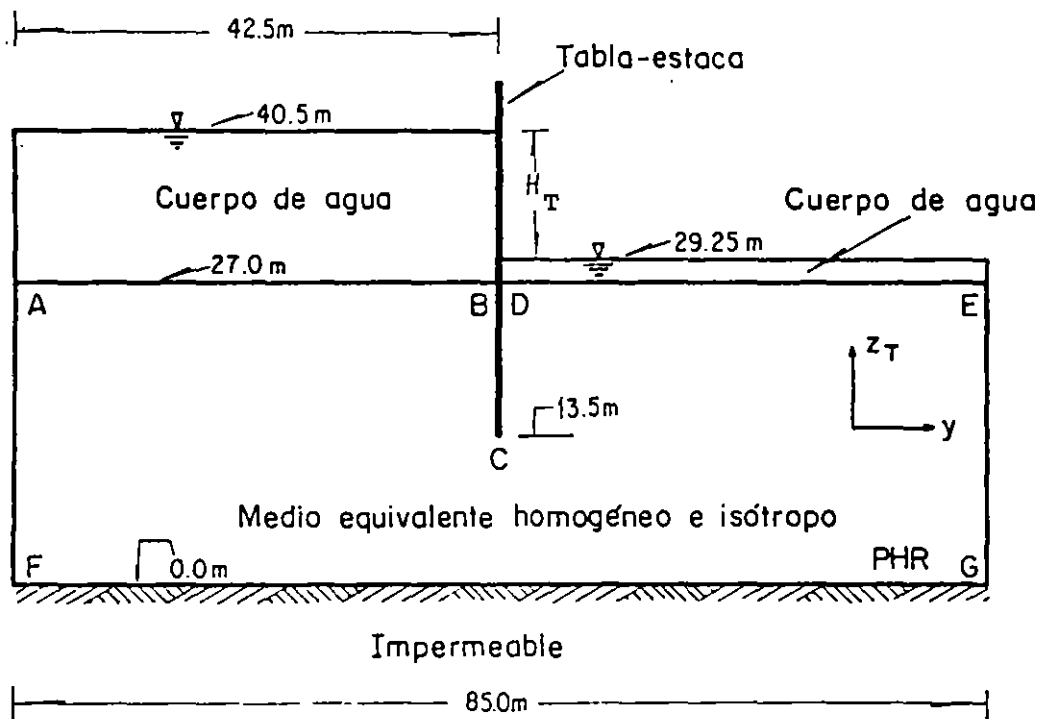


Figura 4.2.2

En ella ~~De la figura anterior~~ se puede apreciar que la región filtrante es cerrada, por lo que la determinación de sus fronteras se hace directamente.

Los segmentos A-B y D-E son fronteras entre suelo con filtración y cuerpo de agua, siendo entonces la primera y la última líneas equipotenciales, respectivamente. A su vez, el segmento D-E corresponde a la línea de descarga de la región en estudio.

Los segmentos B-C y C-D, definidos por el contorno de la tabla-estaca, son la línea de flujo superior. Por último, el segmento F-G es la frontera impermeable que define la línea de flujo inferior.

Con base en lo anterior se traza la red de flujo. Para ello, se supondrá que con cinco canales de filtración y diez caídas de potencial se podrán formar cuadrados curvilíneos.

El resultado se muestra a continuación: *ilustrar en la figura 4.2.3.*

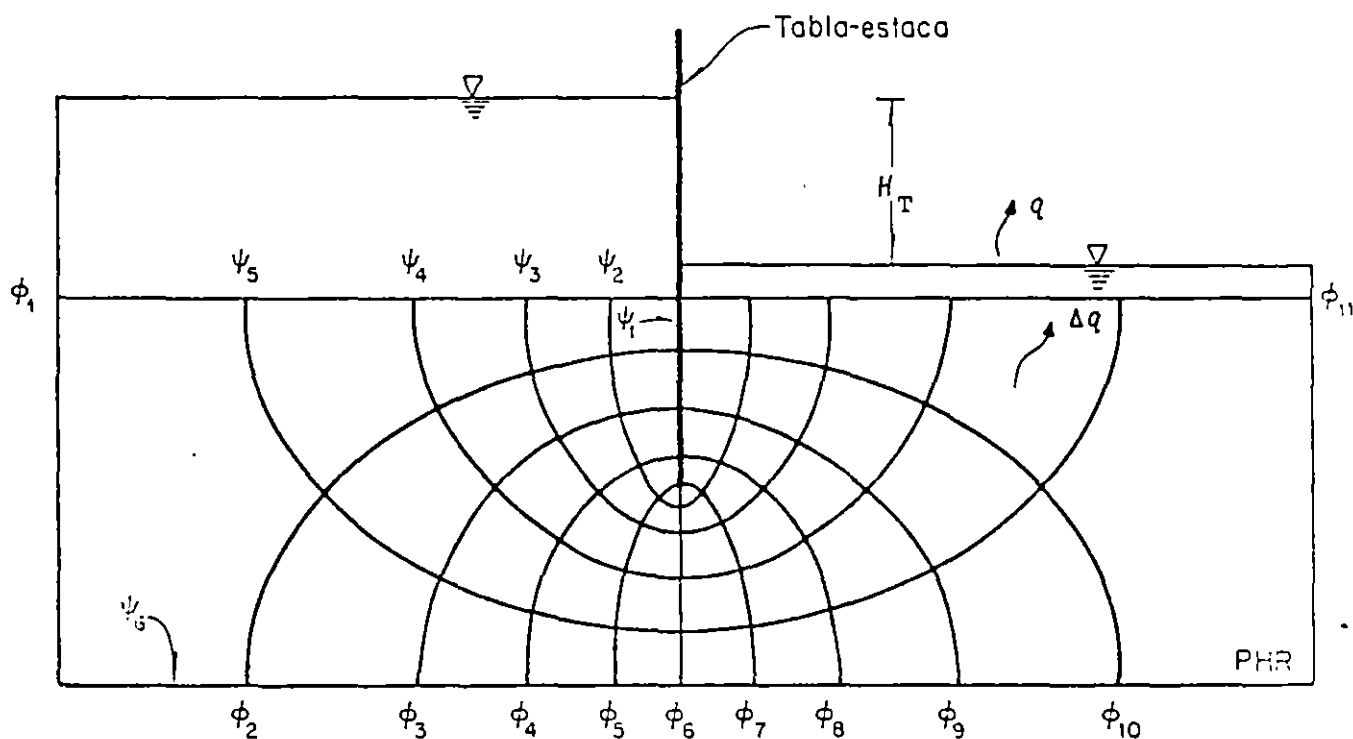


Figura 4.2.3

b) Cálculo del gasto de filtración

El cálculo del gasto de filtración se lleva a cabo mediante la aplicación de la ecuación 4.129. Para ello, se determina en primera instancia la magnitud de la permeabilidad equivalente en la sección transformada.

De la ecuación 4.112

$$k = (k_y \cdot k_z)^{1/2} \quad (\text{ec. 4.112}) \quad \dots 3$$

Sustituyendo valores:

$$k = (9.5 \times 10^{-5} \times 4 \times 10^{-5})^{1/2} = 6 \times 10^{-5} \text{ cm/s} \quad \dots 4$$

De la figura 4.2.3

$$N_f = 5 \quad \dots 5$$

$$N_e = 10 \quad \dots 6$$

El factor de forma se obtiene de la ecuación 4.130

$$F_f = \frac{N_f}{N_e} \quad (\text{ec. 4.130}) \quad \dots 7$$

Sustituyendo las ecuaciones 5 y 6 en la 7

$$F_f = \frac{5}{10} = 0.50 \quad \dots 8$$

De la ecuación 4.129

$$q = k \cdot H \cdot F_f \quad (\text{ec. 4.129}) \quad \dots 9$$

Al sustituir las ecuaciones 4 y 8 así como el valor real de la carga hidráulica total en la ecuación 9, se obtiene el gasto de filtración por unidad de ancho.

$$q = 6 \times 10^{-5} \times 750 \times 0.50 \times \underbrace{100}_{\text{espesor}} \quad \dots 10$$

$$q = 2.25 \text{ cm}^3/\text{s/metro de ancho} \quad \dots 11$$

c) Obtención de las cargas de presión en el agua

El cálculo se llevará a cabo en los puntos donde se cruzan las equipotenciales con las líneas de flujo superior e inferior.

Para ello, el primer paso consiste en obtener la red de flujo antitransformada, lo cual se hace por medio de la ecuación 1 y la figura 4.2.3

De la ecuación 1

$$z = z_T \cdot \left\{ \frac{k_z}{k_y} \right\}^{1/2} \quad \dots 11$$

El resultado de la antitransformación se ~~muestra en seguida:~~ ^{presenta en la figura 4.2.4,}

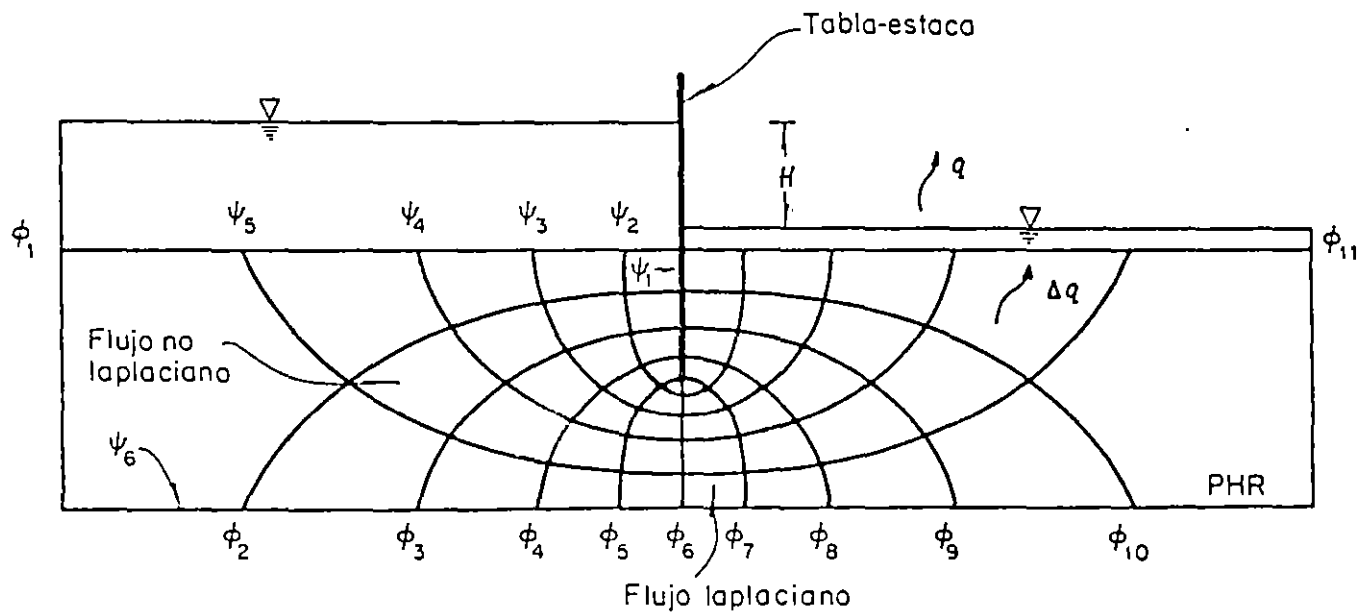


Figura 4.2.4

Ubicación	Punto	Equipotencial	H_{ϕ} (m)	z (m)	$\frac{u_H}{\gamma_w}$ (m)
Línea de flujo superior	a	1	27.00	18.00	9.00
	b	2	26.25	15.20	11.05
	c	3	25.50	12.80	12.70
	d	4	24.75	10.87	13.88
	e	5	24.00	9.53	14.47
	f	6	23.25	9.00	14.25
	g	7	22.50	9.53	12.97
	h	8	21.75	10.87	10.88
	i	9	21.00	12.80	8.20
	j	10	20.25	15.20	5.05
	k	11	19.50	18.00	1.50
Línea de flujo inferior	l	2	26.25	0.00	26.25
	m	3	25.50	0.00	25.50
	n	4	24.75	0.00	24.75
	o	5	24.00	0.00	24.00
	p	6	23.25	0.00	23.25
	q	7	22.50	0.00	22.50
	r	8	21.75	0.00	21.75
	s	9	21.00	0.00	21.00
	t	10	20.25	0.00	20.25

Cuadro 4.2.1

d) Verificación de la estabilidad ante posible falla por sífonamiento

Este análisis se lleva a cabo comparando el gradiente máximo con el crítico.

En la figura 4.2.5 se observa que el elemento curvilíneo de

la cara de salida, definido por las líneas de flujo ψ_1 y ψ_2 así como por las equipotenciales ϕ_{10} y ϕ_{11} es el asociado con la posible falla por sifonamiento. ~~Así entonces,~~
 Al aplicar la ecuación 4.115 a dicho elemento se obtiene el gradiente máximo.

$$i = \frac{\Delta H}{b} \quad (\text{ec. 4.115}) \quad \dots 15$$

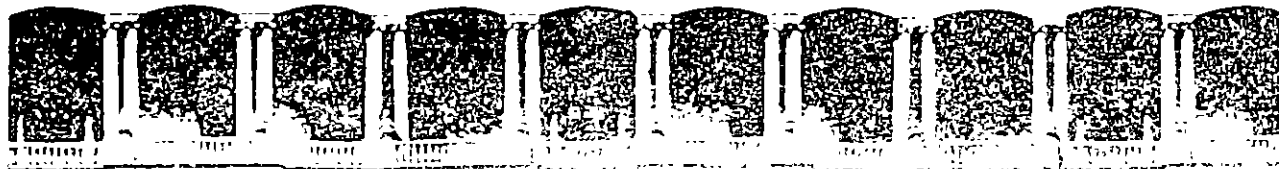
De la ^{misma} figura

$$b = 2.75 \text{ m} \quad \dots 16$$

Sustituyendo las ecuaciones 13 y 16 en la 15

$$i_{\text{máximo}} = \frac{0.75}{2.75} = 0.27 < 1.0 \quad \dots 17$$

De lo anterior se concluye que no existe riesgo de falla por sifonamiento.



FACULTAD DE INGENIERIA EN CIVIL
DIVISION DE EDUCACION CONTINUADA

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES. SCT
14, 15 y 16 de JUNIO DE 1995
MERIDA, YUC.

CURSO: MECANICA DE SUELOS

TEMA VI

EMPUJE DE SUELOS EN ELEMENTOS DE RETENCION

CURSO DE MECANICA DE SUELOS (SCT)

14-16 de junio 1995. Mérida Yucatán

TEMA VI: EMPUJE DE SUELOS EN ELEMENTOS DE RETENCION

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

APUNTES PREPARADOS POR EL DR. VENANCIO TRUEBA LOPEZ

SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, AC

A U D I T O R I O

DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS, SERVICIOS TECNICOS Y CONCESIONES

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES DE ACUERDO AL
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
PARA EL DISTRITO FEDERAL**

TEMA

MUROS DE CONTENCIÓN

Dr. Venancio Trueba L.

Mayo 18 de 1995

1. INTRODUCCIÓN

De acuerdo a lo estipulado en las N.T.C. PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el D.F. publicadas en la *Gaceta Oficial del Departamento del D.F. del 12 de noviembre de 1987*, en la fracción 6. **Muros de contención**, estas normas se aplicarán a:

- **MUROS DE GRAVEDAD**, que son aquellos muros cuya estabilidad se debe a su peso propio, contruidos a base de mampostería, tabique o concreto simple. Estos muros no tienen capacidad para resistir esfuerzos de tensión en su estructura, debido a la ausencia de acero de refuerzo.
- **MUROS TIPO VOLADIZO**, con o sin anclas o contrafuertes, cuya estabilidad se debe fundamentalmente a que utilizan la acción de voladizo para retener la masa del suelo; contruidos con concreto reforzado, es decir, que tienen capacidad para soportar esfuerzos de tensión que se presentan en la estructura del muro.

Las fuerzas actuantes sobre el muro de contención se expresarán por metro de longitud de muro.

A continuación se presentan los lineamientos generales para el diseño de muros de contención que deben considerarse como requisitos mínimos para cumplir con el **R.C.D.F.**, así como algunas ayudas de diseño, de utilidad para el análisis y diseño de este tipo de estructuras.

2. ACCIONES

Las acciones a tomar en cuenta, independientemente del tipo de muro (*gravedad o voladizo*) son las siguientes:

- ✓ El empuje de tierras debido al relleno.
- ✓ El empuje hidrostático o las fuerzas de filtración.
- ✓ Las fuerzas debidas a la fricción muro-suelo de relleno.
- ✓ Las sobrecargas en la superficie.
- ✓ El peso propio del muro.
- ✓ El peso propio del relleno.
- ✓ Las fuerzas sísmicas
- ✓ Otras acciones (fuerzas de coccio, presiones residuales por la compactación del relleno, etc.).

Veamos cuales son los efectos predominantes de cada una de las acciones arriba consideradas.

EL EMPUJE DE TIERRAS DEBIDO AL RELLENO

El empuje que ejerce el suelo del relleno sobre el muro de contención es una de las acciones más importantes para este tipo de estructuras. Su determinación requiere la determinación de las propiedades físicas y mecánicas del suelo de relleno y del suelo de cimentación.

Del suelo de relleno deben conocerse los valores deterministas o el rango de variación de parámetros tales como el peso volumétrico, grado de compactación, así como los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo (ángulo de fricción interna y cohesión), así como la posible evolución de estas propiedades con el tiempo, ya que algunos suelos pueden presentar cohesión bajo circunstancias particulares pero esta propiedad puede perderse a largo plazo o inclusive a corto plazo, tal como sería el caso de la cementación por carbonatos de calcio en el segundo caso. Las arcillas, a pesar de que presentan cohesión y las teorías de Estado Límite, de Rankine por ejemplo, que permiten calcular el empuje de tierras llevan a valores negativos del empuje y por tanto podría pensarse que no existirán empujes con este tipo de rellenos,

estudios relativamente recientes han mostrado que, debido a las propiedades de fluencia (consolidación secundaria) que presentan estos suelos, es posible que a largo plazo aparezcan esfuerzos residuales y en consecuencia se incrementen las presiones de tierra sobre el muro.

Otro aspecto fundamental que es indispensable conocer, y que depende en gran parte de la naturaleza del suelo, son las condiciones para que el suelo alcance un estado límite de falla y que conocemos como:

- **Estado activo de presión de tierras:** el cual sobreviene cuando se alcanza la resistencia al esfuerzo cortante del suelo del relleno en una superficie de falla, debido a la pérdida de confinamiento lateral del relleno, es decir, para que este estado se alcance es necesario que exista un desplazamiento del muro en dirección contraria al relleno. En estas condiciones el empuje de tierras es el mínimo posible.
- **Estado pasivo de presión de tierras:** el cual sobreviene cuando se alcanza la resistencia al esfuerzo cortante del suelo del relleno en una superficie de falla, pero en este caso debido al aumento de confinamiento lateral del relleno, y al igual que en el caso anterior, este estado se alcanza cuando se tiene un desplazamiento del muro en dirección del relleno. Este caso corresponde al máximo empuje de tierras posible.

Para que alguna de las dos condiciones de falla anteriores se alcance, es necesario que la estructura del muro se flexione, o bien, que además de cierto grado de flexión que puede presentar la estructura del muro, exista desplazamiento con o sin rotación del cimiento del muro. Obviamente, sólo podrá considerarse la flexión de la estructura en el caso de los muros cuya estructura soporte esfuerzos de tensión. Por lo anterior, es muy importante que el diseñador considere la posibilidad de que el muro pueda sufrir desplazamientos, aun cuando la magnitud de los desplazamientos que se requieren para movilizar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo del relleno parezcan sumamente reducidos, ya que si el cimiento del muro reposa sobre roca y la estructura es muy rígida y está bien empotrada, o por razones de proyecto no se toleran o se imposibilitan aun esos desplazamientos, no podrá alcanzarse un estado límite de falla en el suelo del relleno y, entonces, si el empuje se determinó considerando un **estado activo**, los empujes resultantes serán mayores; mientras que para el caso de **empuje pasivo**, los empujes reales pueden ser sustancialmente menores.

Existe un punto "intermedio" de presiones que es el **ESTADO DE TIERRAS EN REPOSO**, y que corresponde a la presión de tierras que ejerce el suelo de relleno si las presiones, verticales y horizontales, se mantuviesen constantes, es decir, cuando el muro no sufre absolutamente ningún desplazamiento. Para la mayoría de los casos, el diseño del muro se realizará para un estado de presiones que estará dentro del rango impuesto por el **estado activo de presión de tierras** como límite inferior de las presiones, y el **estado de tierras en reposo**, como el límite superior de dicho rango. El estado real de presiones dependerá a la vez, tanto de las características de la estructura del muro y su cimentación como de las características del suelo de relleno y del terreno de cimentación.

