

1 01149



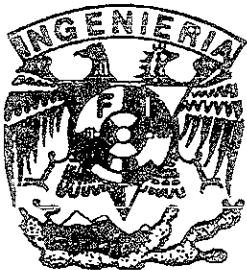
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

ESTABILIDAD DE TALUDES EN PRESAS DE TIERRA
DE SECCION HOMOGENEA, CONSIDERANDO
LOS EFECTOS DE FILTRACION Y SISMICOS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERIA
P R E S E N T A :
FRANCISCO JAVIER ALVA GARCIA



DIRECTOR DE TESIS DR XIANGYUE LI LIU

MEXICO, D. F.

JULIO DE 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

*ESTABILIDAD DE TALUDES EN PRESAS
DE TIERRA DE SECCIÓN HOMOGÉNEA,
CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE
FILTRACIÓN Y SÍSMICOS*

*A mis padres por su sabiduría en guiarme,
y por su apoyo incondicional para realizarme.*

*Mi preparación, ha sido y será el tesoro
más grande que ustedes hayan podido brindarme.*

Infinitas gracias.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación	1
1.2 Objetivo	4
1.3 Alcances	5

2. ANTECEDENTES

2.1 Análisis de taludes	6
2.2 Evaluación sísmica de taludes	16
2.3 Flujo de agua a través de medios porosos	21

3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

3.1 Taludes infinitos en arenas	32
3.2 Análisis numérico del flujo de agua utilizando el método del elemento finito	42
3.3 Método de Bishop simplificado considerando efectos de filtración y sísmicos	51
3.4 Flujo de agua a través de presas de tierra de sección homogénea	59
3.5 Diagramas de flujo de los programas de análisis de estabilidad	65

4. PRESAS DE TIERRA DE SECCIÓN HOMOGÉNEA

4.1 Generalidades	74
4.2 Parámetros de resistencia del suelo	77
4.3 Resultados y cartas de diseño	85
4.4 Ejemplos de aplicación	104

5. CONTROL DE FLUJO EN LA CIMENTACIÓN DE PRESAS

5.1 Generalidades	109
5.2 Resultados	114

6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1 Método de análisis	119
6.2 Influencia de las condiciones de flujo	121
6.3 Influencia de las condiciones sísmicas	123
6.4 Observaciones y comentarios	123

7. CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA	127
---------------------	-----

SIMBOLOGÍA

ϕ'	ángulo de fricción interna efectiva
σ'	esfuerzo normal efectivo
γ_b	peso específico del material sumergido
γ_d	peso volumétrico del material seco
Δp	cambio de presión
γ_{sat}	peso volumétrico saturado del material
σ_v	esfuerzo normal vertical
γ_w	peso específico del agua
Δz	altura o elevación del nivel de agua
A	Area
ϕ	ángulo de fricción interna
θ	ángulo de inclinación de las líneas de flujo
β	ángulo de inclinación del talud
c	cohesión
τ_r	esfuerzo tangencial o esfuerzo cortante efectivo resistente
τ_a	esfuerzo tangencial o esfuerzo cortante efectivo actuante
F.S.	factor de seguridad
F_t	fuerza de filtración total
F_h	fuerza sísmica horizontal
F_v	fuerza sísmica vertical
h	carga total
h_g	carga geométrica o de altura o de posición
h_p	carga de presión
i	gradiente hidráulico

i_c	gradiente hidráulico crítico
j	fuerza de filtración por unidad de volumen
k	coeficiente de permeabilidad o coeficiente de conductividad hidráulica
k_h	coeficiente sísmico horizontal
k_v	coeficiente sísmico vertical
l	longitud total que recorre el agua
p	presión
Q	gasto o cantidad de flujo
q	gasto unitario total
q_x	gasto unitario en la dirección x
q_y	gasto unitario en la dirección y
T	resultante de las fuerzas tangenciales periféricas
u	presión de poro o presión intersticial
v	velocidad media

1.- INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Para satisfacer la demanda de agua, se requieren más embalses superficiales para modificar la desigual distribución de la precipitación en el tiempo y con acueductos y conducciones, la mala distribución en el espacio.

De esta manera, las presas juegan un papel preponderante, ya que deben conceptuarse como proyectos de propósitos múltiples que permiten satisfacer las necesidades del consumo humano, las requeridas por la agricultura y con el desnivel creado, la generación de energía eléctrica, vital hoy en día.

Adicionalmente, las presas producen grandes beneficios; el control de avenidas con la consecuente protección a vidas y propiedades en las llanuras de inundación, y la creación de programas de acuacultura y pesca, así como para recreación.

En los últimos 5,000 años el hombre ha vivido y se ha asentado donde los recursos hídricos se podían garantizar, de esta manera cuando no pudo obtener dicha garantía, recurrió a construir presas que puede decirse que datan desde las civilizaciones iniciales.

Sin embargo, en los últimos 100 años, los ingenieros han desarrollado metodologías que han permitido incrementar la disponibilidad de conducir, purificar y transportar el agua así como suministrar energía eléctrica.

Esta tecnología incluye obviamente la producción de energía con cargas altas, su transmisión a grandes distancias, el desarrollo de la tecnología del concreto, de la geotécnica con el importante avance en la mecánica de suelos y de rocas, así como el desarrollo y conocimiento de la mecánica de fluidos e hidráulica de canales y de tuberías.

En el diseño, construcción y operación de presas se han registrado avances significativos. En los últimos 20 años, se ha prestado una gran importancia a las consideraciones de durabilidad y falla de las mismas y se puede decir que se ha establecido la base técnica y científica para definir la seguridad que deben tener las presas y las obras temporales como las de desvío. Se han planteado las diversas variantes y su interrelación que originan la problemática para entender los aspectos geológicos, hidrológicos y la naturaleza y comportamiento de los materiales, así como las cargas y ciclos a los que las presas están sujetas. El desarrollo de métodos numéricos y técnicas computacionales permiten tener un mejor panorama de estos aspectos y se están haciendo serios esfuerzos para instrumentar y definir de una mejor manera el comportamiento estructural de las presas.

A la fecha los factores de seguridad se están replanteando, se está tratando de reducir significativamente el error humano al someter y actualizar los criterios de diseño al consenso internacional.

Puede decirse que se están implantando actualmente revisiones periódicas al diseño de presas, y se está estableciendo un análisis profundo de presas sujetas a sismos y avenidas de gran intensidad. El futuro en el estudio y desarrollo de este tipo de proyectos está lleno de retos sumamente interesantes por afrontar.

Varios incidentes con severas consecuencias han ocurrido en años recientes en diversas presas del mundo, los cuales han causado la falla de algunas de ellas, por lo que se ha despertado preocupación plenamente justificada; ya que la súbita liberación de miles de toneladas de agua sobre asentamientos, puede causar enormes pérdidas humanas y materiales.

Aunque en México no se han presentado fallas por desbordamientos en grandes presas, nuestro país está sujeto a trayectorias ciclónicas que han ocasionado que se presenten eventos que han rebasado las previsiones iniciales en grandes proyectos, como es el caso reciente durante el año de 1997, del huracán Paulina en las costas de Guerrero y Oaxaca.

Cabe señalar que se define como grandes presas a aquellas que tienen más de 15 m de altura, las que están entre 10 y 15 m de altura con una longitud de corona en el vertedor superior a los 500 m, o en las que el gasto de descarga supera los 500 m³/s, o bien las que presentan condiciones complejas para su cimentación.

No hay duda que las presas diseñadas y construidas hoy en día son más seguras que las construidas en décadas pasadas con base en las investigaciones y el avance tecnológico. Por lo tanto las presas antiguas deberán cumplir con las normas requeridas mínimas necesarias y actuales para su comportamiento adecuado; para obtener dicha información de comportamiento y estado físico así como estructural en el que se encuentran, se deberán evaluar nuevamente con los métodos de análisis actualizados y los nuevos criterios de seguridad referente a la hidrología e ingeniería sísmica.