EL EMPUJE HIDROSTÁTICO O LAS FUERZAS DE FILTRACIÓN

Probablemente más del 50% de las fallas observadas en muros de contención se deben a la presencia de agua en el suelo del relleno o de una pequeña lámina entre el relleno y el respaldo del muro. En efecto, la magnitud de la presión que puede ejercer el agua sobre el muro es al menos igual pero puede alcanzar hasta 3 ó 4 veces la intensidad de las presiones ejercidas por el suelo de relleno; lo cual es fácil mostrar mediante la ecuación siguiente, que representa la integración de los diagramas de presiones en el caso de un suelo de relleno con presencia de nivel freático en la superficie

$$E = \frac{1}{2} K (\gamma_m - \gamma_w) H^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

donde:

E	es el empuje de tierras horizontal resultante actuando sobre el muro
H	es la altura total del muro en contacto con el relleno
γ_m	es el peso volumétrico del suelo saturado
γ_w	es el peso volumétrico del agua
K	es el coeficiente de empuje de tierras

En la ec 1, en los términos de la derecha la cantidad $(\gamma_m - \gamma_w)$ es del orden de $\gamma_w/2$ y generalmente $K < 1$, por ello es fácil ver que el primero de los términos de la derecha que representa el empuje debido al suelo (en este caso sumergido), puede resultar sustancialmente menor que el segundo término de la parte derecha que representa el empuje del agua. Si $\gamma_m = 2t/m^3$, $\gamma_w = 1t/m^3$, y $K = 0.5$; resulta: $E = 0.5H^2(0.5 + 1.0)$, es decir, la magnitud del empuje debido al agua es el doble del empuje debido al suelo, pero lo más grave es que el empuje resultante en este caso tendrá una magnitud tres veces mayor $\{E = 0.5H^2(1.5)\}$ que la que pudo haberse considerado si se ignoró la presencia del agua $\{E = 0.5H^2(0.5)\}$.

Por esta razón, en muros de contención siempre debe considerarse como premisa de diseño la siguiente frase:

Deberán tomarse todas las medidas necesarias que permitan evitar la acumulación de agua en el suelo del relleno, y con mayor precisión, evitar que se acumule agua en el respaldo del muro.

Lo anterior solamente puede lograrse construyendo un sistema de drenaje seguro y adecuado para la cantidad de agua que podría esperarse por infiltración de agua desde la superficie del relleno, o por aportaciones subterráneas ya sea por la presencia de escurrimientos naturales, tendencia a formar nivel freático o, inclusive, la presencia de fugas en ductos

enterrados. En algunas ocasiones, esto mismo puede llevar a soluciones más costosas que la que resultaría de diseñar al muro para resistir el empuje hidrostático.

Otro aspecto importante relacionado con la presencia de agua en el relleno, es cuando el suelo de relleno consiste en una arena con compacidad suelta o muy suelta, ya que en este caso la acción de un sismo sobre el relleno saturado puede inducir deformaciones considerables o, en el peor de los casos, producir la licuación del suelo.

LAS FUERZAS DEBIDAS A LA FRICCIÓN MURO-SUELO DE RELLENO

Estas fuerzas por lo general favorecen la estabilidad del muro ya que, teóricamente, provocan la inclinación del empuje resultante en sentido favorable para mejorar la estabilidad de la estructura al disminuir el componente horizontal que genera deslizamiento del cimiento y momento de vuelco, e incrementar el componente vertical que aumenta el momento resistente al volcamiento y aumento del componente resistente de fricción entre el cimiento y el suelo.

Ante la acción del sismo, en los muros en voladizo este efecto debe analizarse cuidadosamente, pues si el componente vertical de la aceleración no es despreciable (lo cual no es el caso en el D.F., pero sí en las Zonas Sísmicas C y D de la República Mexicana), su efecto aumenta y reduce cíclicamente las fuerzas favorables a la estabilidad.

LAS SOBRECARGAS EN LA SUPERFICIE

El R.C.D.F. indica que para el análisis de muros de contención en el caso de excavaciones se considere una sobrecarga no menor que 1.5 t/m^2 (Art. 228, Cap. VII del R.C.D.F.), con factor de carga unitario.

Las sobrecargas sobre la superficie del relleno dependerán básicamente del proyecto. En el caso de rellenos que soportarán estructuras, además de considerar la magnitud de la sobrecarga producida por el peso de las edificaciones, deberá considerarse que el desplazamiento del muro puede originar asentamientos diferenciales indeseables para las estructuras y por la importancia de estas estructuras y la función que cumple el muro para garantizar la seguridad. este último podría llegar a clasificarse inclusive como una estructura de Grupo A.

EL PESO PROPIO DEL MURO

El peso propio del muro es el parámetro clave en el caso de **muros de gravedad**, ya que, como su nombre lo indica, es a su peso propio a quien la estructura debe fundamentalmente su estabilidad.

El peso propio del muro es también un parámetro importante cuando el sistema muro-cimentación-relleno se encuentra sometido a la acción del sismo, pues en este caso debe considerarse el efecto del componente horizontal de la aceleración actuando sobre las masas del relleno y del muro.

EL PESO PROPIO DEL RELLENO

En el caso de **muros tipo voladizo** puede sacarse ventaja de la geometría del muro, ya que al peso propio de la estructura (que en este caso es pequeño), se puede sumar el peso propio del suelo de relleno que descansa directamente sobre el cimiento, lo cual puede permitir incrementar sustancialmente tanto el momento como la fuerza de fricción resistentes.

El peso propio del relleno es un parámetro importante cuando se analiza la seguridad del sistema muro-cimentación-relleno, cuando es posible que se presente una falla generalizada o una falla de talud.

LAS FUERZAS SÍSMICAS

Esta fuerzas, en la zona metropolitana del Distrito Federal, se originan por los efectos del componente horizontal de la aceleración sísmica actuando sobre la masa del relleno y del muro mismo. En caso de existir un tirante de agua "libre", también deberá considerarse el empuje hidrodinámico de la masa de agua sobre el muro.

OTRAS ACCIONES

Las fuerzas de coceo producidas por los efectos de estructuras empotradas en la corona del muro, por ejemplo, como sería el caso de estructuras sometidas a empuje del viento que transmiten momentos y cortante al empotramiento.

La compactación del suelo puede generar presiones residuales en el cuerpo del relleno que deberán incluirse en el análisis de empuje de tierras.

3. ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

Para el análisis de los muros de contención se revisarán los siguientes estados límite:

- **ESTADOS LÍMITE DE FALLA.**- Aquéllos que pueden conducir a fallas o daños parciales, a la pérdida significativa de la capacidad del sistema para resistir nuevas aplicaciones de carga, o a la ruina total de la estructura de muro, incluyendo los casos donde por los desplazamientos inducidos en el relleno se provoque daño intolerable en estructuras vecinas. Las revisiones a efectuar serán por lo tanto las siguientes:
 - ✓ **Volteo del muro;** *debe cumplirse que: $M_R/M_V > 2.0$ o bien $1.4M_V < 0.7M_R$, donde M_V y M_R son los momentos resultantes de volteo y resistente, respectivamente .*
 - ✓ **Deslizamiento del cimiento;** *debe cumplirse que: $F_R/F_D > 1.2$ o bien $1.1F_D < 0.9F_R$, donde F_D y F_R son las fuerzas resultantes de deslizamiento y resistente, respectivamente .*
 - ✓ **Capacidad de carga del terreno de cimentación;** debe revisarse que el problema de capacidad de carga de la misma forma que se realiza para las cimentaciones superficiales, destacando la revisión que las presiones de contacto en la orilla y esquinas del cimiento no excedan el esfuerzo de fluencia del suelo de apoyo.
 - ✓ **Rotura estructural del muro.** En el caso de muros sin acero de refuerzo, debe verificarse que en ningún punto de la estructura se presenten esfuerzos de tensión que provocarían el agrietamiento de la estructura. Cuando exista acero de refuerzo, la estructura se revisará con los métodos reconocidos para concreto reforzado.
 - ✓ **Falla generalizada por capacidad de carga bajo el sistema muro-cimentación-suelo.** Se revisará la capacidad de carga del terreno que soporta el conjunto muro-relleno. Esta revisión es importante cuando el sistema muro-cimiento-relleno se desplante sobre un estrato compresible de espesor igual o mayor que la altura del muro.
 - ✓ **Deslizamiento de talud para sistemas en laderas.** Esta revisión es conveniente cuando el sistema muro-cimiento-relleno se encuentre ubicado sobre una ladera. Serán

aplicables los métodos convencionales para análisis de estabilidad de taludes.

- ✓ **Licuación de suelos constituidos por arena o limo de baja plasticidad, de compacidad suelta.** La utilización de rellenos de arena de compacidad suelta es desaconsejable por los problemas de licuación que pueden presentarse cuando el suelo se encuentre saturado y ocurra un sismo, y aun ante las posibles fluctuaciones del nivel freático, en condiciones normales de servicio.

- **ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.-** Cuando la magnitud de las deformaciones del sistema muro-cimentación-relleno afecte significativamente, de manera parcial o total, el destino de alguno de los componentes del sistema, incluyendo los daños que alteren las condiciones de servicio de estructuras o ductos localizados en la vecindad del sistema, o de pavimentos construidos sobre el relleno; pero que no afecten la capacidad de los elementos del sistema para soportar nuevas cargas. La revisión se centrará principalmente en análisis de deformaciones del suelo (inmediatas y diferidas), y de la estructura del muro.

3.1 ACCIONES PERMANENTES Y VARIABLES

El R.C.D.F. indica que para muros de menos de 6 metros de altura, el método semi-empírico de Terzaghi es aceptable para estimar los empujes actuantes, siempre y cuando se satisfagan los requisitos de drenaje, lo cual implica la ausencia de presiones hidrostáticas. En caso de tener una carga uniformemente repartida sobre el relleno, ésta podrá considerarse como un peso adicional equivalente de material de relleno. El mismo Reglamento indica que en muros donde se exceda esta altura de 6 metros, debe realizarse un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los efectos que se indican a continuación:

- * **Restricciones del movimiento del muro**
- * **Tipo de relleno**
- * **Compactación del relleno**
- * **Base del muro**

Esta especificación debe interpretarse con precaución, ya que uno de los aspectos fundamentales que rigen la profundidad y detalle del diseño es el **DESTINO DE LA ESTRUCTURA**. Así, aun cuando la altura del muro fuese inferior a 6 m, pero si la falla del sistema muro-cimentación-relleno puede inducir daños importantes sobre una estructura vecina, dicho sistema debería considerarse pertenecer al mismo grupo que la estructura. Por ejemplo, un muro que contiene un relleno sobre el cual se va a desplantar un tanque de almacenamiento que se clasifica como de Grupo A, el muro debe considerarse como una estructura de grupo A, y por ello aun cuando su altura fuese de 3 m, el análisis deberá mostrar que la estabilidad del sistema muro-cimentación-relleno se estudió con todo detalle y empleando métodos más rigurosos que el método aproximado de Terzaghi sugerido por el R.C.D.F. para muros de menos de 6 m de altura.

Podría decirse que la utilización del método aproximado de Terzaghi es un criterio que permite estimar de manera gruesa los empujes de tierra en rellenos secos o perfectamente drenados y, aunque bastaría para el diseño de muros de contención de poca importancia, donde los empujes de tierra no sean determinantes para el diseño, es conveniente recurrir a métodos más racionales o refinados cuando esas no sean las condiciones del proyecto.

Entre los métodos o criterios que pueden emplearse para calcular los empujes de tierra sobre el muro de contención, sujeto a los efectos de acciones permanentes incluyendo las variables, cabe citar los siguientes:

- ✓ **Método de Rankine**, basado en la teoría de estado límite en plasticidad para un cuerpo que posee cohesión y fricción (o sólo alguna de las dos propiedades), y postulando que su comportamiento es de tipo rígido-plástico.
- ✓ **Método de Coulomb**, basado en la teoría de Coulomb para un material friccionante (aunque también puede introducirse la cohesión).

Es importante tener presente que las arcillas o suelos finos, así como suelos granulares conteniendo más de 15 % de arcilla o limo, no son aconsejables para emplearse como materiales de relleno. Sin embargo, cuando su utilización es inevitable, los empujes de tierra deben calcularse sobre la base de que se trata de empujes originados por el suelo en **estado de reposo**, e inclusive, en algunos casos deberán considerarse presiones mayores debido al potencial de problemas que pueden derivarse de sus malas características para drenar, cambios volumétricos (expansión y consolidación), así como el problema de fluencia o consolidación secundaria.

3.2 ACCIONES ACCIDENTALES: SISMO

De acuerdo a lo estipulado en las N.T.C. PARA DISEÑO POR SISMO de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el D.F. publicadas en la *Gaceta Oficial del Departamento del D.F. del 5 de noviembre de 1987*, en la fracción 10, inciso 10.2 **Muros de Retención**, los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de retención (o

muros de contención), debidos a la acción de los sismos, se valorarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical y a una aceleración horizontal igual a $c/3$ veces la gravedad.

El coeficiente sísmico, a ($=c/3$), que debe emplearse, resulta de considerar una amplificación del movimiento de un 33% sobre la aceleración del terreno (a_0), luego de considerar que esta última es igual a: $a_0=c/4$. Esto conduce a considerar un coeficiente sísmico igual a 0.133 para muros clasificados, por su importancia y destino, como de Grupo B, y a un valor de 0.20 para los clasificados como de Grupo A. En el caso de los muros que pueden clasificarse como de grupo C no se requiere efectuar el diseño por sismo. En muros de contención el factor de comportamiento sísmico debe considerarse igual a la unidad (1.0), ya que la disipación de la energía aportada por el sismo ocurre fundamentalmente en el suelo de relleno.

Este criterio puede bastar cuando la seguridad de la estructura de retención no compromete seriamente la estabilidad de alguna estructura vecina de importancia, en cuyo caso se justificará emplear un criterio más refinado, de manera que se considere la naturaleza dinámica del fenómeno, así como la posibilidad de que se tengan mayores niveles de amplificación debido, entre otras causas, a la flexibilidad de la estructura y del relleno.

Uno de estos criterios es el desarrollado por Arias *et al.*, y que se muestra en el Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, (1993).

Ante el efecto del sismo, deberán revisarse la seguridad del sistema muro-cimentación-relleno considerando como para el caso de la combinación de solicitación permanente y variable, los siguientes mecanismos de falla:

- ✓ Volteo del muro; *debe cumplirse que: $M_R/M_V > 1.5$ o bien $1.1M_V < 0.7M_R$* , donde M_V y M_R son los momentos resultantes de volteo y resistente, respectivamente .
- ✓ Deslizamiento del cimiento; *debe cumplirse que: $F_R/F_D > 1.2$ o bien $1.1F_D < 0.9F_R$* , donde F_D y F_R son el cortante basal y la fuerza resistente que se opone al deslizamiento, respectivamente.
- ✓ Capacidad de carga del terreno de cimentación.
- ✓ Rotura estructural del muro.
- ✓ Falla generalizada por capacidad de carga bajo el sistema muro-cimentación-suelo.
- ✓ Deslizamiento de talud para sistemas en laderas.
- ✓ Licuación de suelos constituidos por arena o limo de baja plasticidad, de compacidad suelta.

4. ALGUNOS MÉTODOS DE ANÁLISIS BAJO ACCIONES PERMANENTES Y VARIABLES

En la **fig 1** se muestra la relación entre el sentido y magnitud de la rotación del muro y la variación de un estado activo a un estado pasivo de empuje de tierras. En esa misma figura se indica el orden de magnitud de la rotación necesaria para que pueda considerarse la posibilidad de alcanzar el equilibrio plástico para los casos activo y pasivo, en función de la compacidad del suelo puramente friccionante y de la consistencia del suelo cohesivo.

En la **fig 2** se da un conjunto de fórmulas para calcular las presiones correspondientes a los estados activo y pasivo de empuje de tierra, según la naturaleza del suelo que constituye el relleno: granular o puramente friccionante, sólo cohesivo, o suelo con cohesión y fricción. Notar que no se incluye la presencia de empujes hidrostáticos; y recuérdese que la intensidad de la presión de tierras depende de que efectivamente se pueda generar la falla del suelo de relleno, es decir, con respecto a la **fig 1**, el muro debe permitir un desplazamiento lateral del cuerpo del relleno. Se utiliza el criterio de Rankine.

En la **tabla 1** se reportan órdenes de magnitud del valor del coeficiente de fricción que puede presentarse en la interfaz que forma el material del muro en contacto con el suelo que constituye el relleno. Antes de incluir el efecto de la fuerza de fricción que pudiese existir entre el muro y el relleno, que generalmente actúa a favor de la estabilidad del muro, debe considerarse que para movilizar dicha fuerza de fricción es necesario que ocurra un desplazamiento relativamente importante a nivel de la interfaz muro-suelo; por ello, y como esos desplazamientos pueden conducir a movimientos significativamente mayores a los necesarios para movilizar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo en la superficie de falla al interior del relleno que provoca el estado activo de presión de tierras, con frecuencia es conveniente considerar solamente una fracción de la fuerza de fricción total que podría desarrollarse en la interfaz.

En la **fig 3** se da un nomograma que permite estimar el coeficiente de presión de tierras, en estado activo y pasivo, para el caso de rellenos, sin agua, y con superficie inclinada y constituidos por suelos puramente friccionantes, en función del ángulo de fricción interna y del ángulo de inclinación de la superficie del relleno. Para este mismo problema, el nomograma de la **fig 4** permite estimar la inclinación de la superficie de falla con respecto al plano que forma el respaldo del muro. El criterio empleado corresponde a la teoría de Coulomb.

De acuerdo a Caquot y Kerisel, es posible calcular el empuje de tierras utilizando el método de la espiral logarítmica. En la **fig 5** se da un nomograma que permite estimar los coeficientes activo y pasivo de presión de tierras, en función del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ), (puramente friccionante), del cociente entre el ángulo de fricción en la interfaz muro-suelo (δ) y el ángulo ϕ , así como del ángulo de inclinación del respaldo del muro (θ) con

respecto a la vertical. El relleno se considera seco y con superficie horizontal. Para el caso donde se tenga un relleno con superficie inclinada, de la **fig 6** se puede estimar el valor del coeficiente de empuje de tierra para los casos activo o pasivo.

En el caso I ilustrado en el recuadro superior de la **fig 7** se muestra el problema general del cálculo de empuje activo empleando el criterio de Rankine, incluyendo, ahora sí, la presencia de sobrecarga y de nivel de agua freática en el cuerpo del relleno. En el caso II reportado en el recuadro inferior de la misma figura se ilustra un procedimiento de cálculo del empuje activo para el caso donde se tiene un relleno estratificado con superficie de escurrimiento inclinada, fricción en la interfaz muro-suelo, sobrecarga irregular y forma compleja de la superficie del relleno.

Las fórmulas generales para los suelos friccionantes de acuerdo con el criterio de Coulomb se reportan en la **fig 8**.

En la **fig 9** se muestra el procedimiento de cálculo para el empuje pasivo, al igual que aparece para el caso activo en la **fig 7**.

Debido a la importancia que tiene considerar los efectos del empuje hidrostático se adjunta la **fig 10**, donde se ilustran los siguientes casos:

- ✓ **fig 10**, recuadro superior.- Nivel de agua estático.
- ✓ **fig 10**, recuadro central.- Efecto de la infiltración de agua de lluvia en el caso de muros dotados con pantalla de drenaje vertical sobre el respaldo: fuerzas de filtración.
- ✓ **fig 10**, recuadro inferior.- Efecto de la infiltración de agua de lluvia en el caso de presentarse flujo de agua bajo el muro por existir una carga hidráulica diferencial entre el frente y el respaldo del muro. La estructura del muro se considera impermeable.

Las **figs 11 y 12** permiten calcular de manera simple el efecto de sobrecargas lineal, puntual y uniformemente repartidas de extensión finita, actuando sobre la superficie del relleno. En los diagramas de la **fig 11** (sobrecarga lineal y puntual), se supone que el muro es infinitamente rígido, sin desplazamientos, lo cual es conservador en muchos casos. Los resultados obtenidos al utilizar la **fig 12** pueden ser también conservadores si hubiese movimientos del muro.

Los efectos de las presiones inducidas por el proceso de compactación del relleno durante la construcción pueden estimarse mediante la **fig 13** para el caso de los suelos puramente friccionantes.

5. ANÁLISIS SÍSMICO

A continuación se adjunta el contenido de la última versión (1993) del Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, donde se presentan algunos criterios para realizar el análisis sísmico de muros de retención.

Si bien el contenido de dicho manual esta enfocado a cubrir el diseño por sismo a la escala de todo el país, es posible considerar la aplicación de las técnicas de análisis ahí plasmadas para el caso de la Zona Metropolitana de Distrito Federal (ZMDF) si se considera que el coeficiente sísmico a utilizar para la ZMDF es, como ya se indicó anteriormente, igual a:

✓ $a = 0.133$ para muros de contención clasificados como de Grupo B

✓ $a = 0.200$ para muros de contención clasificados como de Grupo A

6. CONSIDERACIONES ESPECIALES

6.1 CONTRIBUCIÓN DE LA PRESIÓN PASIVA EN LA ESTABILIDAD

En la revisión de la seguridad contra volcamiento y deslizamiento del muro, es relativamente común que se considere la contribución a la estabilidad del muro del empuje pasivo que se supone actuar en el pie del muro (lado contrario al relleno). Esto es muy discutible por las siguientes causas.