1.2.- Objetivo

El objetivo de este trabajo es tratar de contribuir en algunos de los aspectos de análisis en las presas de tierra, principalmente en el aspecto de estabilidad de taludes, en combinación con efectos sísmicos. Uno de los factores desestabilizadores más importantes en taludes es la presencia del agua. Las fuerzas que inducen al flujo de agua dentro del cuerpo de cortina, junto con fuerzas sísmicas, pueden provocar el deslizamiento del talud. En la bibliografía consultada durante el desarrollo de este trabajo, no se encontraron estudios comparativos completos entre el método que utiliza a las fuerzas de filtración y el método que utiliza a las fuerzas periféricas, además de que no existen en la literatura cartas de diseño para la combinación de fuerzas de filtración y sismo.

Para tal efecto se desarrollaron en esta investigación, una serie de programas que permiten calcular el factor de seguridad bajo condiciones actuales, o bajo condiciones posibles de diseño; la interrelación y conjunción de esta serie de programas, dieron como resultado dos programas principales. Ambos programas sirven para calcular la estabilidad de taludes con el método de Bishop simplificado, la diferencia entre estos, radica en que uno utiliza a las fuerzas periféricas más el peso total del material (PROGRAMA DAMSTAPP); mientras que el segundo utiliza las fuerzas de filtración más el peso sumergido (PROGRAMA DAMSTAFF). Cabe mencionar que con el uso de estos programas, es factible resolver problemas con diferentes grados de dificultad.

Por las antes expuestas, se pretende que los alcances de este trabajo de investigación sean, presentar un estudio comparativo completo entre utilizar fuerzas periféricas y fuerzas de filtración, además de elaborar cartas de diseño para la estabilidad de taludes que permitan tomar en cuenta efectos sísmicos.

1.3.- Organigrama del trabajo

Este trabajo consta de siete capítulos.

En el capítulo uno se habla de la motivación, el objetivo y los alcances de éste.

El capítulo dos plantea los antecedentes y generalidades de conceptos como son la evaluación sísmica de taludes, el flujo de agua a través de medios porosos, análisis de estabilidad de taludes y el método de Bishop simplificado.

El capítulo tres, presenta los fundamentos teóricos así como la memoria de cálculo para la obtención de los factores de seguridad de cada uno de los métodos de análisis utilizados durante la programación; además se incluyen los diagramas de flujo de los programas de cómputo desarrollados. Finalmente se mencionan los tipos de pruebas convenientes a realizar para encontrar los parámetros de resistencia del suelo.

El capítulo cuatro, presenta el estudio comparativo entre los dos métodos de análisis utilizados en este trabajo y las cartas de diseño correspondientes. También se incluyen algunos ejemplos propuestos de aplicación utilizando dichas cartas de diseño en el análisis de estabilidad de taludes.

El capítulo cinco, habla acerca del control de flujo a través de la cimentación de una presa, presentando algunos resultados y resaltando el alcance de los programas desarrollados.

En el capítulo seis, se discuten los resultados obtenidos de los casos estudiados, así como comentarios y observaciones al respecto.

Por último, en el capítulo siete se presentan las conclusiones y finalmente la bibliografía consultada para la realización de este estudio.

2. ANTECEDENTES

2.1 Análisis de taludes

La seguridad de una masa de tierra contra falla o movimiento es lo que se llama su estabilidad y debe considerarse no sólo en el proyecto de estructuras sino también en la reparación y corrección de las que han fracasado. Los proyectos de los taludes de los cortes abiertos y la sección transversal de los terraplenes, diques y presas de tierra, están basados principalmente en los estudios de estabilidad, a menos que el proyecto sea tan pequeño que se puedan tolerar las fallas ocasionales. Cuando ocurren los fracasos, ya sean deslizamientos o hundimientos, es necesario hacer estudios de estabilidad para determinar la causa de la falla y poder indicar su corrección y el mejor método para prevenir dificultades futuras.

Causas de los movimientos de las masas de tierra.

Las fallas de las masas de tierra tienen una característica común: hay un movimiento de una gran masa de suelo a lo largo de una superficie más o menos definida. En la mayoría de los casos la masa de tierra permanece intacta durante las primeras etapas del movimiento, pero finalmente se deforma y rompe en pedazos, a medida que el movimiento progresa. Algunas fallas ocurren bruscamente con un ligero aviso o ninguno, mientras que otras se producen pausadamente después de anunciar su intención por un asentamiento lento o por la formación de grietas.

El movimiento ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es excedida por los esfuerzos cortantes que se producen en una superficie relativamente continua. Las fallas localizadas en un solo punto de la masa de tierra no indican, necesariamente, que la masa sea inestable. La inestabilidad sólo se produce como resultado de la falla por esfuerzo cortante en una serie de puntos que definen una superficie, a lo largo de la cual se produce el movimiento. Es difícil determinar la causa de muchos movimientos de masas de tierra. Realmente cualquier cosa que produzca una disminución de la resistencia del suelo o un aumento de los esfuerzos en el suelo, contribuye a la inestabilidad y deben tomarse en consideración, tanto en el proyecto de las estructuras de tierra como en la corrección de las fallas.

La tabla 2.1 que a continuación se presenta, sirve de guía para analizar la estabilidad.

La falla puede ser el resultado de cualquiera de estos factores, aislados o combinados. La mayoría son independientes, pero algunos pueden estar relacionados entre sí. El efecto del agua es vital: la presión del agua o los cambios en el agua forman parte de 10 de los factores que están en la lista.

TABLA 2.1

Causas que producen aumento de esfuerzos	Causas que producen disminución de resistencia
1.- Cargas externas como edificios, agua o nieve.	1.- Expansión de las arcillas por adsorción de agua.
2.- Aumento del peso de la tierra por aumento de la humedad.	2.- Presión de agua intersticial
3.- Remoción por excavación de parte de la masa de tierra.	3.- Destrucción de la estructura, suelta o de panal, del suelo por choque, vibración o actividad sísmica
4.- Socavaciones producidas por perforaciones o túneles, derrumbes de cavernas o erosión por filtraciones.	4.- Fisuras capilares producidas por las alternancias de expansión y retracción o por tracción.
5.- Choques producidos por terremotos o voladuras	5.- Deformación y falla progresiva en suelos sensibles.
6.- Grietas de tracción.	6.- Deshielo de suelos helados o de lentes de hielo.
7.- Presión de agua en las grietas	7.- Deterioro del material cementante
	8.- Pérdida de la tensión capilar por secamiento.

Fallas en taludes

Entre las fallas más comunes de masas de tierra están las que se producen por taludes inestables. La gravedad en la forma del peso de la masa del suelo y del agua que pudiera estar sobre ella, es la fuerza principal que tiende a producir la falla, mientras que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es la principal fuerza resistente. La falla ocurre comúnmente en una de las tres formas siguientes:

Falla de base o profunda Se produce en arcillas blandas o que tengan numerosas vetas blandas. La parte superior del talud se cae dejando un escarpe vertical mientras que el terreno a nivel situado más allá del pie del talud se levanta en comba. (Licuación de un lente de arena suelta).

Falla de pie de talud Se produce en taludes de gran pendiente y en suelos que tienen un ángulo de fricción de interna apreciable. La parte superior del talud cae formando frecuentemente una serie de escalones, mientras que el terreno situado cerca del extremo inferior del talud se comba hacia afuera cubriendo el pie del talud.

Falla de talud o de frente Es un caso especial de la falla de pie de talud en el que la presencia de un estrato duro limita la extensión de la superficie de falla.

También se presentan otras formas de falla. Si hay zonas o superficies de una pronunciada debilidad, éstas pueden definir una parte de la superficie de falla. Si hay grandes fuerzas externas, éstas distorsionan la superficie de falla.

Análisis de estabilidad

Los aspectos principales requeridos para evaluar la estabilidad de taludes son (Morgenstern, 1992):

- Caracterización del sitio. Se refiere a la determinación de las condiciones geológicas e hidrológicas que actúan en el sitio.
- Identificación del modo de ruptura probable: caídos, deslizamientos y flujos.
- Caracterización del material. Se refiere al proceso de prueba en situ, muestreo y pruebas de laboratorio de los materiales a fin de determinar las resistencias, deformabilidad y permeabilidad.
- Caracterización de la presión de poro.
- Evaluación de la estabilidad mediante un modelo analítico o numérico.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes en mecánica de suelos se realizan mediante (Chen, 1990):

1. Análisis de esfuerzos y deformaciones
2. Análisis de equilibrio al límite

El primer tipo de análisis emplea la teoría de la elasticidad lineal o las leyes del comportamiento más avanzadas que permiten tomar las deformaciones permanentes y la falla progresiva; es decir la transición elástica – plástica desde el estado elástico inicial lineal hasta el estado de falla último del suelo por flujo plástico.