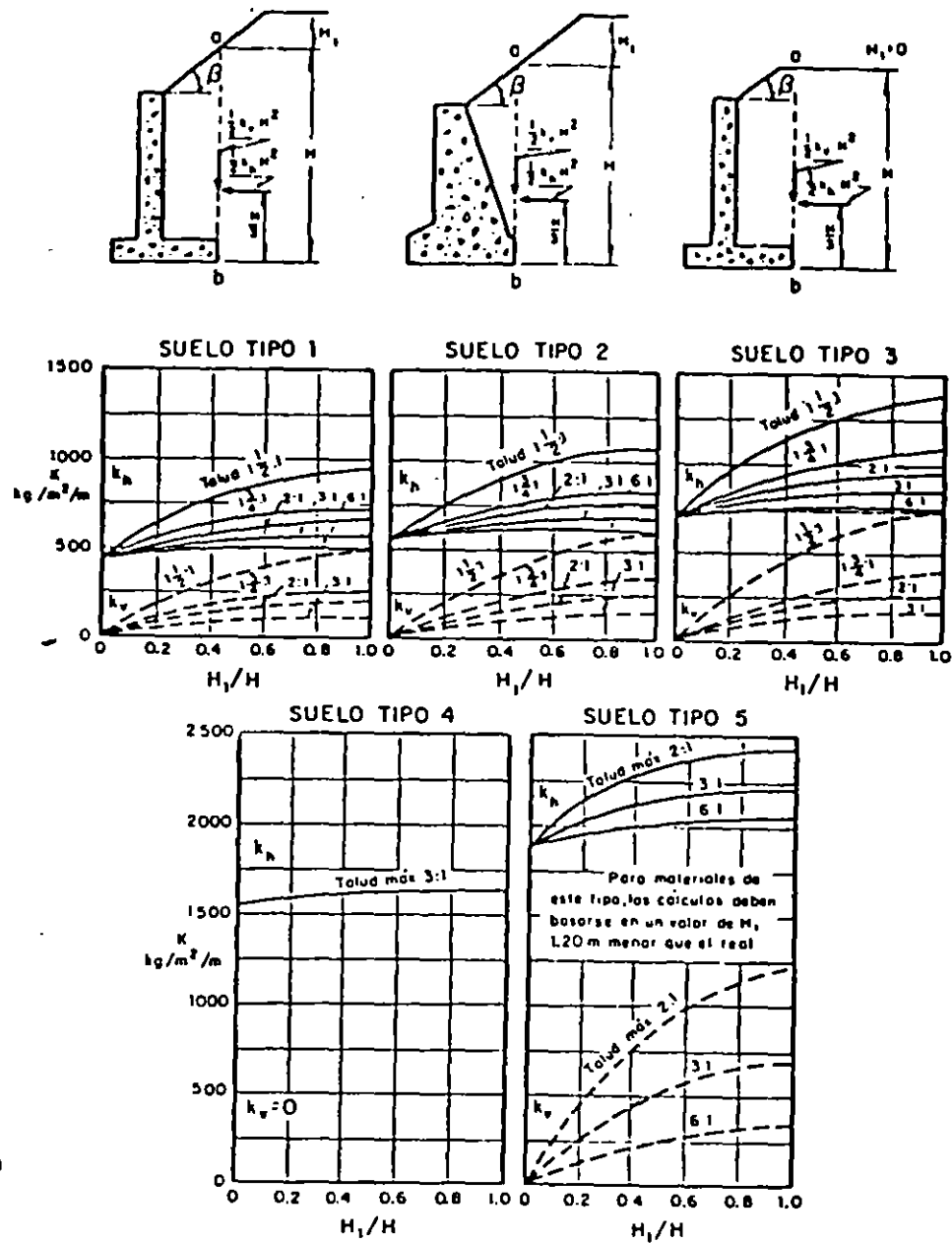
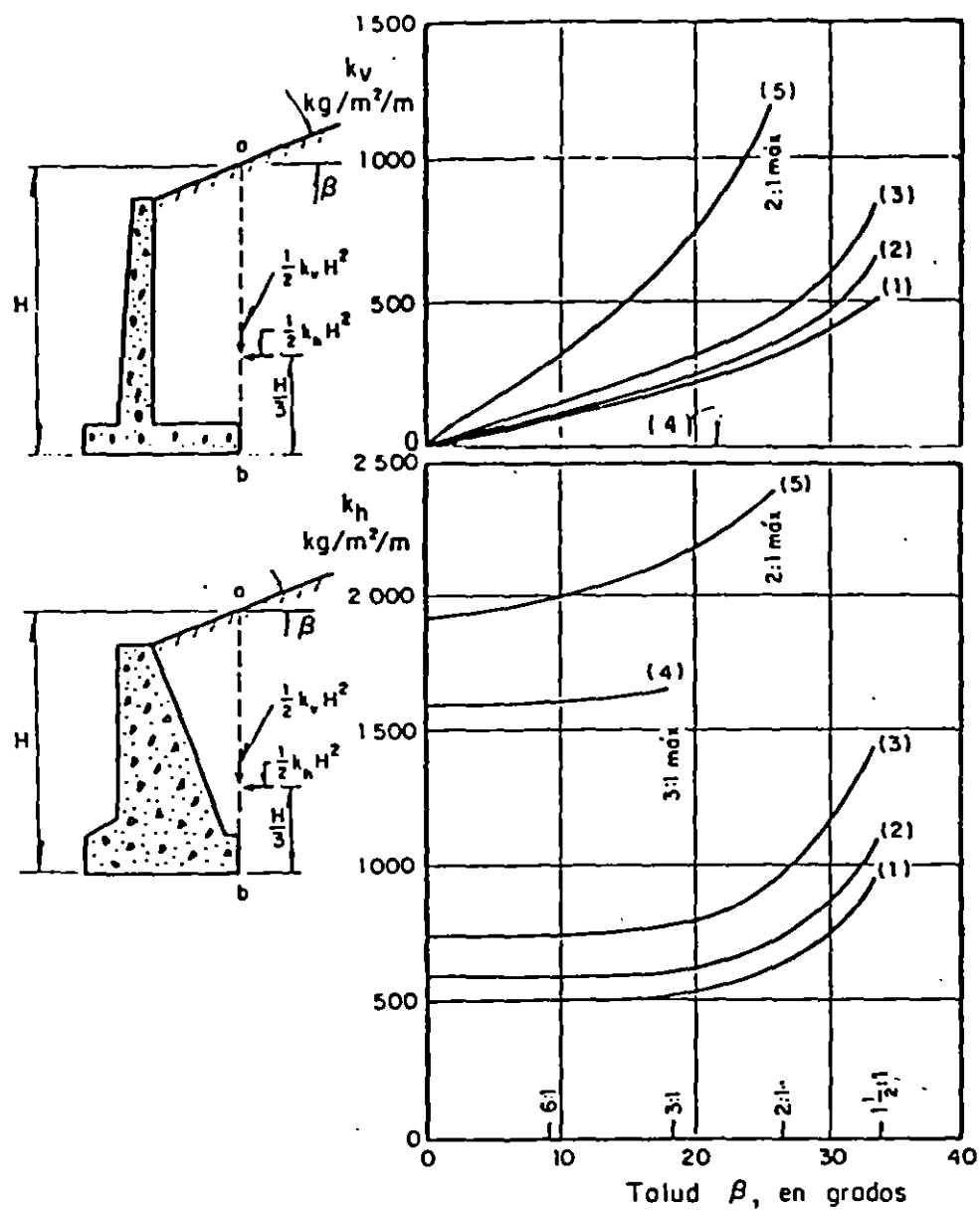
- a) Para movilizar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo que corresponde al estado pasivo de presión de tierras, es necesario considerar que las deformaciones inducidas por el desplazamiento del muro debido al empuje activo actuando sobre su respaldo no

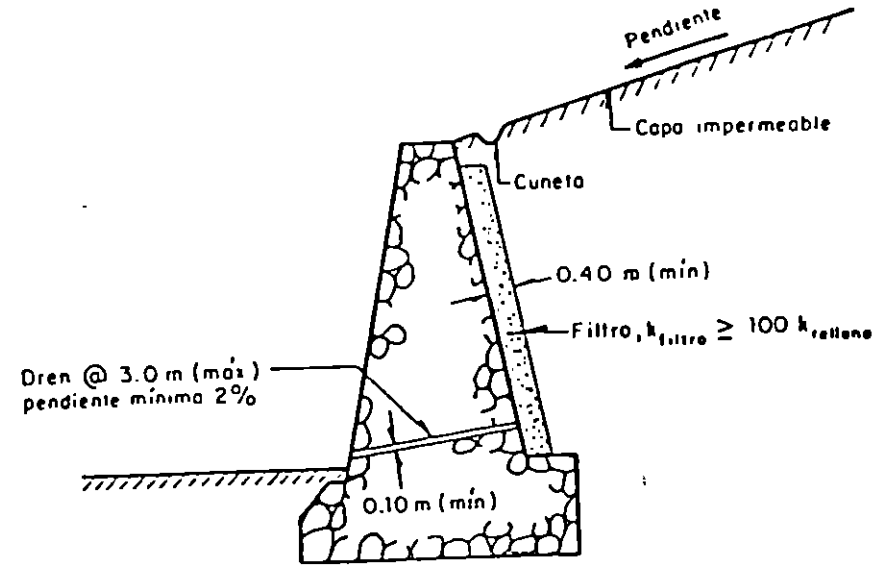
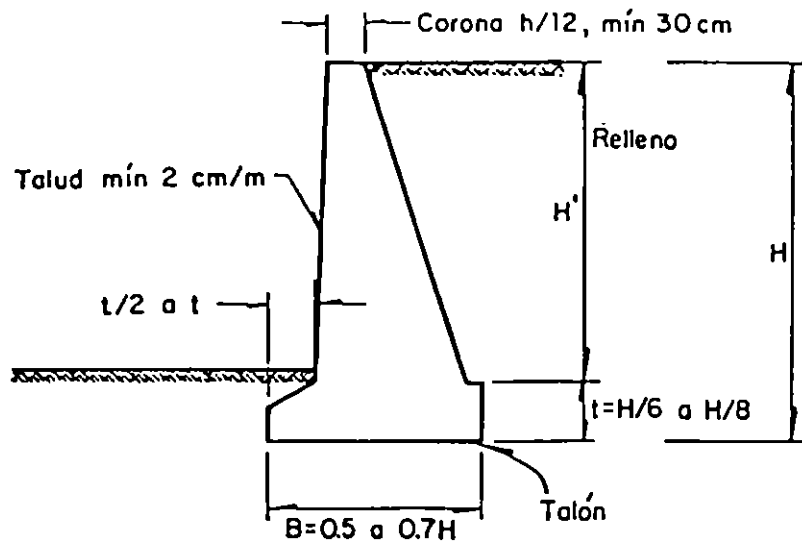
alcanzan la magnitud necesaria para provocar la falla de la cuña de suelo que se supone en estado pasivo, es decir, existe incompatibilidad entre los niveles de deformación que se requieren para movilizar el estado activo y pasivo en el suelo. Debido a lo anterior, a lo más sólo podría considerarse que es una fracción del empuje pasivo la podría mobilizarse.

- b) Por otra parte, la posibilidad de que durante la vida útil de la estructura de contención se realicen excavaciones y remoción de suelo en la zona donde se supone se tiene el empuje pasivo, ya sea por trabajos de mantenimiento, instalación de ductos enterrados u otras causas, llevaría a anular en forma parcial o total la contribución de este componente resistente que se consideró en los análisis y de cuya presencia efectiva podría depender el buen comportamiento del muro. Es por ello, que solamente en los casos donde exista una consigna explícita y clara de que este suelo permanecerá siempre en su lugar, que sería admisible incluir su contribución para la estabilidad del muro.

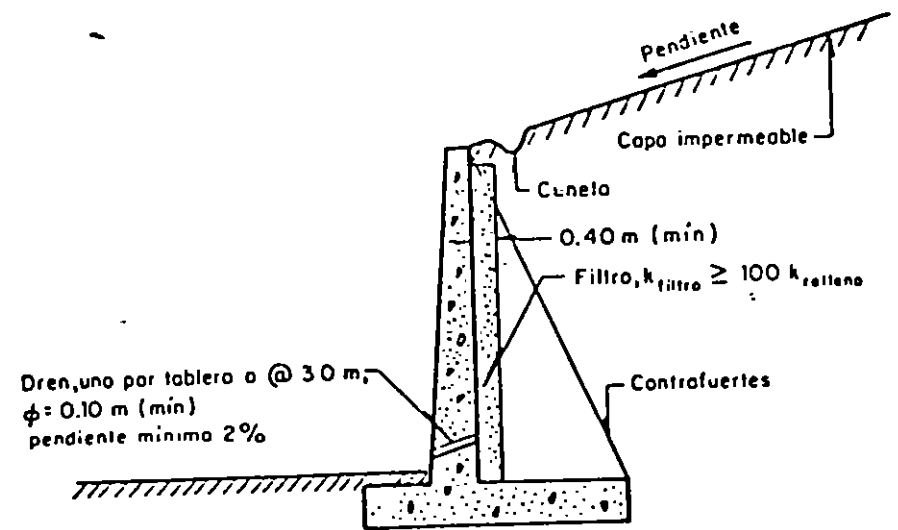
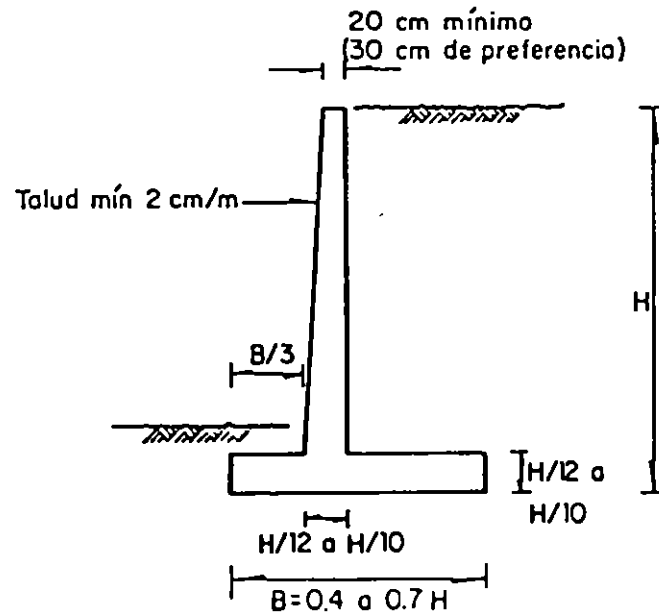
6.2 VERIFICACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS DEL MURO

A fin de verificar que las hipótesis de análisis se verifican realmente, es necesario cuantificar los desplazamientos del muro debidos a la rotación del cimiento y a la deflexión de la estructura del muro. Este análisis puede realizarse considerando la interacción suelo-cimentación del muro, así como efectuando un análisis de deformación de la estructura, cuando se trate de un muro tipo voladizo, suponiendo en primera aproximación que el muro puede idealizarse como una viga en flexión empotrada en la base, soportando carga horizontal uniformemente repartida. En el caso donde se requiera una mejor aproximación para el cálculo de las deformaciones propias de la estructura, ésta podrá analizarse como viga de corte y flexión, imponiéndole los diagramas de presión de tierras que resulten del análisis geotécnico.





a) Muro de mampostería



b) Muro de concreto

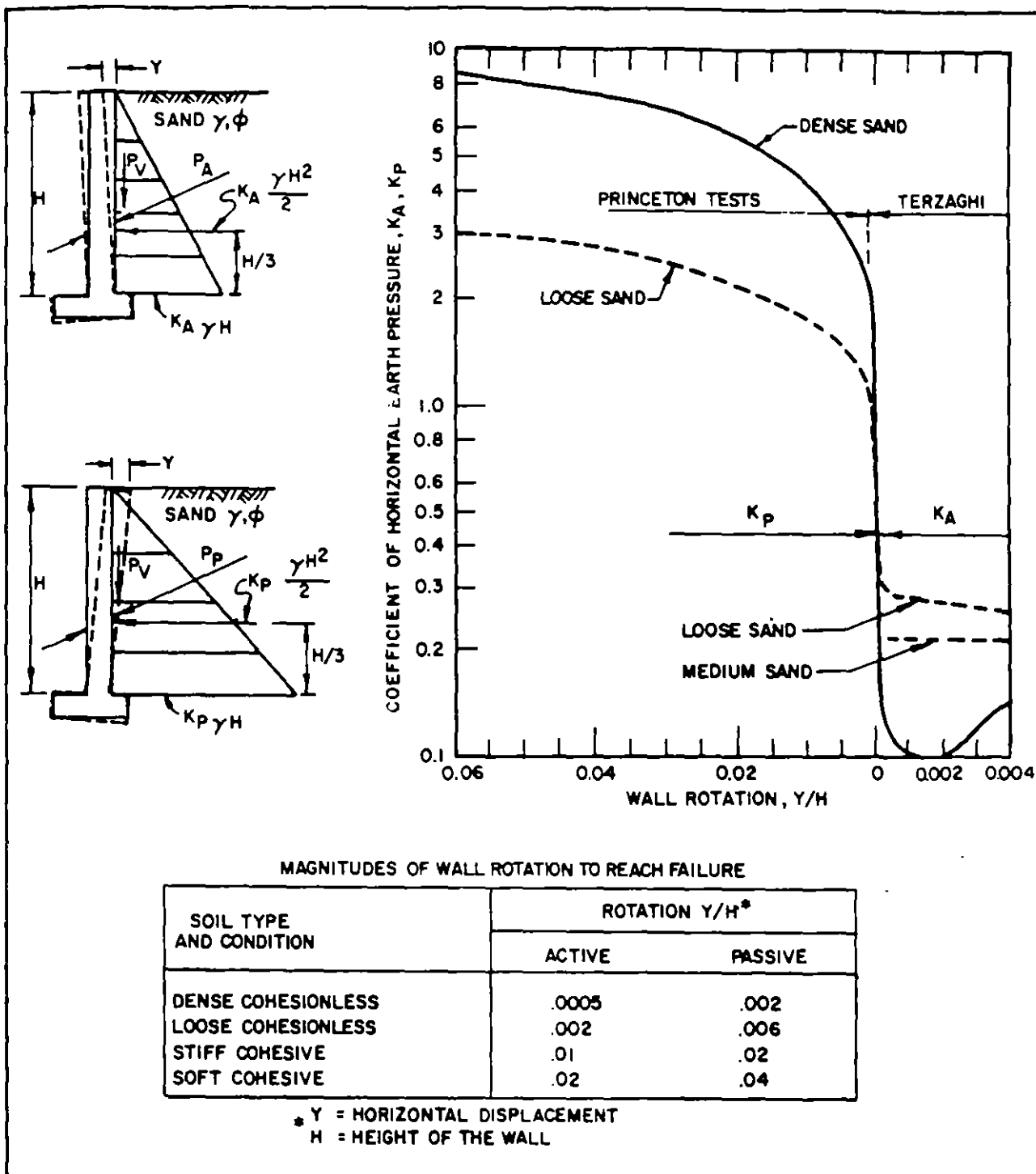


FIGURE 1
 Effect of Wall Movement on Wall Pressures

fig 1

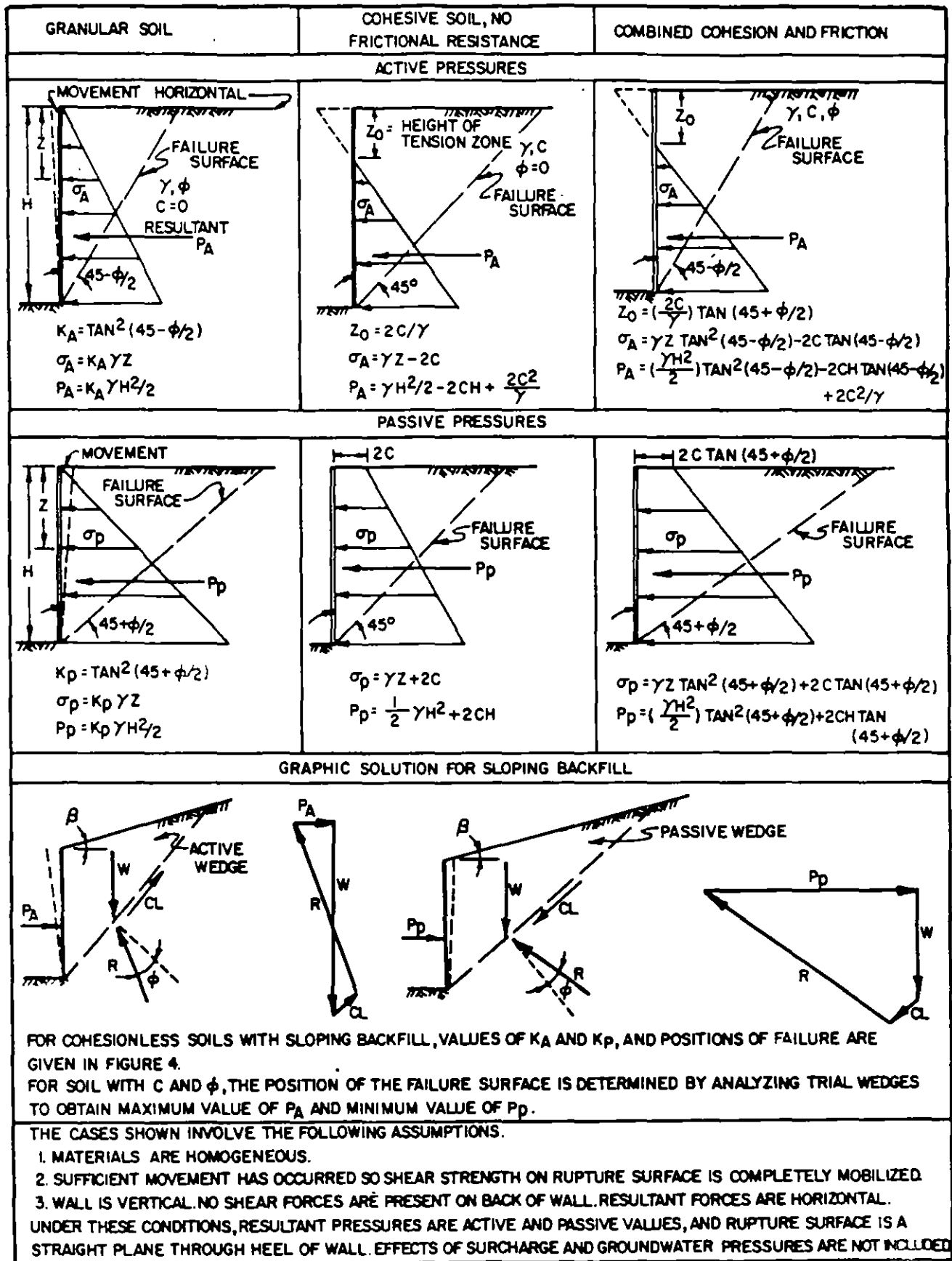
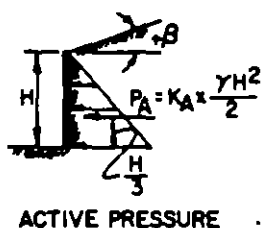
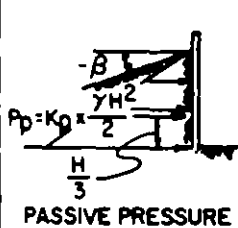
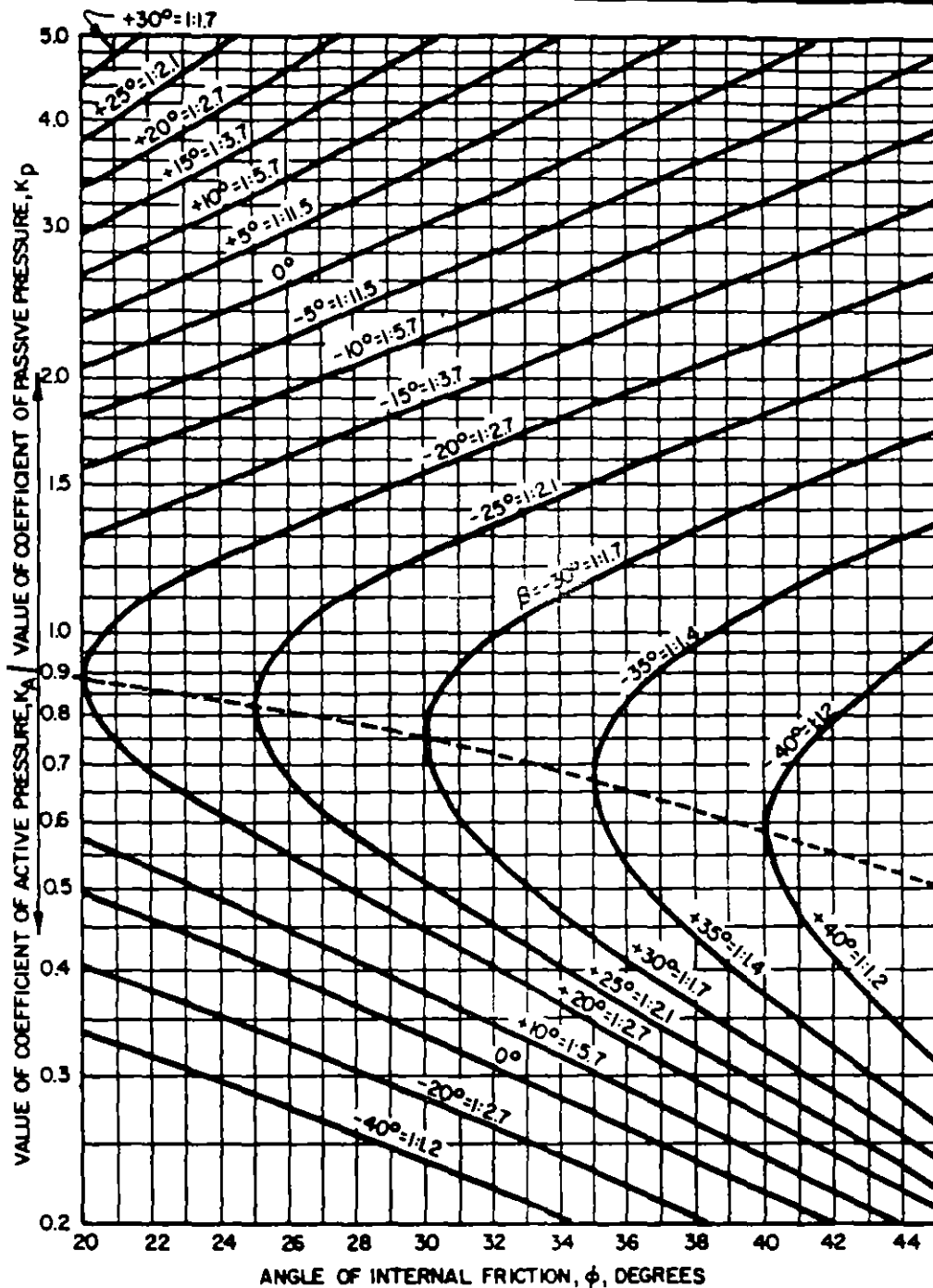


FIGURE 2
Computation of Simple Active and Passive Pressures

fig 2

TABLE 1
Ultimate Friction Factors and Adhesion for Dissimilar Materials

Interface Materials	Friction factor, $\tan \delta$	Friction angle, δ degrees
Mass concrete on the following foundation materials:		
Clean sound rock.....	0.70	35
Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand...	0.55 to 0.60	29 to 31
Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel.....	0.45 to 0.55	24 to 29
Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand.....	0.35 to 0.45	19 to 24
Fine sandy silt, nonplastic silt.....	0.30 to 0.35	17 to 19
Very stiff and hard residual or preconsolidated clay.....	0.40 to 0.50	22 to 26
Medium stiff and stiff clay and silty clay.....	0.30 to 0.35	17 to 19
(Masonry on foundation materials has same friction factors.)		
Steel sheet piles against the following soils:		
Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls.....	0.40	22
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size hard rock fill.....	0.30	17
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	0.25	14
Fine sandy silt, nonplastic silt.....	0.20	11
Formed concrete or concrete sheet piling against the following soils:		
Clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded rock fill with spalls.....	0.40 to 0.50	22 to 26
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size hard rock fill.....	0.30 to 0.40	17 to 22
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	0.30	17
Fine sandy silt, nonplastic silt.....	0.25	14
Various structural materials:		
Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks:		
Dressed soft rock on dressed soft rock.....	0.70	35
Dressed hard rock on dressed soft rock.....	0.65	33
Dressed hard rock on dressed hard rock.....	0.55	29
Masonry on wood (cross grain).....	0.50	26
Steel on steel at sheet pile interlocks.....	0.30	17
Interface Materials (Cohesion)	Adhesion C_a (psf)	
Very soft cohesive soil (0 - 250 psf)	0 - 250	
Soft cohesive soil (250 - 500 psf)	250 - 500	
Medium stiff cohesive soil (500 - 1000 psf)	500 - 750	
Stiff cohesive soil (1000 - 2000 psf)	750 - 950	
Very stiff cohesive soil (2000 - 4000 psf)	950 - 1,300	



$$K_A = \left[\frac{\cos \phi}{1 + \sqrt{\sin \phi (\sin \phi - \cos \phi \tan \beta)}} \right]^2; \quad K_P = \left[\frac{\cos \phi}{1 - \sqrt{\sin \phi (\sin \phi + \cos \phi \tan \beta)}} \right]^2$$

K_A & K_P = COEFFICIENTS FOR COULOMB'S EQUATION FOR ACTIVE AND PASSIVE EARTH PRESSURE (NO SHEAR STRESS ON VERTICAL PLANES).

P_A = ACTIVE RESULTANT ϕ = ANGLE OF INTERNAL FRICTION

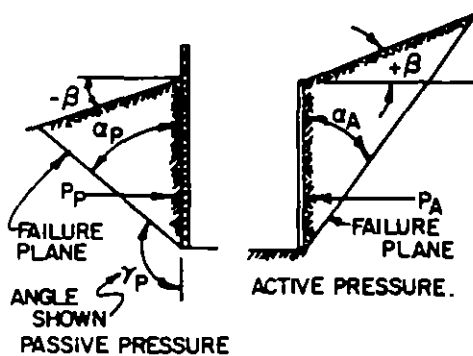
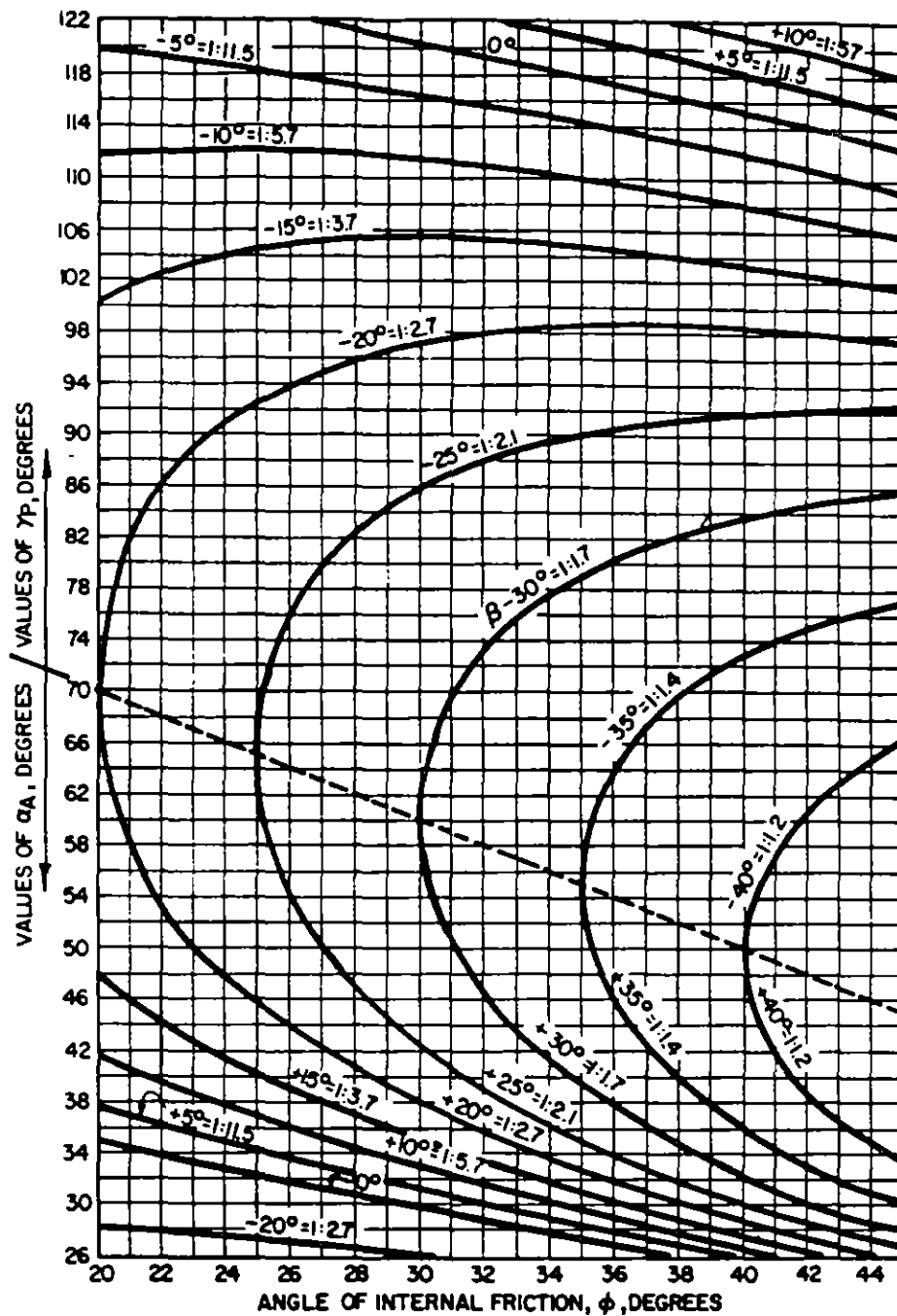
P_P = PASSIVE RESULTANT β = SLOPE ANGLE

γ = UNIT WEIGHT OF SOIL

H = HEIGHT OF WALL

FIGURE 3
Active and Passive Coefficients, Sloping Backfill
(Granular Soils)

fig 3



$$\cot \alpha_A = \tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi - \frac{\tan \beta}{\sin \phi \cos \phi}}$$

$$\cot \alpha_P = -\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi - \frac{\tan \beta}{\sin \phi \cos \phi}}$$

α_A & α_P = ANGLE BETWEEN CRITICAL FAILURE PLANE AND VERTICAL

ϕ = ANGLE OF INTERNAL FRICTION

β = SLOPE ANGLE

THE ANGLES SHOWN CORRESPOND TO THE COEFFICIENTS OF ACTIVE AND PASSIVE PRESSURE GIVEN IN FIGURE 3.

FIGURE 4
Position of Failure Surface for Active and Passive Wedges
(Granular Soils)

fig 4

REDUCTION FACTOR (R) OF K_p FOR VARIOUS RATIOS OF $-\delta/\phi$									
$\phi \backslash \delta/\phi$	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0	
10	.978	.962	.946	.929	.912	.898	.881	.864	
15	.961	.934	.907	.881	.854	.830	.803	.775	
20	.939	.901	.862	.824	.787	.752	.716	.678	
25	.912	.860	.808	.759	.711	.666	.620	.574	
30	.878	.811	.746	.686	.627	.574	.520	.467	
35	.836	.752	.674	.603	.536	.475	.417	.362	
40	.783	.682	.592	.512	.439	.375	.316	.262	
45	.718	.600	.500	.414	.339	.276	.221	.174	

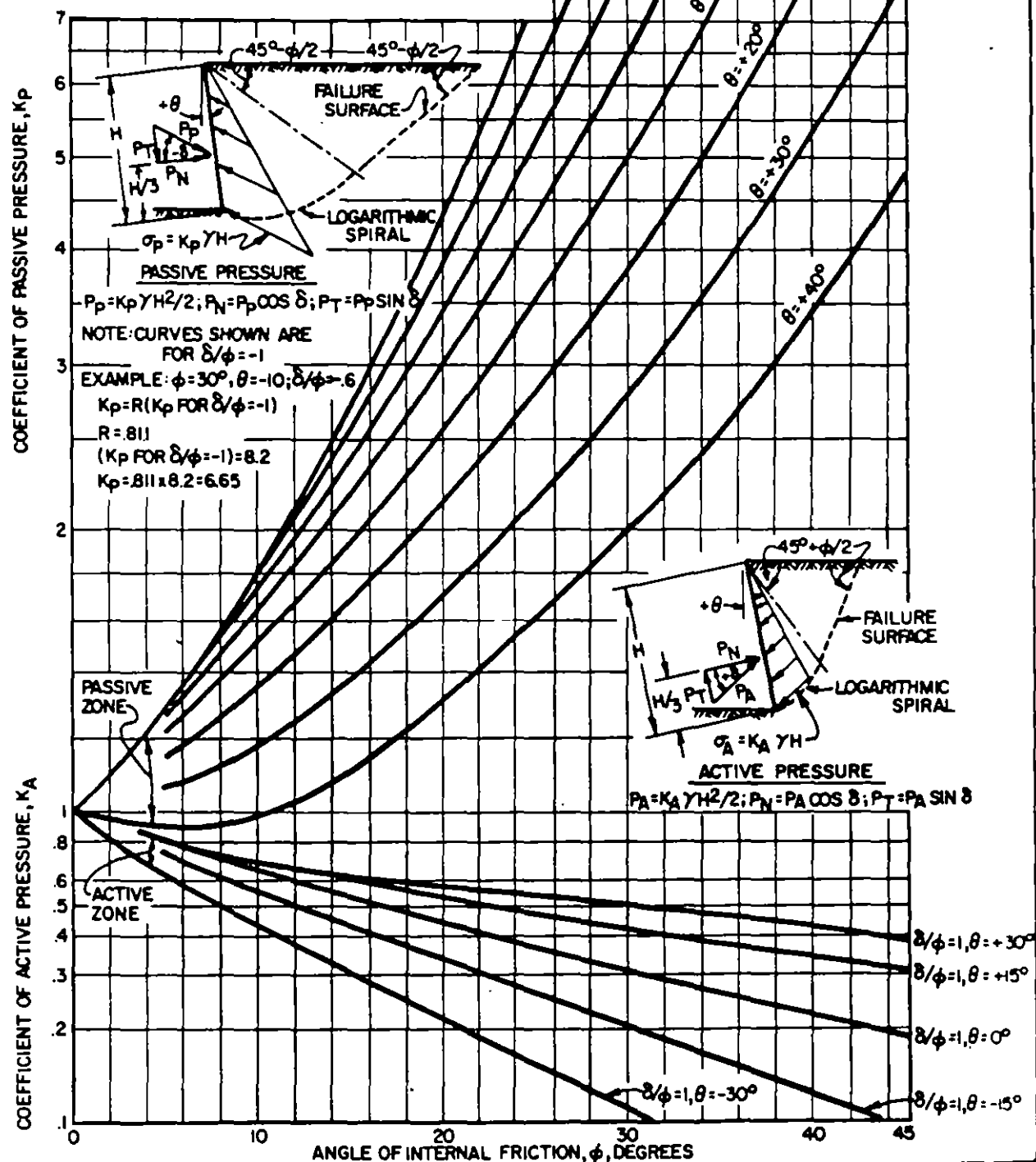


FIGURE 5
Active and Passive Coefficients with Wall Friction
(Sloping Wall)