Actualmente es posible realizar análisis de las deformaciones de taludes y terraplenes, usando el método del elemento finito. Este tipo de análisis permite además calcular la distribución de esfuerzos y comparar los esfuerzos máximos con la resistencia del suelo.

Una limitante de este tipo de análisis es que la existencia de sobre-esfuerzos locales no es una condición suficiente para que desarrolle la falla. Para que esta se produzca es necesario que se genere un mecanismo cinemáticamente admisible. Resulta claro que el ingeniero se interesa más en la seguridad contra falla global, que contra falla local por sobre-esfuerzos.

A pesar de sus ventajas, este tipo de análisis no ha sustituido en la práctica al uso, mucho más extendido, de los métodos de análisis de equilibrio al límite.

El segundo tipo de análisis trata con la condición de falla última de una masa de suelo. El objetivo de este tipo de análisis es la determinación de las cargas que pueden causar la falla de la masa de suelo. Las soluciones a estos problemas frecuentemente se obtienen por las sencillas leyes de la estática, asumiendo superficies de falla de formas simples y usando el criterio de falla de Coulomb (comportamiento rígido - plástico).

La teoría de los análisis al límite considera una relación esfuerzo-deformación de un suelo de tipo rígido plástico. En taludes, se supone que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa de suelo, actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de una cierta superficie de falla. Al

analizar la posibilidad de tal deslizamiento se admite que el suelo desarrolla en todo punto de la superficie de falla su máxima resistencia al corte. Esta suposición conduce a los teoremas límite sobre los cuales se basan los análisis límite (Chen, 1990; Juárez Badillo 1984). En estos análisis, cuando la carga límite es alcanzada y la deformación procede bajo carga constante, todos los esfuerzos permanecen constantes y sólo se presentan incrementos de deformación plástica.

La hipótesis de rigidez inicial del suelo no implica grave error, pues es un hecho que en la mayoría de los casos prácticos, las deformaciones de los suelos previas a la falla (deformaciones elásticas) son muy pequeñas y pueden despreciarse.

Los análisis de equilibrio al límite de estabilidad de taludes evalúan el factor de seguridad contra deslizamiento como la relación entre la resistencia disponible y la movilizada.

Principios del método de análisis de equilibrio al límite

Los análisis bidimensionales suponen implícitamente que la superficie de deslizamiento esta definida por un cilindro de longitud infinita, despreciándose los efectos tridimensionales y de frontera. En estas condiciones el equilibrio de un tramo de talud de ancho unitario es representativo de la estabilidad del conjunto y el problema se vuelve bidimensional.

El análisis de equilibrio límite es la base de la mayoría de los métodos disponibles para analizar la estabilidad de taludes, e ignora la relación esfuerzo-deformación del suelo y solamente considera las condiciones del equilibrio al límite .

Las hipótesis básicas de este método de análisis son las siguientes:

1. Se considera como valido un análisis bidimensional correspondiendo a un estado de deformación plana.

2. Se atribuye una forma determinada a la superficie de falla (plana, circular o espiral logarítmica).
3. El movimiento de la masa del suelo es de cuerpo rígido, considerando así un estado de equilibrio estático (enfoque de equilibrio al límite).
4. El suelo es isótropo en cuanto a su resistencia al esfuerzo cortante.
5. Se considera válida la ley de resistencia de Mohr-Coulomb.
6. Se acepta que en el momento de la falla la resistencia cortante del suelo se moviliza completamente y en forma simultánea en todos los puntos de la superficie de deslizamiento.
7. El factor de seguridad ($F.S$), se define como la relación entre la resistencia media al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla y los esfuerzos cortantes actuantes medios en dicha superficie.
8. Se considera que todos los puntos sobre la superficie de falla desarrollan su máxima resistencia al esfuerzo cortante

Factor de seguridad

Una buena comprensión del factor de seguridad es vital en el diseño de taludes. Una función muy reconocida de dicho factor es explicar lo dudoso, por lo que éste es un resguardo contra la ignorancia existente de la confiabilidad de los aspectos que se consideren en el análisis, tales como, parámetros de resistencia, distribución de la presión de poro y la estratigrafía.