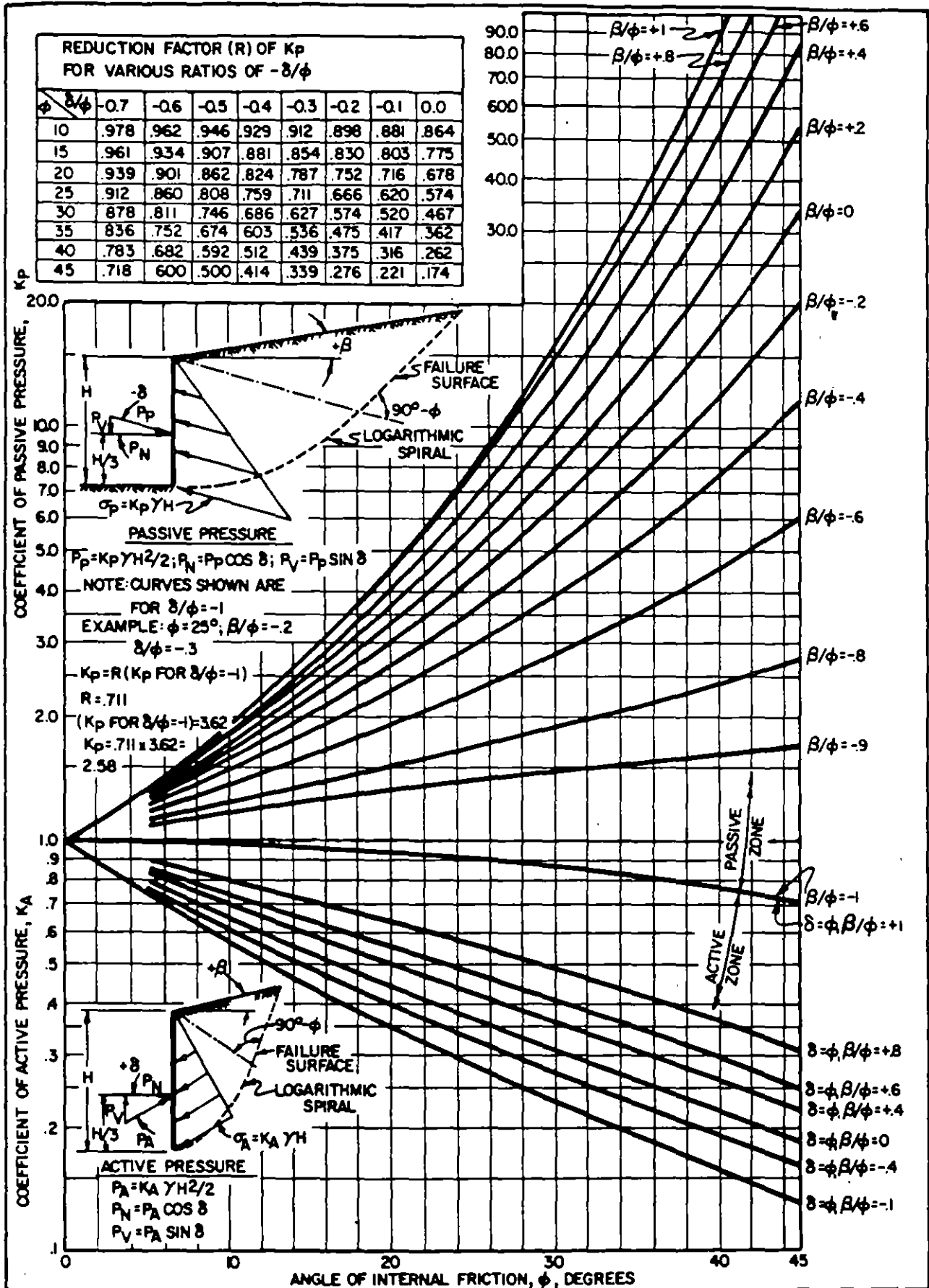


FIGURE 6
Active and Passive Coefficients with Wall Friction
(Sloping Backfill)

fig 6

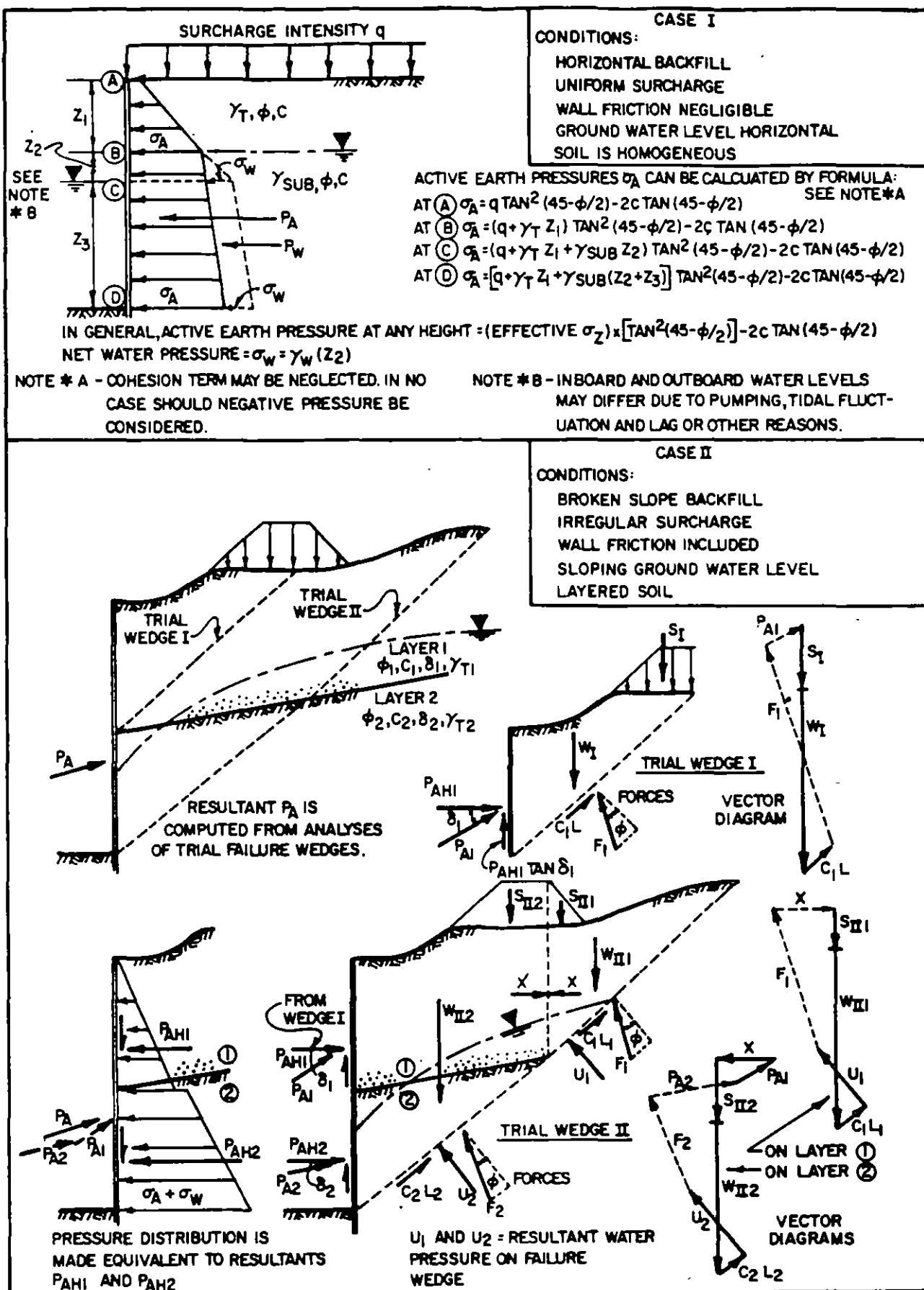
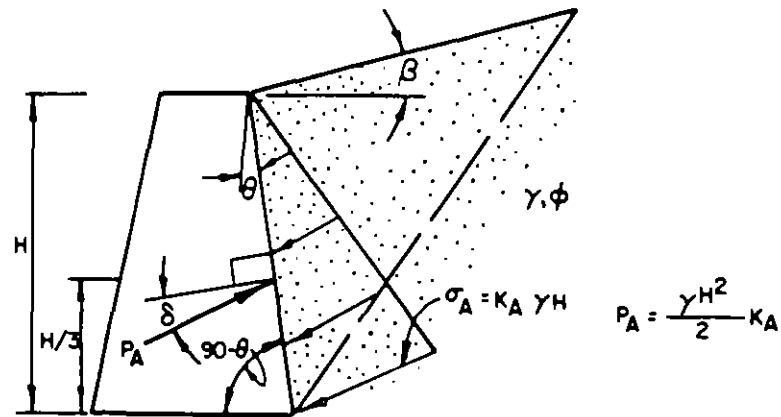
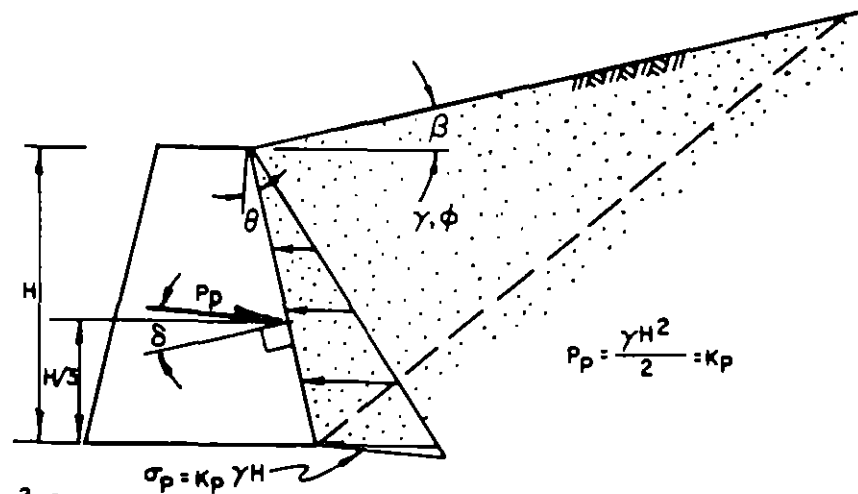


FIGURE 7
 Computation of General Active Pressures



$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$



$$K_P = \frac{\cos^2(\theta + \phi)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$

K_P VALUES ARE SATISFACTORY FOR $\delta \leq \phi/3$ BUT ARE UNCONSERVATIVE FOR $\delta > \phi/3$ AND THEREFORE SHOULD NOT BE USED.

FIGURE 8
Coefficients K_A and K_P for Walls with Sloping Wall and Friction, and Sloping Backfill

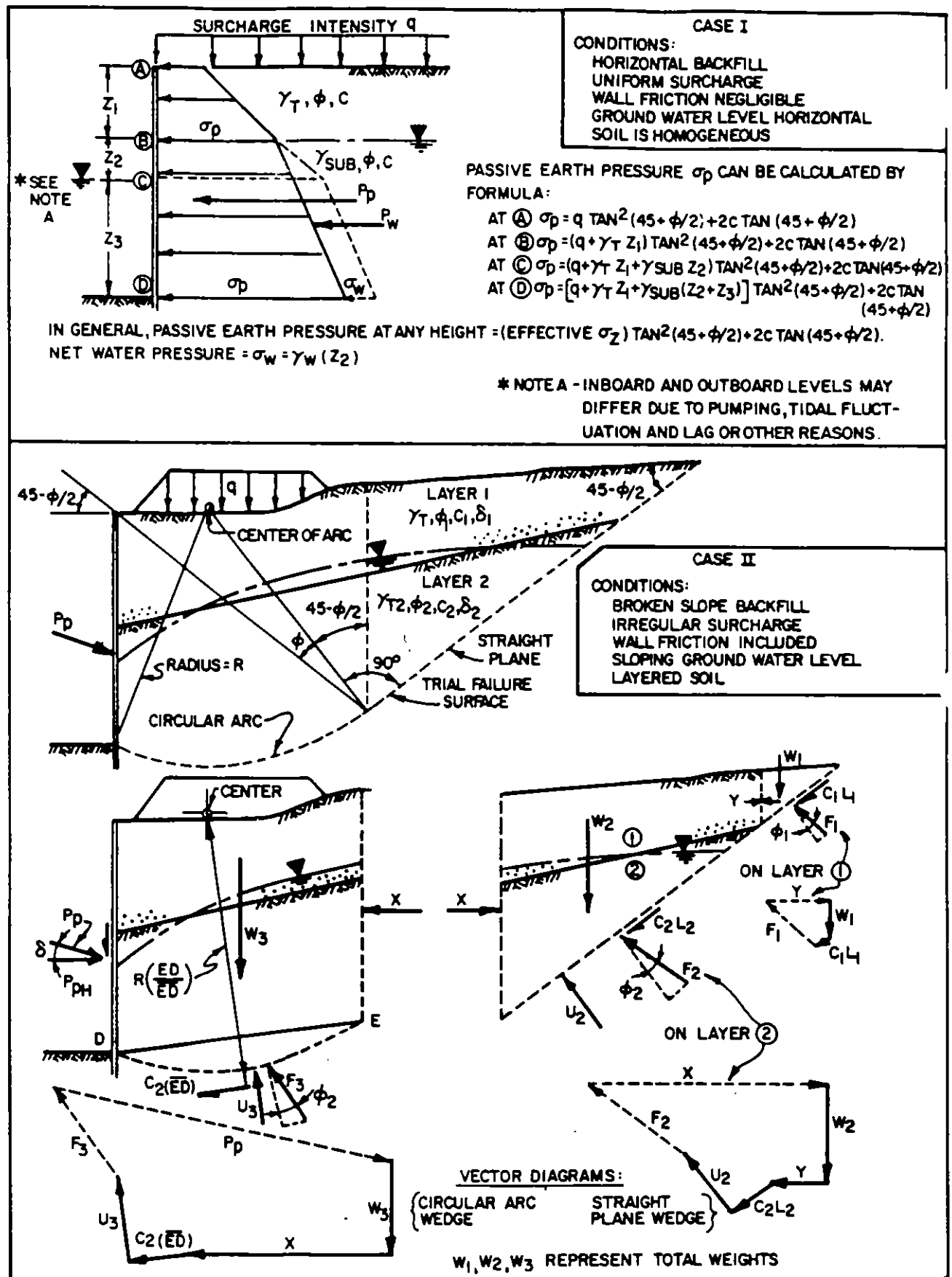


FIGURE 9
 Computation of General Passive Pressures

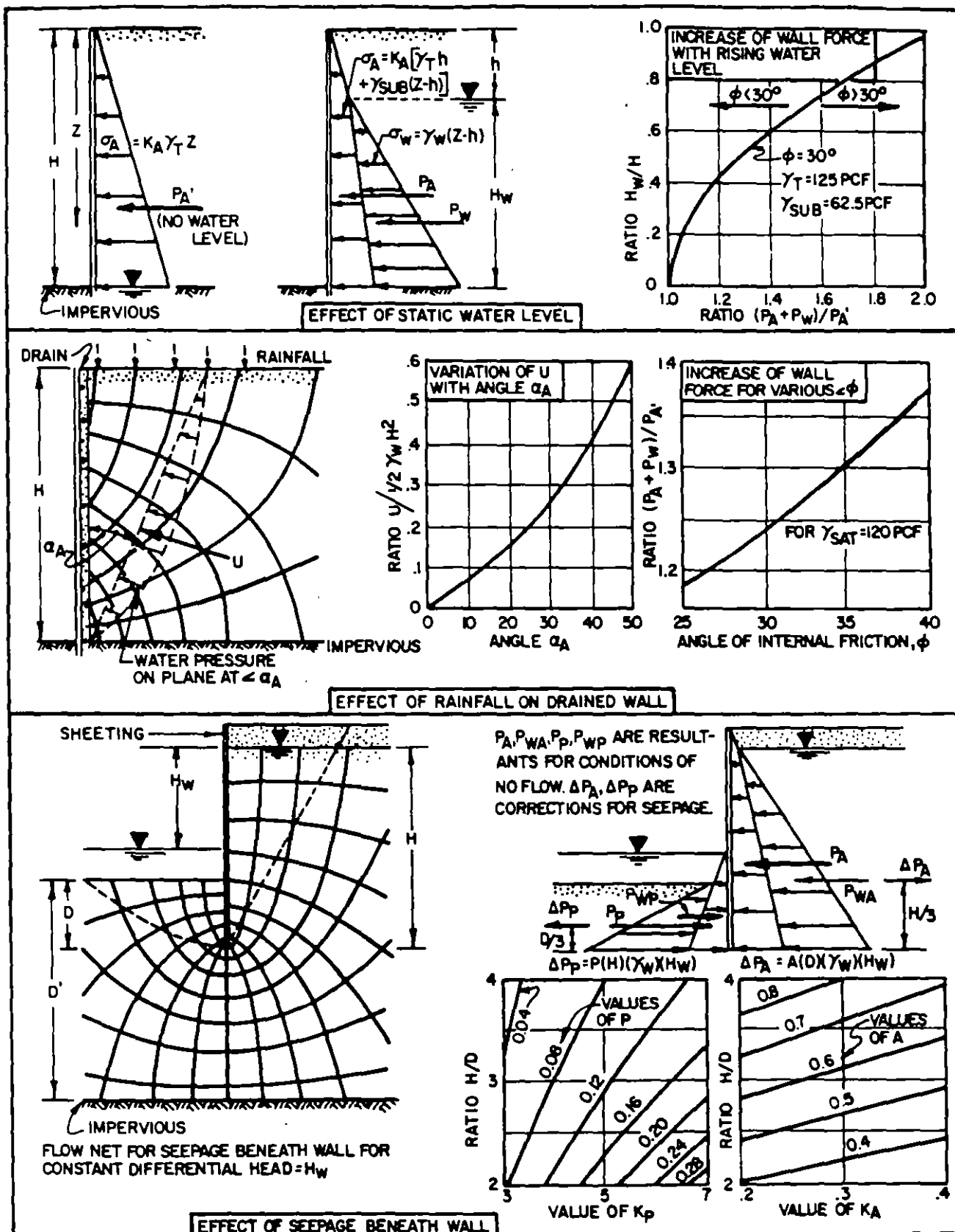


FIGURE 10
 Effect of Groundwater Conditions on Wall Pressures

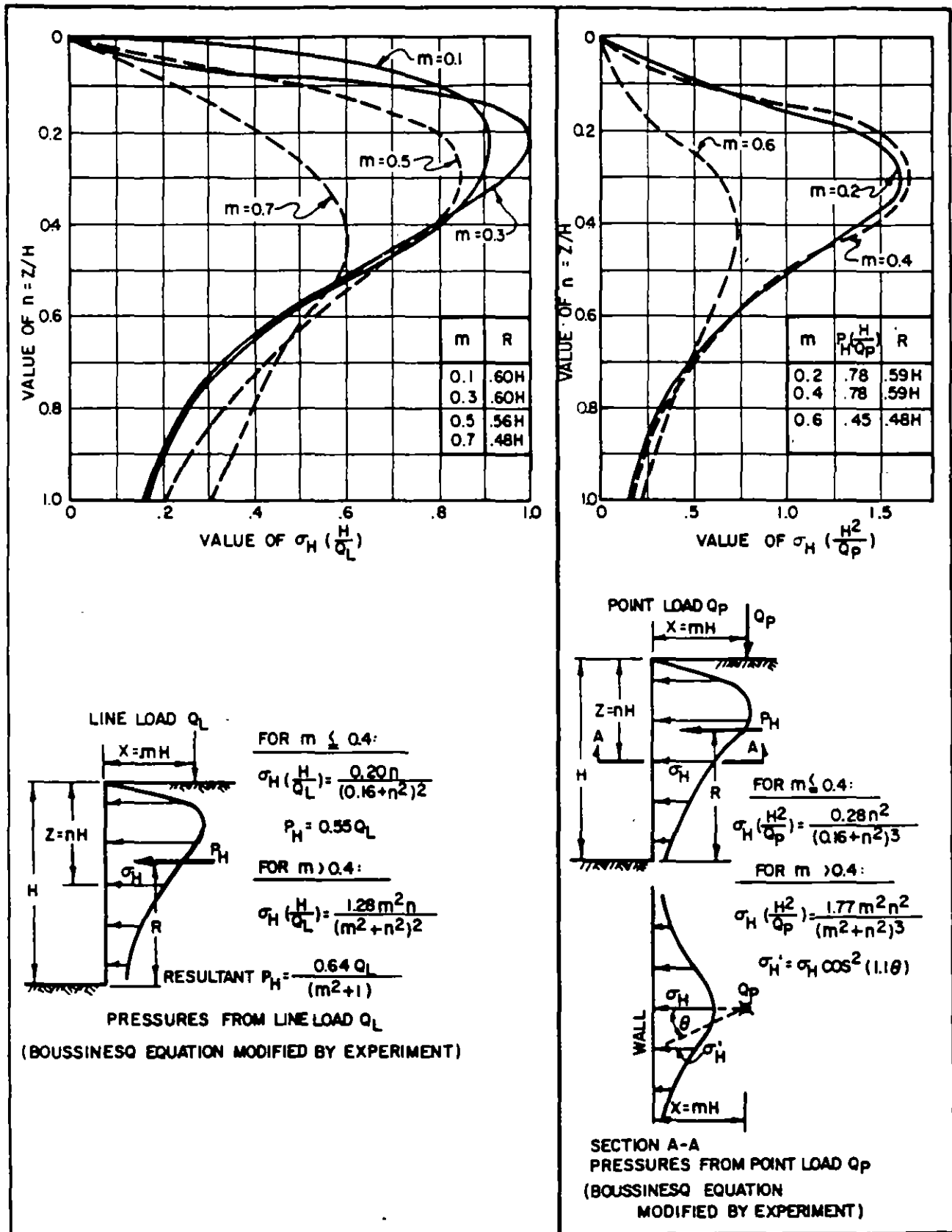


FIGURE 11
Horizontal Pressures on Rigid Wall from Surface Load

Fig. 11

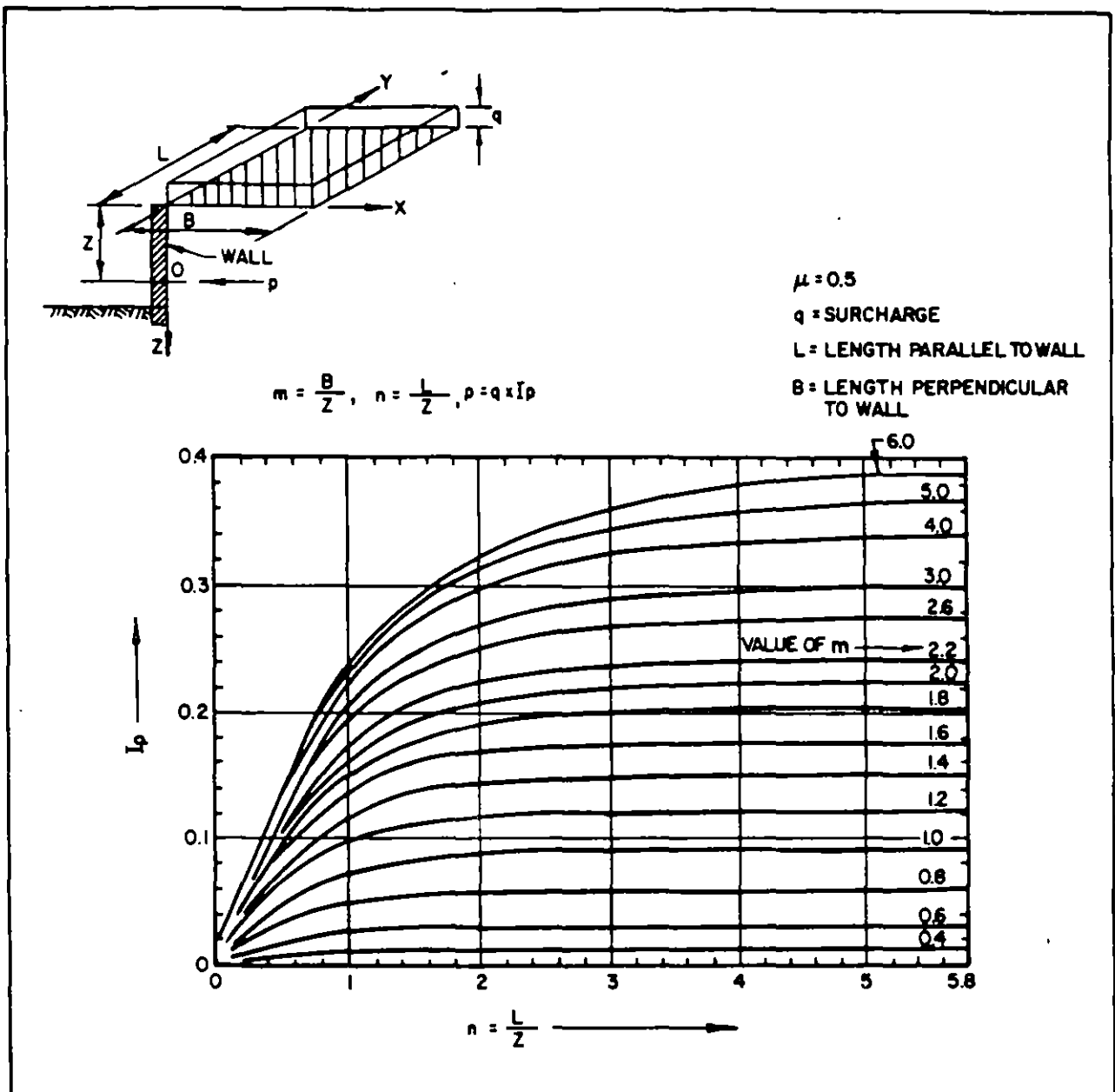


FIGURE 12
Lateral Pressure on an Unyielding Wall due to
Uniform Rectangular Surface Load

ANEXO A.

Muros de Retención

Diseño por Sismo

Manual de Diseño de Obras Civiles

Comisión Federal de Electricidad

México 1993

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD**MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES****SECCION C. ESTRUCTURAS****TEMA 1. CRITERIOS DE DISEÑO****CAPITULO 3****DISEÑO POR SISMO**

Elaboración:	Javier Avilés L ¹
Colaboración:	Jorge Avila R ² Roberto Gómez M ² Mario Ordaz S ² Venancio Trueba L ¹
Revisión:	Oscar de Buen L ³ Roberto Meli P ² Emilio Rosenblueth D ²
Revisión CFE:	Hugo Abarca H ⁴ Francisco Aguilar V ⁴ Rafael Colindres S ⁴ Enrique Mena S ⁴ Edmundo Moreno G ⁴ Dámaso Roldán F ⁴ Tomás Sánchez R ⁴
Coordinación:	Vicente Guerrero F ¹ Enrique Mena S ⁴

¹ Instituto de Investigaciones Eléctricas

² Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México

³ Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México

⁴ Comisión Federal de Electricidad

3.3 REGIONALIZACION SISMICA Y ESPECTROS DE DISEÑO

3.3.1 Regionalización Sísmica de la República Mexicana

Con base en un estudio de riesgo sísmico, descrito en los comentarios, se encontró que para fines de diseño sísmico la República Mexicana se considerará dividida en cuatro zonas, según se indica en la fig. 3.1.

Las fronteras entre zonas coinciden con curvas de igual aceleración máxima del terreno; la zona A es la de menor intensidad sísmica, mientras que la de mayor es la zona D.

3.3.2 Espectros para Diseño Sísmico

Las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad, están dadas

C.I

por las siguientes expresiones:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a \quad (3.1)$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad (3.2)$$

$$a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r; \quad \text{si } T > T_b \quad (3.3)$$

donde a_0 es el coeficiente de aceleración del terreno, c el coeficiente sísmico y T el periodo natural de interés; T_a y T_b son dos periodos característicos que delimitan la meseta y r un exponente que define la parte curva del espectro de diseño. Los valores de estos parámetros se consignan en la tabla 3.1 para las diferentes zonas sísmicas y los distintos tipos de terreno de cimentación.

Tabla 3.1 Espectros de diseño para estructuras del grupo B

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Los espectros de diseño especificados son aplicables a estructuras del grupo B. Para estructuras del grupo A, los valores de las ordenadas

espectrales deberán multiplicarse por 1.5, a fin de tener en cuenta la importancia de la estructura. Cabe aclarar que los espectros de diseño estipulados son válidos para estructuras de edificios; las modificaciones pertinentes para extenderlos a otras construcciones se indican en las secciones correspondientes a los tipos de estructuras considerados en este manual.

En sitios en que se conozca el periodo dominante del suelo, T_s , se permitirán algunas modificaciones en las ordenadas espectrales. Para ello, tratándose de terrenos tipo II y III se podrán modificar los periodos característicos del espectro de diseño como se indica a continuación:

Terreno tipo II

$$\text{Zonas sísmicas A y B} \begin{cases} T_a = 0.64 T_s \\ T_b = 1.2 T_s; 0.6 < T_b < 1.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Zona sísmica C} \begin{cases} T_b = 1.2 T_s; 0.6 < T_b < 1.4 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Zona sísmica D} \begin{cases} T_b = 1.2 T_s; 0.6 < T_b < 1.2 \text{ s} \end{cases}$$

Terreno tipo III

$$\text{Zonas sísmicas A y B} \begin{cases} T_a = 0.35 T_s \\ T_b = 1.2 T_s; 0.8 < T_b < 2.9 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Zona sísmica C} \begin{cases} T_b = 1.2 T_s; 0.8 < T_b < 1.9 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Zona sísmica D} \begin{cases} T_b = 1.2 T_s; 0.8 < T_b < 1.7 \text{ s} \end{cases}$$

En terreno tipo I no se admiten modificaciones en el espectro de diseño.

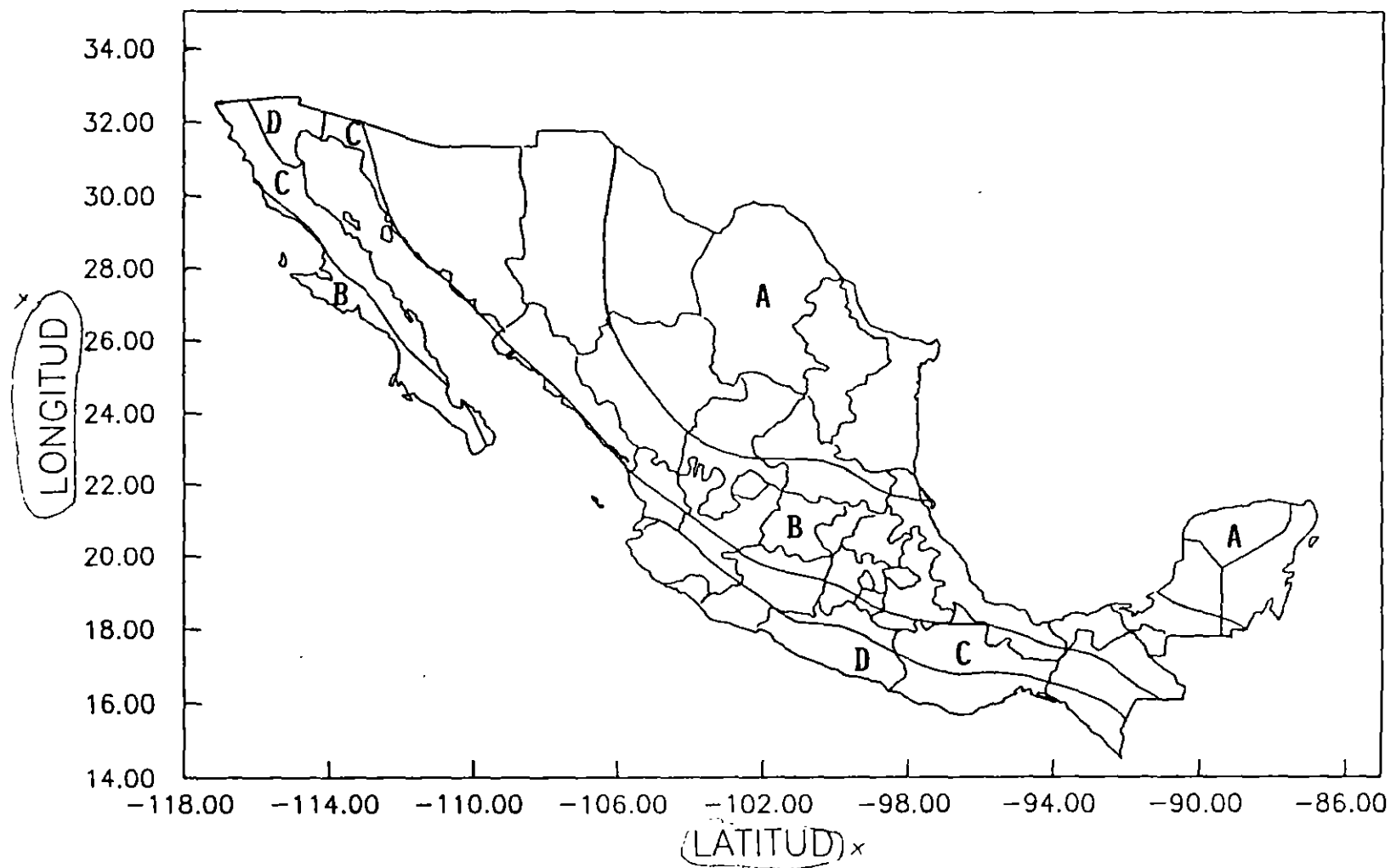


Fig. 3.1 Regionalización sísmica de la República Mexicana

3.7 ESTRUCTURAS TIPO 3: MUROS DE RETENCION

3.7.1 Elección del Tipo de Análisis

Para el análisis sísmico de muros de retención se puede recurrir a dos métodos de análisis: a) estático y b) dinámico. El método estático, que se describe en la sección 3.7.2, se aplicará en muros cuya función no sea del todo determinante para la estabilidad de la construcción principal. En caso contrario, o cuando la altura del muro sea superior a 6 m, se justificará emplear el método dinámico que se describe en la sección 3.7.3.

Independientemente del método empleado, se supondrá que se trata de un problema plano, por lo que el análisis sísmico se efectuará por unidad de longitud de muro.

C. I

3.7.2 Análisis Estático

Para el análisis estático de estructuras de retención, los efectos dinámicos producidos por el sismo se simularán mediante empujes de tierra debidos al relleno y fuerzas de inercia debidas a las masas del muro, cimiento y relleno con sobrecargas.

Las fuerzas de inercia se determinarán teniendo en cuenta las masas de tierra y sobrecargas apoyadas directamente sobre el respaldo del muro y su cimiento, en adición a las masas propias de la estructura de retención.

El empuje sísmico generado por el relleno depende del nivel de desplazamiento que experimente el muro. Se considerará un estado activo de presión de tierras cuando el desplazamiento resultante permita el desarrollo de la resistencia al corte del relleno; en cambio, si el desplazamiento de su corona está restringido (p. ej. un cajón de cimentación), el empuje sísmico se calculará adoptando la condición de tierras en reposo. El estado pasivo de presión de tierras sólo puede generarse cuando el muro tenga tendencia a moverse hacia el relleno y el desplazamiento sea importante.

Los empujes de tierra debidos a las condiciones activa y pasiva se determinarán considerando el equilibrio límite de una parte del relleno limitada por la superficie libre, el muro y una superficie de falla sobre la que desliza como cuerpo rígido. Para la condición de tierras en reposo, el relleno se supondrá como un medio seminfinito.

3.7.2.1 Coeficiente sísmico

Los muros de retención se analizarán ante la acción del componente horizontal del movimiento del terreno normal al eje del muro. Para muros de retención localizados en las zonas sísmicas C y D, adicionalmente se considerará la acción del componente vertical, que se tomará como $2/3$ del horizontal.

El coeficiente sísmico a se determinará multiplicando el coeficiente de aceleración del terreno $a_0 = c/4$ por un factor de amplificación que se tomará igual a 1.33 si $T_s \beta_s / H \geq 10$ o igual a 2 si $T_s \beta_s / H \leq 3$, siendo T_s y β_s el periodo dominante y la velocidad efectiva, respectivamente, del sitio donde se ubicará el muro de altura H . Para casos intermedios se interpolará entre esos valores.

3.7.2.2 Estado activo de presión de tierras

Con referencia a la fig. 7.1, el empuje de tierras activo producido por la cuña de suelo que obra sobre el muro se determinará mediante la expresión

$$E_d = \frac{W(\sin\psi + \tan(\chi - \phi)\cos\psi) - Q[\cos\chi + \tan(\chi - \phi)\sin\chi] - F[\tan(\chi - \phi)\cos\theta - \sin\theta]}{\cos(\delta + \theta) + \sin(\delta + \theta)\tan(\chi - \phi)} \quad (7.1)$$

en donde W representa la resultante de fuerzas de la cuña de suelo; ψ es el ángulo que forma W con la vertical, χ el ángulo que forma el plano de falla con la horizontal, que será el que maximice el empuje activo, ϕ el ángulo de fricción interna del suelo a lo largo del plano de falla, $0 \leq \delta \leq \phi/2$ el ángulo de fricción en la interfaz muro-suelo, θ el ángulo que forma el resplado del muro con la vertical, Q la fuerza de cohesión desarrollada en el plano de falla y F la fuerza de adherencia desarrollada en la interfaz muro-suelo, la cual no debe tomarse mayor que el 40% de la cohesión del suelo.

3.7.2.3 Estado pasivo de presión de tierras

Con referencia a la fig. 7.1, el empuje de tierras pasivo producido por la cuña de suelo que obra sobre el muro se determinará mediante la expresión

$$E_d = \frac{W[\tan(\chi + \phi)\cos\psi - \sin\psi] + Q[\cos\chi + \tan(\chi + \phi)\sin\chi] + F[\tan(\chi + \phi)\cos\theta - \sin\theta]}{\cos(\delta - \theta) + \sin(\delta - \theta)\tan(\chi + \phi)} \quad (7.2)$$

en donde el ángulo χ será el que maximice el empuje pasivo; el significado de los demás parámetros es el mismo que se indica en relación con el empuje activo.

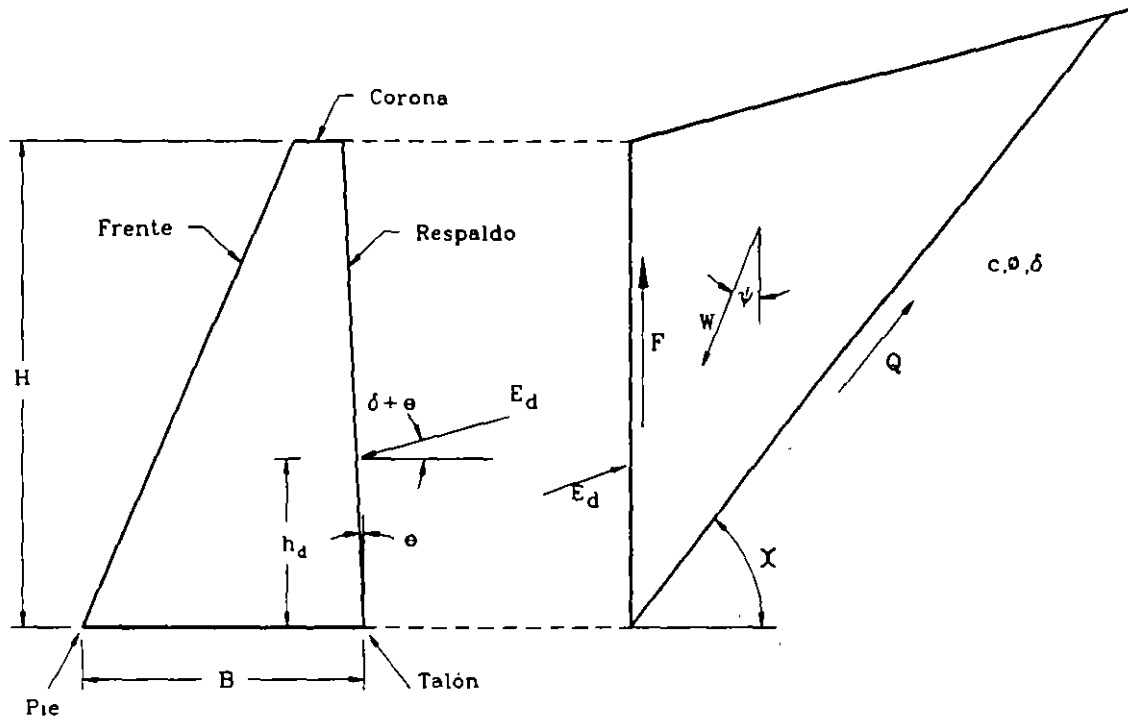


Fig. 7.1 Diagrama de fuerzas que intervienen en el cálculo del empuje activo.

3.7.2.4 Muros con desplazamiento limitado

El desplazamiento del muro se considerará limitado cuando su magnitud no sea suficiente para desarrollar una condición activa o pasiva de presión de tierras (ver la Tabla 7.1). En tal caso, el empuje sísmico se calculará suponiendo un relleno seminfinito y utilizando el concepto de coeficiente de tierras en reposo.

Sobre el nivel freático, la presión que ejerce el suelo sobre el muro se

calculará como

$$p(z) = \gamma z (1 + a) \left[k_0^2 + \frac{1}{\tan^2 \theta} \right]^{1/2} \quad (7.3)$$

mientras que bajo el nivel freático, dicha presión se calculará como

$$p(z) = p_0 + (z - z_0) \left[1 + (\gamma (1 + a) - 1) \left[k_0^2 + \frac{1}{\tan^2 \theta} \right]^{1/2} \right] \quad (7.4)$$

donde p_0 es la presión de tierras a la profundidad del nivel freático z_0 , γ el peso volumétrico de la masa de suelo y k_0 el coeficiente de tierras en reposo; la profundidad z se mide desde la superficie libre.

Conocidas las presiones del suelo que actúan sobre el muro, el empuje sísmico se podrá determinar mediante la integración del diagrama de dichas presiones.

3.7.2.5 Localización del empuje sísmico

En muros de tipo gravedad, es decir, aquéllos cuya estabilidad depende básicamente de su peso, la inclinación del empuje sísmico dependerá del estado de presión de tierras. Así, el ángulo de inclinación con respecto a la horizontal será $\delta + \theta$ para el caso activo y $\delta - \theta$ para el caso pasivo; si se tiene un estado de tierras en reposo, el empuje sísmico será horizontal. En muros de tipo voladizo, es decir, muros de concreto reforzado que tienen capacidad de trabajar como una viga en cantiliver, siempre se considerará que el ángulo de inclinación con respecto a la horizontal vale δ .

Cuando se trate de presión de tierras en reposo, la altura donde se aplica el empuje sísmico se tomará como $h_d = H/2$. En cambio, si el estado de presión de tierras es activo o pasivo, la altura mencionada se tomará como

$$h_d = \frac{h_e E_e + 0.55H |E_e - E_d|}{E_d} \quad \text{C.I} \quad (7.5)$$

en donde E_e es el empuje de tierras en condiciones estáticas localizado a la altura h_e .

Para muros de tipo gravedad, la distancia entre el componente vertical del empuje sísmico y el pie del muro se calculará con la expresión

$$l_d = B - h_d \tan \theta \quad (7.6)$$

en donde B es el ancho del cimiento del muro.

3.7.3 Análisis Dinámico

Para el análisis dinámico de muros de retención será necesario determinar las respuestas modales del relleno. Para ello, se supondrá que el suelo se comporta esencialmente en el intervalo elástico y que el muro es infinitamente rígido. En estas condiciones, los desplazamientos de la estructura de retención serán limitados, lo cual se traducirá en empujes de tierra conservadores.

De acuerdo con el análisis modal, la presión de tierras máxima en el n -ésimo modo natural de vibración ejercida sobre un muro vertical sometido a excitación normal a su eje, es igual a

$$p_n(z) = \frac{8\gamma H \alpha_r}{\pi^2 g \beta_r} \frac{1}{(2n-1)^2} B(\omega_n, \zeta) \operatorname{sen} \left(\frac{\omega_n z}{\beta} \right) \quad (7.7)$$

donde g es la aceleración de la gravedad, α_r y β_r son las velocidades de propagación de ondas P y S , respectivamente, del relleno, y ω_n es la frecuencia del n -ésimo modo de cortante del relleno, esto es:

$$\omega_n = \frac{(2n - 1) \pi \beta_r}{2 H} \quad (7.8)$$

Además, $B(\omega_n, \zeta)$ es el espectro de Bessel amortiguado que representa la curva de aceleraciones máximas del relleno para las frecuencias ω_n y el amortiguamiento ζ dado un temblor; pormenores sobre este tipo de espectros de respuesta se dan en las refs. 14 y 15.

La fuerza cortante basal máxima en el n-ésimo modo se obtendrá mediante la integración del diagrama de presión de tierras correspondiente, lo que conduce a

$$E_n = \frac{16\gamma H^2 \alpha_r}{\pi^3 g \beta_r} \frac{1}{(2n - 1)^3} B(\omega_n, \zeta) \quad (7.9)$$

De igual manera, el momento de volteo basal máximo en el n-ésimo modo se obtendrá mediante la integración del diagrama de fuerzas cortantes correspondiente, lo que conduce a

$$M_n = \frac{32\gamma H^3 \alpha_r}{\pi^4 g \beta_r} \frac{(-1)^{n+1}}{(2n - 1)^3} B(\omega_n, \zeta) \quad (7.10)$$

Ahora bien, las respuestas de diseño se calcularán mediante la combinación de las respuestas modales máximas, de acuerdo con el siguiente criterio:

$$S = \left[\sum_{n=1}^N S_n^2 \right]^{1/2} \quad (7.11)$$

en donde S_n representa la respuesta modal máxima E_n o M_n y N significa el menor número de modos que se deben tener en cuenta para propósitos de diseño. Tentativamente, se tomarán los cinco primeros modos.

Finalmente, durante un sismo se generan también fuerzas inerciales debidas a la masa del muro, que deberán sumarse a los empujes de tierra,

C. I

con su signo más desfavorable. Estas fuerzas se podrán obtener al analizar el muro como una viga de cortante, aplicando los criterios de análisis dinámico estipulados para estructuras de edificios.

3.7.4 Presiones Hidrodinámicas

Siempre que sea posible deberá evitarse la generación de presiones hidrostáticas e hidrodinámicas en los muros de retención. Esto puede lograrse mediante una selección adecuada del material de relleno, conjuntamente con la colocación de un drenaje eficiente en la interfaz muro-suelo y en el interior del relleno.

Cuando se tenga una masa de agua libre, como en el caso de muros marginales de muelles, los efectos debidos a las presiones hidrodinámicas se podrán sumar sólo si son desfavorables para la estabilidad del muro. En tal situación, las presiones, las fuerzas cortantes y los momentos de volteo inducidos por el movimiento del agua se podrán determinar aplicando los criterios correspondientes especificados para presas.

3.7.5 Desplazamiento en la Corona del Muro

Con objeto de revisar el estado de presión de tierras adoptado en el análisis, será necesario determinar el desplazamiento en la corona del muro modelándolo como una viga de cortante, y teniendo en cuenta la rotación de su base.

El desplazamiento necesario para desarrollar la resistencia al corte del relleno, en función del tipo de suelo y el estado de presión de tierras, se puede obtener de la tabla 7.1. Si el cociente entre el desplazamiento y la altura del muro, Δ/H , es mayor o igual que el valor indicado, se satisfará la hipótesis de análisis; en caso contrario, deberá considerarse un estado de tierras en reposo.

Para calcular el desplazamiento en la corona del muro, incluyendo la rotación de la base, será necesario considerar la rigidez de la cimentación en el modo de rotación, para lo cual se puede acudir a los resultados que se presentan en la ref. 34.

Tabla 7.1 Cocientes entre el desplazamiento de la corona y la altura del muro para inducir la resistencia al corte del relleno

Tipo de suelo	Estado activo $\Delta/H \geq$	Estado pasivo $\Delta/H \geq$
Arena o grava compacta	0.001	0.010
Arena o grava de compactidad media	0.002	0.020
Arena o grava suelta	0.004	0.040
Arena o grava compacta con finos plásticos	0.002	0.020
Arena o grava suelta con finos plásticos	0.008	0.020
Limo plástico o arcilla firmes	0.015	0.030
Limo plástico o arcilla blandos	0.025	0.050

3.7.6 Revisión de la Estabilidad

Al revisar la estabilidad de un muro de retención se verificará que se cumpla con los factores de seguridad siguientes:

1. Falla por volteo: El factor de seguridad contra volteo calculado como el cociente entre los momentos resistente y de volteo debe ser

C.I

mayor que 1.5.

2. Falla por deslizamiento: El factor de seguridad contra deslizamiento calculado como el cociente entre las fuerzas laterales resistente y de deslizamiento debe ser mayor que 1.2.
3. Falla por capacidad de carga: El factor de seguridad por capacidad de carga calculado como el cociente entre la resistencia última del suelo y la presión máxima de contacto debe ser mayor que 2.
4. Falla generalizada: Si bajo el cimiento existe un estrato compresible, el factor de seguridad por falla generalizada debe ser mayor que 1.5.

3.7 ESTRUCTURAS TIPO 3: MUROS DE RETENCION

3.7.1 Generalidades

Las fuerzas inducidas en la masa del suelo por los movimientos del terreno generarán incrementos de esfuerzos y rotación de direcciones principales de esfuerzos y deformaciones, cuyos efectos pueden llevar en ocasiones a tener que considerar de manera explícita la degradación de las propiedades mecánicas del suelo, sobre todo cuando el aumento de la presión intersticial pueda conducir al fenómeno de licuación del suelo.

Deberá revisarse la posibilidad de que se produzcan impactos sobre el muro, tal como puede suceder en apoyos de puentes, cuando el desplazamiento de los muros sea del orden de 100 mm (ref. 4).

La construcción de un dentellón en la base del cimiento solamente es aconsejable cuando se desea incrementar el factor de seguridad contra

C.II

deslizamiento del muro, pues si por una parte su presencia incrementa el factor de seguridad ante deslizamiento, por la otra, cuando el dentellón se localice en la vecindad del relleno, se incrementa la altura de relleno y además, puede originar efectos secundarios que reducen la estabilidad, aun en condiciones estáticas. Por ello, conviene colocarlo a una distancia intermedia entre el centro y el talón del cimiento, cuidando que el plano de falla del relleno no lo intercepte.

Una manera sencilla de dimensionarlo consiste en determinar su posición y peralte, l y h respectivamente, con respecto al centro del cimiento de manera que se cumpla $h \leq (l - B) \tan(0.8\chi)$, para $l > B/2$.

3.7.2 Elección del Tipo de Análisis

Estudios experimentales en centrífuga y tabla vibratoria han mostrado que independientemente de la flexibilidad del muro, la cinemática de la falla en el relleno corresponde aproximadamente a la formación de una cuña, donde la deformación se localiza en una superficie de falla con ángulo de inclinación χ .

En realidad, la distribución de presión de tierra sobre el muro no corresponde al caso de cuerpo rígido, lo que se hace más notorio cuando aumenta la flexibilidad del muro y el espesor del relleno. Los resultados muestran que en la corona del muro la aceleración es casi siempre 30% mayor que en la base, lo cual permite proponer como factor de amplificación mínimo el valor de 1.33.

El análisis estático de presión de tierras con desplazamiento limitado propuesto en las recomendaciones, podría sobrestimar el empuje y conducir a muros muy pesados e irreales; por ello, es recomendable en esos casos efectuar un análisis dinámico para calcular la respuesta cuando los desplazamientos del muro sean pequeños.

3.7.3 Movimientos Combinados del Terreno

Frecuentemente, las estructuras de retención tienen una longitud considerable y las ondas sísmicas que se propagan en la dirección longitudinal pueden generar fuerzas cortantes y momentos flexionantes importantes que deberán tenerse en cuenta para el diseño de la estructura.

No existe aún un procedimiento simple para considerar los efectos del sismo actuando en la dirección longitudinal del muro. Sin embargo, una manera aproximada de estimarlos consiste en determinar una longitud crítica L_c , definida a partir de las secciones donde se producen los momentos flexionantes y los cortantes máximos.

De esta manera, el diseño de la estructura podrá efectuarse reforzando adecuadamente la estructura o bien, considerando la posibilidad de colocar algún tipo de juntas de construcción, espaciadas a una distancia menor que $L_c/4$.

Para determinar L_c se supondrá que el muro sigue los desplazamientos relativos del suelo sometido a los efectos de ondas de corte que se propagan en la dirección longitudinal del muro. Se adoptará una configuración senoidal para los desplazamientos horizontales a lo largo del muro, y su magnitud será función de la longitud de onda para el n -ésimo modo de cortante del estrato equivalente, de acuerdo a

$$\lambda_n = \frac{4H_s}{(2n - 1)} \quad (7.1)$$

El objeto de emplear la longitud de onda λ_n en vez de la longitud del muro permitirá definir un valor mínimo para L_c , pues puede suceder que mientras los momentos flexionantes máximos se presentan con el primer modo de vibración del depósito de suelo, las fuerzas cortantes máximas se presenten con el segundo modo de vibración.

C. II

3.7.4 Análisis Estático

La determinación de la magnitud del empuje de tierras en estado activo o pasivo empleando las ecs. 7.1 y 7.2 de las recomendaciones, se realiza mediante un proceso de tanteos, modificando en cada paso el valor de χ . A partir de un valor inicial grande, se procederá a disminuir el ángulo χ hasta asegurar que se ha encontrado el valor máximo posible para el empuje resultante. En general conviene iniciar con $\chi > (45 + \phi/2) + 5^\circ$.

Cuando las propiedades mecánicas del relleno no sean homogéneas, se deberá considerar un relleno estratificado. Puede apreciarse que para un relleno estratificado y si, además, hay nivel freático, el cálculo del empuje resulta complicado, por lo que conviene dividir el relleno en secciones con el fin de tomar en cuenta estos aspectos.

3.7.4.1 Presión activa de tierras

En ocasiones se recomienda utilizar el método de Richards-Elms (ref. 53), habiendo sido ya adoptado en guías de diseño (ref. 4). Dada su actual popularidad, parece conveniente hacer algunos comentarios al respecto. El objetivo de este procedimiento es determinar el peso que debe tener el muro para mantener al desplazamiento por traslación horizontal del muro inferior o igual a un valor tolerable, cuando el muro es sometido tanto a los empujes de tierra como a las fuerzas de inercia debidas su propia masa. El peso definitivo del muro se obtiene multiplicando el peso resultante del análisis por un factor de 1.5.

Por una parte, este procedimiento no incluye la contribución de los efectos de rotación del muro al desplazamiento horizontal de la corona y en consecuencia, a la generación de una condición activa de presión de tierras. Por otra parte, el procedimiento sólo conduce a estimaciones razonables de la masa del muro cuando el desplazamiento admisible para diseño es lo suficientemente grande como para garantizar ampliamente el desarrollo de la resistencia al corte del relleno, en cuyo caso, el

resultado es análogo al obtenido utilizando el descrito en las recomendaciones; si por el contrario, la magnitud del desplazamiento no garantiza el estado activo de presión de tierras, el procedimiento conduce frecuentemente a secciones estructurales masivas e irreales, pudiendo ser preferible en esos casos considerar un estado de tierras en reposo.

3.7.4.2 Presión pasiva de tierras

Es relativamente frecuente observar que en la práctica se pretenda considerar la contribución de la presión pasiva que podría desarrollarse en el frente del muro. Esta contribución solamente deberá incluirse bajo serias reservas. En efecto, la remoción de suelo en esa zona, ya sea por la presencia de ductos y registros, por excavaciones o por los efectos de la erosión, anulará prácticamente en su totalidad esta contribución y en consecuencia, la seguridad puede reducirse al grado de que los desplazamientos permanentes sean intolerables e inclusive, causen la ruina total de la estructura. Por otra parte, tomando en cuenta que tanto el empuje pasivo como el desplazamiento necesario para generarlo son por varios órdenes de magnitud superiores a los de un estado activo de presión de tierras, cuando se justifique considerar que el empuje en el frente contribuye a la estabilidad del muro, deberá tomarse un valor reducido.

3.7.4.3 Presión de tierras con desplazamientos limitados

Cuando la estructura de retención no sea importante y la altura del muro sea inferior a 3 m, el empuje de tierras puede calcularse mediante

$$E_s = 0.52 a \gamma H^2 \frac{\alpha_s}{\beta_s} \tanh \left(0.5 \frac{\pi \beta_s}{H \alpha_s} L \right) \quad (7.2)$$

donde L representa la dimensión del relleno en la dirección del empuje y corresponde a la mitad o a la totalidad del ancho del relleno, según si éste se encuentra confinado o está libre en el extremo opuesto al muro.

C. II

El momento de volteo debido al empuje de tierras se calculará en este caso como

$$M_g = 0.64 H E_g \quad (7.3)$$

3.7.5 Análisis Dinámico

Actualmente, los criterios de diseño descritos en manuales y normas sólo presentan un análisis estático equivalente. El comportamiento dinámico de estructuras de retención ha sido objeto de estudio desde hace 60 años, cuando se propuso el método de Mononobe-Okabe. Sin embargo, a pesar del tiempo transcurrido, los avances y resultados obtenidos por diversos autores mediante el uso de modelos numéricos o analíticos que permiten explicar y cuantificar los efectos de la sollicitación dinámica aún no han podido ser incorporados en una metodología para análisis y diseño lo suficientemente simple como para poder ser implementada en la práctica profesional.

Por lo que respecta a resultados numéricos obtenidos mediante el espectro de respuesta de Bessel amortiguado para muros de retención, y su comparación con los espectros de respuesta observados en estructuras reales, éstos son prácticamente inexistentes y por ello, aún no puede concluirse satisfactoriamente sobre los factores de reducción del espectro no amortiguado que pudiesen aplicarse en la práctica cuando pueda suponerse un amortiguamiento significativo para el relleno.

Las calibraciones numéricas presentadas en la ref. 14 indican que a diferencia del caso del oscilador simple amortiguado, para la función de transferencia del problema de muros de retención dada por una función de Bessel amortiguada, las respuestas máximas normalizadas decaen conforme aumenta la fracción del amortiguamiento crítico en razón de aproximadamente $(2\zeta)^{-1/2}$.

En muros donde se requiera evaluar con fineza la influencia de todo el

conjunto, muro, cimiento, relleno y subsuelo estratificado, siempre se justificará efectuar un análisis dinámico más completo, para lo cual puede utilizarse el método de elementos finitos.

A este respecto, existen códigos de elementos finitos bidimensionales bien conocidos y comercializados, como por ejemplo, el programa QUAD-4 (ref. 39), desarrollado en la Universidad de California Berkeley, que incluye la dependencia de G y ζ con el nivel de deformación. El movimiento de control en la base del modelo, considerada como base rígida, puede obtenerse, para cada temblor de diseño, mediante un proceso de deconvolución del registro de aceleración, empleando el programa SHAKE (ref. 65). Ambos programas son distribuidos por el National Information Service for Earthquake Engineering y por el EERC de la Universidad de California, Berkeley.

3.7.6 Influencia de la Presión debida al Agua

Cuando la presencia del agua en el relleno sea inevitable, deberá incrementarse la seguridad multiplicando el coeficiente sísmico al menos por un factor igual a $\gamma/(\gamma - 1)$; además, deberá adicionarse integralmente el empuje hidrostático cuando la probabilidad de que exista nivel freático en el relleno durante el sismo sea alta.

Deberá siempre cuidarse el aspecto del drenaje del relleno, pues los efectos debidos al agua almacenada en el relleno serán un factor preponderante para la valuación de la sollicitación. Esta influencia puede demostrarse mediante un ejemplo sencillo: considerando solamente condiciones estáticas, cuando el nivel freático se encuentra en la superficie libre del relleno, la presión debida al agua a una profundidad z será $p_w = z \text{ t/m}^2$, mientras que la debida al suelo será $p = zk(\gamma - 1)$, siendo por lo general $k < 1$ y $\gamma < 2 \text{ t/m}^3$; si se toma $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ y $k = 0.4$, el empuje del suelo representa solamente el 32% del empuje hidrostático.

C.II

Los efectos debidos al empuje de una masa de agua libre solamente deberán considerarse cuando vayan en el sentido de la inseguridad, como podría ser el caso de pérdida de confinamiento del muro perimetral de un depósito enterrado, sometido al empuje de tierra en una cara y del fluido en la cara opuesta.

3.7.7 Estabilidad de Taludes

Cuando la estructura de retención se encuentre desplantada en la vecindad o directamente sobre un talud de tierra, debe revisarse la estabilidad del talud en condiciones estáticas y sísmicas.

El análisis sísmico de estabilidad de taludes debe incluir las fuerzas inerciales que obran en la masa del suelo del talud. Existen en la actualidad autores que proponen la incorporación de un método de tipo trayectorias de esfuerzos en un análisis elastodinámico o elasto-plástodinámico. Cuando el empleo de un modelo refinado no se justifique, una alternativa simple consiste en realizar un análisis estático equivalente, simulando los efectos del sismo mediante fuerzas de inercia que actúan en el centro de gravedad de la masa de suelo, calculadas mediante un coeficiente sísmico.

Cuando sea aceptable suponer un mecanismo de falla rotacional, la masa de suelo que desliza estará delimitada por la superficie del terreno y por el círculo o espiral logarítmica que representa la superficie de falla; es recomendable emplear el método de Spencer, que se describe con detalle en la ref. 69.

Cuando el mecanismo de falla se aleje significativamente del caso anterior, es recomendable adaptar al caso sísmico el método de Janbu o el de Morgenstern y Price, que permiten tratar un problema con mecanismo de falla generalizada. Para efectuar la adaptación de esos métodos bastará con incluir la fuerza inercial actuando en el centro de gravedad de cada sección considerada.

Cuando la función del muro sea corregir la estabilidad del talud, la determinación del empuje sísmico sobre el muro en estas condiciones corresponderá al caso de un relleno inclinado, donde el volumen de la masa de tierra que actúa sobre el muro corresponderá a la masa del talud inscrita entre la superficie libre, el muro y los planos de deslizamiento potenciales.

Las estructuras de tierra armada pueden dimensionarse utilizando los lineamientos aplicables a muros de retención y taludes. El análisis sísmico de estas estructuras considerando un estado activo de presión de tierras permitirá determinar las fuerzas actuantes sobre el refuerzo (ref. 54).

3.7.8 Tablestacas

El empuje sísmico de tierras sobre tablestacas que cumplen una función de soporte permanente puede calcularse de la misma manera que para los muros, pero en este caso será necesario adecuar el procedimiento de análisis debido al efecto de enterramiento que constituye un factor fundamental para la estabilidad de la tablestaca. La colocación de un sistema de anclaje constituye siempre un elemento estabilizador que, por una parte, puede contribuir a reducir significativamente los desplazamientos permanentes de la tablestaca y por la otra, incide favorablemente de manera significativa sobre la relación beneficio/costo de la construcción.

La localización de las anclas y la rigidez axial del anclaje tienen una gran relevancia, mientras que la flexibilidad de la tablestaca, considerando el intervalo de valores frecuentes en la práctica, contribuye poco a modificar las respuestas máximas del sistema, es decir, la tablestaca tiende a seguir los movimientos del suelo retenido casi de manera independiente de su flexibilidad. La rigidez axial del ancla es un factor importante pues a medida que la rigidez crece, la

C. II

fuerza dinámica que obra sobre el ancla aumenta y el desplazamiento permanente disminuye, y éste puede llegar a ser casi inapreciable en el caso de tablestacas firmemente ancladas.

Las anclas pretensadas parecen ser las más adecuadas. En efecto, una rigidez axial importante combinada con un pretensado del ancla del orden de 0.7 a 1.3 veces el empuje de tierras de diseño, limitan notablemente los desplazamientos máximos de la tablestaca, sobre todo durante la etapa de construcción que es cuando generalmente ocurre la porción más significativa del desplazamiento permanente. Durante la acción del sismo el ancla solamente es efectiva para limitar los desplazamientos en una zona relativamente reducida, siempre y cuando se disponga de una rigidez axial importante. La consideración de estos aspectos puede contribuir a racionalizar la distribución de las anclas.

El parámetro importante para diseño es el cociente k_{as} entre la rigidez axial del ancla k_a y el módulo de corte del suelo, que se calcula de acuerdo a

$$k_{as} = \frac{E_a A_a}{s L_a G} \quad (7.4)$$

donde E_a , A_a y L_a son el módulo de Young, el área transversal y la longitud del ancla, respectivamente; s es la separación entre anclas y G el módulo de corte del suelo.

A partir de resultados mostrados en la ref. 28, puede establecerse que para conseguir un diseño óptimo del anclaje debe considerarse una rigidez axial del ancla k_a mayor que $0.08 G$. Este valor deberá incrementarse cuando la relación entre la longitud de onda correspondiente al segundo modo de cortante del suelo y la altura de la tablestaca indique que pueden presentarse momentos y fuerzas cortantes importantes. Para ello, deberá calcularse el cociente f mediante

$$f = \frac{T_2 \beta}{H_t} \quad (7.5)$$

donde T_2 y β son el periodo en el segundo modo de cortante y la velocidad de propagación de ondas de corte efectiva del depósito de suelo, incluyendo el estrato de suelo retenido, y H_t es la altura de la tablestaca. Cuando f sea mayor que 10, los valores de k_{as} calculados para condiciones estáticas podrán conservarse; para valores f entre 6 y 10, deberán tomarse valores mayores para k_{as} que podrían ser del orden de 0.15 a 0.25, o inclusive más importantes. Para valores de f menores que 5 la rigidez axial a considerar en el diseño deberá determinarse mediante un análisis detallado del problema. Cabe mencionar que una rigidez axial del ancla del orden de $k_a = 0.25 G$ puede conducir a diseños irreales o antieconómicos.

El bulbo de inyección o la placa de empotramiento del ancla deberán alojarse en la masa del relleno a una distancia que sea suficiente para que se desarrolle la tensión en el ancla. Generalmente bastará con localizar el empotramiento del ancla fuera de la cuña de empuje activo de tierra que actúa sobre el muro.

Para evaluar la seguridad de una tablestaca o de un muro anclado al relleno, deberá determinarse los valores del factor de seguridad global con respecto a dos superficies de deslizamiento potencial, una que cruce las anclas y otra que incluya aun el suelo donde se aloja la zona de empotramiento de las anclas. Dicho análisis puede efectuarse empleando un método convencional de análisis de taludes, modificado de forma que permita incluir los efectos de la fuerza de pretensado y la capacidad de las anclas en tensión.

4.1.3.98

4.1.3.98

4.1.3.98

4.1.3.98

C. III

3.5 ANALISIS SISMICO DE UN MURO DE RETENCION

En la fig. 5.1 se muestra un muro de tipo voladizo cuya función es confinar un relleno sobre el que se apoya el pavimento de concreto hidráulico de un patio de maniobras para tractocamiones. La estructura se ubica en la zona sísmica C de acuerdo con la regionalización sísmica del país. El estrato equivalente del subsuelo tiene una velocidad de propagación efectiva $\beta_s = 280$ m/s y un periodo dominante $T_s = 0.314$ s, por lo que según la carta de microzonificación sísmica al suelo le corresponde una clasificación de terreno tipo III. Por su destino y estructuración, la estructura pertenece al grupo B y tipo 3, respectivamente. Se trata de determinar las acciones mecánicas para el diseño sísmico y de revisar su estabilidad ante mecanismos de falla.

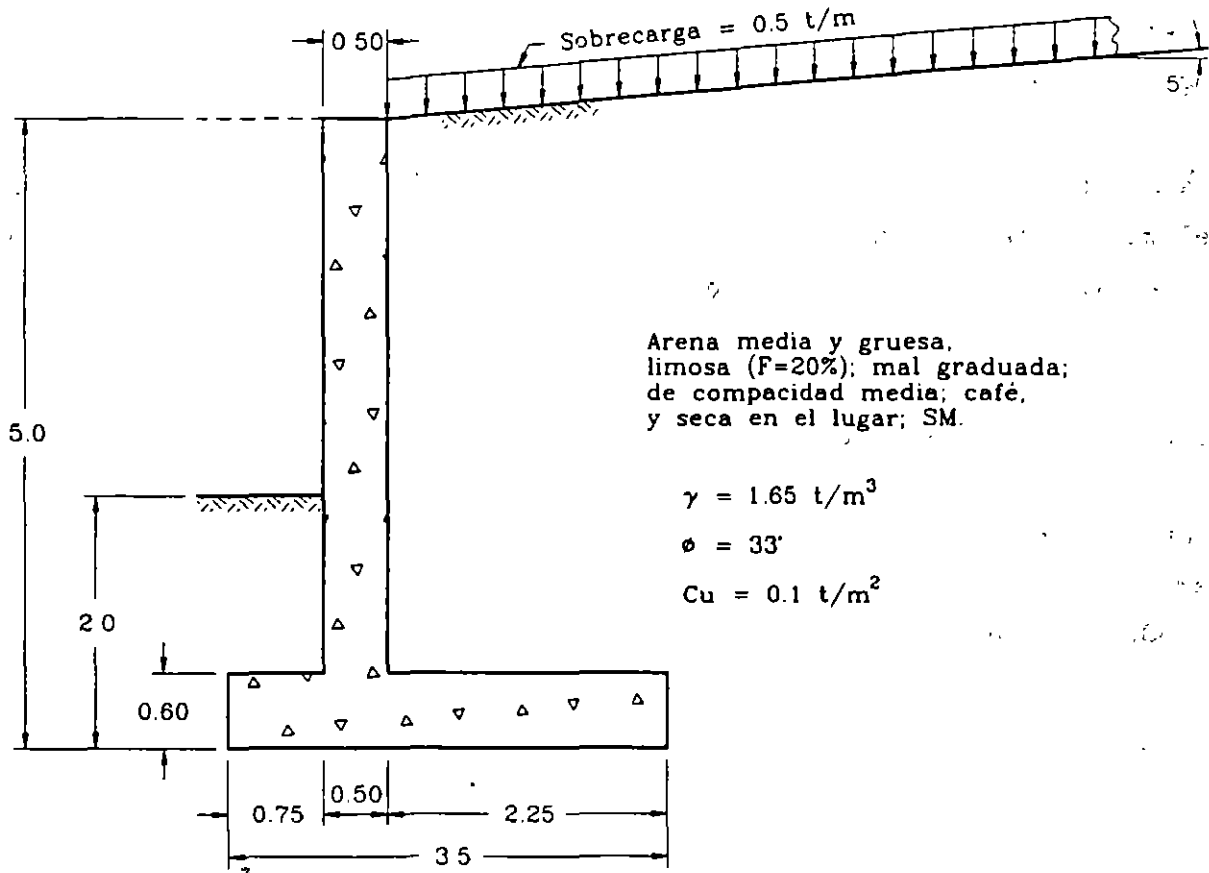


Fig. 5.1 Datos generales del muro de retención del ejemplo 3.5.

3.5.1 Características Principales del Muro y del Relleno

La estructura de retención es de concreto reforzado. El tablero del muro tiene un espesor de 0.5 m y una altura de 4.4 m la cimentación consiste en una zapata corrida de 3.5 m de ancho y 0.6 m de espesor, desplantada a 2.0 m de profundidad por lo que la altura del muro para análisis es $H = 4.4 + 0.6 = 5.0$ m. Otras características de la geometría del muro se muestran en la fig. 5.1.

Según el informe geotécnico, el relleno está constituido por una arena mal graduada con pocos finos plásticos y de compacidad media. los valores para el ángulo de fricción interna y la cohesión del relleno son, respectivamente, $\phi = 33^\circ$ y $c_u = 0.1 \text{ t/m}^2$, en condiciones no drenadas; el peso volumétrico promedio es $\gamma = 1.65 \text{ t/m}^3$. Debido al pequeño valor de la cohesión, su contribución se despreciará en el análisis.

No se esperan presiones debidas al agua dado que el nivel freático en el sitio se encuentra a una profundidad de 15 m y tanto el muro como el relleno están dotados de un buen sistema de drenaje.

La superficie libre del relleno tiene una pendiente uniforme de 5° hacia el muro y la sobrecarga que representa el patio de maniobras se estimó para fines de diseño sísmico en 0.5 t/m por metro de longitud de muro.

3.5.2 Coeficiente Sísmico

Para la zona C y terreno tipo III se tiene $c = 0.64$; el factor de amplificación a considerar para determinar el coeficiente sísmico es de 1.33, pues se tiene

$$\frac{T_s \beta_s}{H} = \frac{0.314 \times 280.0}{5.0} = 17.6 > 10$$

$$E_d = \frac{W(\sin\psi + \tan(\chi - \phi)\cos\psi) - Q(\cos\chi + \tan(\chi - \phi)\sin\chi) - F(\tan(\chi - \phi)\cos\theta - \sin\theta)}{\cos(\delta + \theta) + \sin(\delta + \theta)\tan(\chi - \phi)}$$

Como en este caso se consideró $c_u = 0$, las fuerzas Q y F son nulas; además, $\phi = 33^\circ$, $\theta = 0^\circ$ y $\delta = \phi/2$, por lo que la ecuación se reduce a

$$E_d = \frac{W(\sin\psi + \tan(\chi - \phi)\cos\psi)}{\cos(\delta + \theta) + \sin(\delta + \theta)\tan(\chi - \phi)} = \frac{W(\sin\psi + \tan(\chi - 33)\cos\psi)}{\cos(16.5) + \sin(16.5)\tan(\chi - 33)}$$

El ángulo ψ que forma W con la vertical se calculó considerando los efectos del componente horizontal y 0.5 del componente vertical de la aceleración, mediante

$$\psi = \tan^{-1}\left(\frac{a}{1 \pm 0.5(2/3 a)}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.213}{1 \pm 0.5 \times 0.67 \times 0.213}\right)$$

Si el componente vertical de la aceleración actúa hacia arriba se tendrá $\psi = 12.914^\circ$.

Para la geometría mostrada en la fig. 5.2, se tiene que la resultante de fuerzas inerciales de la cña W puede calcularse a partir de la resultante de fuerzas gravitacionales W_v de acuerdo a

$$W = a \csc\psi \quad W_v = a \csc\psi \left[0.5 \gamma H^2 \frac{\cos\chi \cos i}{\sin(\chi - i)} + q H \frac{\sin(90 - \chi)}{\sin(\chi - i)} \right]$$

$$W = \frac{0.213}{\sin(12.914)} \left[0.5 \times 1.65 \times 5^2 \frac{\cos\chi \cos 5}{\sin(\chi - 5)} + 0.5 \times 5 \frac{\sin(90 - \chi)}{\sin(\chi - 5)} \right]$$

$$W = 0.953 \left[20.547 \frac{\cos\chi}{\sin(\chi - 5)} + 2.50 \frac{\sin(90 - \chi)}{\sin(\chi - 5)} \right]$$

Los empujes de tierra obtenidos fueron: $E_d = 10.227$ t con $\chi = 43.48^\circ$ si la aceleración vertical obra hacia arriba y, $E_d = 10.97$ t con $\chi = 45.67^\circ$ si la aceleración vertical obra hacia abajo. Después de realizar el análisis completo del muro, los efectos más desfavorables se obtuvieron al considerar a la aceleración vertical actuando hacia arriba, por ello sólo se presenta la sustitución de valores en las expresiones anteriores

para este caso.

La altura h_d donde actúa el empuje E_d se calculó con la ec. 7.5

$$h_d = \frac{h_e E_e + 0.55H | E_e - E_d |}{E_d}$$

El empuje E_e se calculó empleando la misma ec. 7.1, pero considerando que en este caso el ángulo ψ y el coeficiente sísmico valen cero; se obtuvo un valor para $E_e = 6.536$ t. Suponiendo por sencillez que el empuje E_e obra a una altura $h_e = 0.33H$, se tiene

$$h_d = \frac{0.33 \times 5.0 \times 6.536 + 0.55 \times 5.0 \times | 10.227 - 6.536 |}{10.227} = 2.047 \text{ m}$$

Para muros de tipo voladizo, se considerará que el empuje sísmico E_d actúa sobre la interfaz vertical imaginaria que se muestra en la fig. 5.2, por lo que $l_d = B$, medida desde el pie del cimiento. Además, se considera que E_d está inclinado con respecto a la horizontal de $\delta = 16.5^\circ$.

3.5.4 Determinación de Fuerzas y Momentos debidos al Muro

Para la determinación de las fuerzas sísmicas que intervienen en las revisiones de seguridad ante volteo y deslizamiento, se consideró que el componente vertical del movimiento actúa hacia arriba, por ser este caso el más desfavorable para el muro del ejemplo. Para el cálculo de las fuerzas inerciales del muro se consideró un peso volumétrico $\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$ para el concreto. Asimismo, se consideró que el volumen de relleno que descansa sobre el cimiento forma parte de la masa del muro. Con estas masas se calcularon las fuerzas inerciales para las tres secciones mostradas en la fig. 5.3.

El área y centroide con respecto al pie del muro para las secciones consideradas se dan en la tabla 5.1, a continuación.

Tabla 5.1 Características geométricas de las secciones del muro

sección	área	h	l
	(m ²)	(m)	(m)
1	2.200	2.800	1.000
2	2.100	0.300	1.750
3	10.121	2.850	2.383

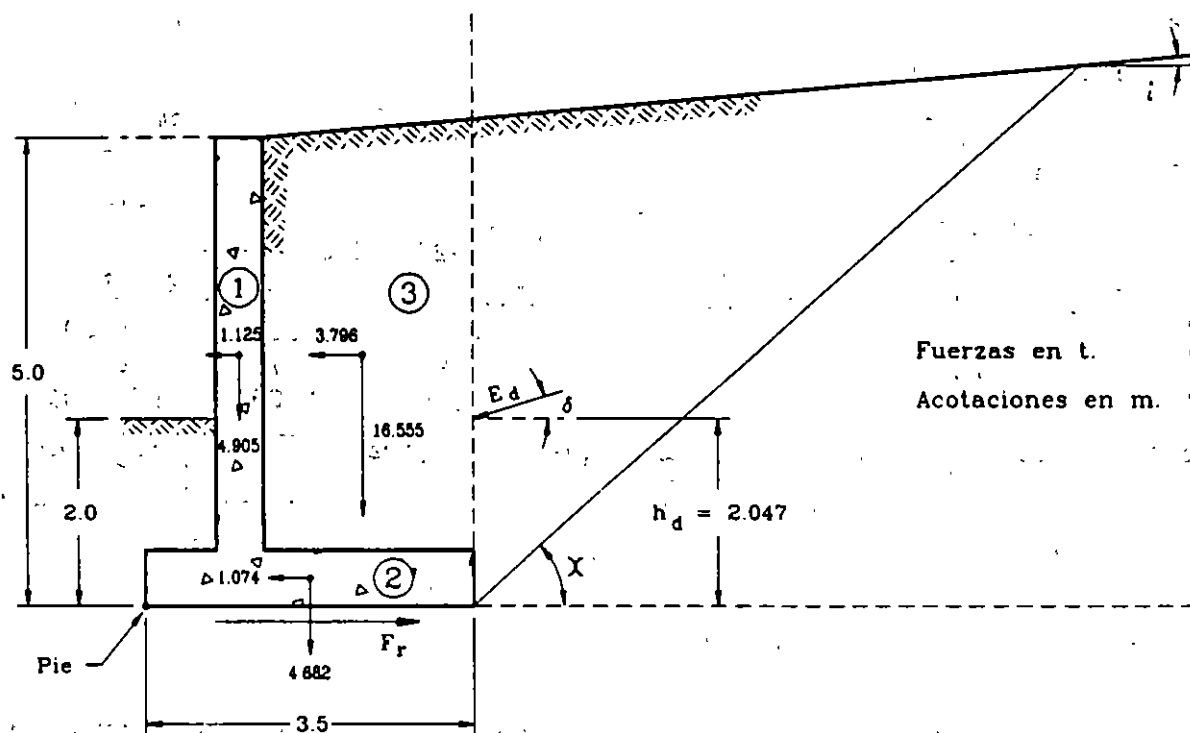


Fig. 5.3 Diagrama de fuerzas que intervienen en el análisis.

Las fuerzas inerciales en cada sección se calcularon en términos de sus componentes horizontal y vertical, así como los momentos actuantes asociados a ellas, con respecto al pie del muro y por metro de longitud de éste. Los componentes de la fuerza inercial, horizontal y vertical en la n -ésima sección, con peso volumétrico γ_n y área A_n , son:

$$\text{componente horizontal} = a \gamma_n A_n = 0.213 \gamma_n A_n$$

$$\text{componente vertical} = \left(1 - 0.5 \left(\frac{2}{3} a\right)\right) \gamma_n A_n = 0.929 \gamma_n A_n$$

C. III

Los resultados obtenidos se resumen en la tabla 5.2, donde también se indica la magnitud de las fuerzas resultantes horizontal y vertical, así como el momento resultante inducido. Para el relleno se consideró también el peso de la sobrecarga sin modificar los valores de h y l . Las fuerzas y momentos calculados son por metro de longitud de muro.

Tabla 5.2 Fuerzas y momentos por el efecto sísmico sobre la masa del muro

secc.	Fuerza horizon.	h	momento	Fuerza vertical	l	momento
	(t)	(m)	(t-m)	(t)	(m)	(t-m)
1	1.125	2.800	3.150	4.905	1.000	4.905
2	1.074	0.300	0.322	4.682	1.750	8.194
3	3.796	2.850	10.819	16.555	2.383	39.451
SUMA	5.995		14.291	26.142		52.550

3.5.5 Revisión de la Estabilidad del Muro

Una vez calculadas todas las fuerzas sísmicas actuantes, se procede a evaluar la seguridad del muro considerando los mecanismos de falla posibles en este caso, con los valores consignados en la tabla 5.2.

Revisión de falla por volteo

El momento de volteo se debe a la acción de las fuerzas horizontales que obran sobre el muro:

$$M_v = M_m^h + h_d E_d \cos \delta = 14.291 + 2.047 \times 10.227 \times \cos(16.5) = 34.364 \text{ t-m}$$

El momento resistente corresponde a la suma de momentos producidos por el efecto de las fuerzas verticales:

$$M_r = M_m^v + l_d E_d \sin \delta = 52.550 + 3.5 \times 10.227 \times \sin(16.5) = 62.716 \text{ t-m}$$

$M_r > M_v$; el factor de seguridad ante volteo del muro es

$$FS = \frac{M_r}{M_v} = \frac{62.716}{34.364} = 1.825$$

Siendo mayor que 1.5, el factor indica que se cumple con la seguridad ante la posibilidad de una falla por volteo.

Revisión de falla por deslizamiento.

Para evaluar la fuerza horizontal que se opone al deslizamiento del cimiento, el informe geotécnico reporta un ángulo de fricción suelo-cimiento igual a $\phi_b = 25^\circ$ y $\gamma = 1.65 \text{ t/m}^3$; asimismo, se tomó en cuenta que el terreno en el frente del muro estará cubierto por un pavimento asfáltico y no se efectuará ninguna excavación en la vecindad del muro, por lo que puede considerarse la contribución de la presión de tierras que se opone al deslizamiento. Para ello, se consideró sólo el 67% del empuje pasivo resultante del criterio de Rankine ($k_p = 2.27$). Dada una profundidad de desplante D_f , la fuerza horizontal resistente puede calcularse como

$$F_r = F_v \tan \phi_b + \gamma (D_f - 0.6) b \tan \phi_b + 0.5 k_p \gamma D_f^2 \cos \delta$$

$$F_r = 26.142 \tan(25) + 1.65 \times (2 - 0.6) \times 0.75 \tan(25) + 0.5 \times 2.27 \times 1.65 \times 2^2 \cos(16.5)$$

$$F_r = 20.181 \text{ t}$$

La fuerza deslizante que obra sobre el cimiento se calculó como

$$F_d = F_v^h + E_d \cos \delta = 5.995 + 10.227 \cos(16.5) = 15.801 \text{ t}$$

$F_r > F_d$; el factor de seguridad ante la falla por deslizamiento es calculado como

$$FS = \frac{F_r}{F_d} = \frac{20.181}{15.801} = 1.277$$

Siendo mayor que 1.2, se considera que el muro es seguro ante la falla por deslizamiento.

Revisión de falla por capacidad de carga

Para revisar este mecanismo de falla es necesario considerar la totalidad de las fuerzas gravitacionales, incrementadas por los efectos de las fuerzas sísmicas, es decir, deberá considerarse el componente vertical del movimiento actuando hacia abajo. Para ello, se tomó el empuje de tierras obtenido $E_d = 10.97 \text{ t}$ con $h_d = 2.095 \text{ m}$; las fuerzas verticales debidas al muro, indicadas aquí como f^v , se recalcularon a partir de los valores consignados en la tabla 5.2 para cada una de las tres secciones, considerando también el volumen de tierra apoyado en el frente del cimiento, y empleando la expresión:

$$f^v = \frac{\left(1 + 0.5 \frac{2}{3} a\right)}{\left(1 - 0.5 \frac{2}{3} a\right)} f^v = 1.153 f^v$$

Para la estimación del factor de seguridad ante falla por capacidad de carga del suelo que soporta el cimiento, se calcularon los esfuerzos de contacto tomando suma de momentos con respecto al centro del cimiento. Para fines de comparación, en la tabla 5.3 se reportan los esfuerzos de contacto máximos obtenidos para los dos sentidos del componente vertical del movimiento del terreno.

Tabla 5.3 Fuerza, momento y esfuerzo de contacto sobre el cimiento

coeficiente sísmico vertical	B/6	ΣF_0^v	ΣM_0	e_1	B'	$\sigma_{\text{máx}}$
	(m)	(t)	(t-m)	(m)	(m)	(t/m ²)
(1 - a/3)	0.58	27.751	-24.693	-0.89	1.72	21.5
(1 + a/3)	0.58	31.997	-25.586	-0.80	1.90	22.5

El informe geotécnico reporta que la capacidad de carga máxima del suelo es de 55 t/m² por lo que el factor de seguridad es

$$FS = \frac{q_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{máx}}} = \frac{55.0}{22.5} = 2.44$$

siendo mayor que 2.0, se considera que el muro es seguro ante la falla por capacidad de carga del suelo.

Revisión de falla generalizada

Debido a que la resistencia del suelo bajo el cimiento tiende a aumentar con la profundidad y no se detectaron estratos de suelo compresible hasta la máxima profundidad explorada, 15 m, que es mayor que 1.5H desde la base del cimiento, no se prevee que pueda desarrollarse este mecanismo de falla. Sin embargo, un análisis simplificado del problema consistió en considerar círculos que interceptan el talón del cimiento, obteniéndose un factor de seguridad ante falla por mecanismo rotacional de cortante netamente superior a 1.5, por lo que se consideró que el muro es seguro ante este tipo de falla.