En general, la disminución de la calidad de investigación en el sitio aumentará el factor de seguridad, particularmente si el proyectista tiene poca experiencia con los materiales en cuestión.

Otra función del factor de seguridad es que éste constituye una herramienta empírica con la cual las deformaciones son limitadas en cantidades tolerables dentro de restricciones económicas. De ésta manera, la selección de el factor de seguridad es grandemente influenciado por la experiencia que se tiene con la masa de suelo.

Seguridad contra rotación:

$$F.S. = \frac{\text{momento resistente}}{\text{momento actuante}} \quad (2.1)$$

Seguridad contra traslación (movimiento en línea recta)

$$F.S. = \frac{\text{resistencia al corte disponible}}{\text{esfuerzo que tiende a romper el equilibrio}} \quad (2.2)$$

Generalmente se considera que las fuerzas que producen el movimiento incluyen la inercia, la gravedad y todas las cargas externas. Las que se oponen o resisten el movimiento incluyen la resistencia del suelo y otras fuerzas a lo largo de la superficie potencial de movimiento.

Limitantes fundamentales de los métodos de análisis de equilibrio al límite

Los métodos de equilibrio al límite han brindado una técnica muy útil para los análisis de estabilidad de taludes y otros problemas geotécnicos. Sin embargo, los procedimientos tienen puntos débiles o desventajas, las cuales se mencionan a continuación:

1. Se supone una inminente falla cuando el factor de seguridad ($F.S.$) es igual a la unidad, lo cual es altamente influenciado por diversas variables asociadas a factores geológicos, tipo de material, presiones de poro, etc.
2. La hipótesis de que el $F.S.$ es constante a lo largo de la superficie de falla es un exceso de simplificación, especialmente cuando existen diferentes tipos de suelo a lo largo de la superficie de falla.

3. La relación esfuerzo-deformación del suelo ha sido menospreciada, es decir, los incrementos o decrementos de la relación esfuerzo - deformación dentro del talud no han sido tomados en cuenta por considerar un equilibrio estático del mismo.

La mayoría de los métodos de equilibrio al límite han sido escritos en diferentes lenguajes de programación. En general, el usuario de los programas de computadora debe entender completamente el método empleado en la estabilidad de taludes, con el objeto de reconocer los resultados erróneos. Los resultados obtenidos, una vez corridos los programas, deben ser cuidadosamente revisados e interpretados con juicio basado en una buena práctica de la geotecnia.

Método de Bishop simplificado

El procedimiento general para el análisis de estabilidad de taludes es calcular el factor de seguridad de distintas superficies de falla supuestas, y se considera la superficie de falla crítica, aquella que tenga el menor factor de seguridad, conocido como factor de seguridad crítico. Si el factor de seguridad es menor que 1 el talud se considera inestable, por lo que en condiciones normales de diseño el talud no es aceptado. En el diseño de diques y presas se requiere usualmente que el factor de seguridad más pequeño sea mayor que 1, digamos que 1.2 o 1.3.

Un talud inestable puede ser considerado aceptable si la condición de inestabilidad ocurre solamente en circunstancias excepcionales, tales como un sismo severo coincidiendo con un alto nivel de agua. En éstos casos puede ser necesario predecir las deformaciones a la que los taludes inestables están sometidos. Si éstas son bastante pequeñas el diseño puede ser adecuado.

El método de Bishop simplificado se basa en la consideración del momento de equilibrio de la masa de suelo que está por arriba del supuesto círculo de falla, ver *figura.2.1*. La masa de suelo se subdivide en cierto número de dovelas verticales de ancho b y altura h . El peso volumétrico en una dovela es denotado por γ , por lo que el peso de cada dovela será $\gamma b h$. El

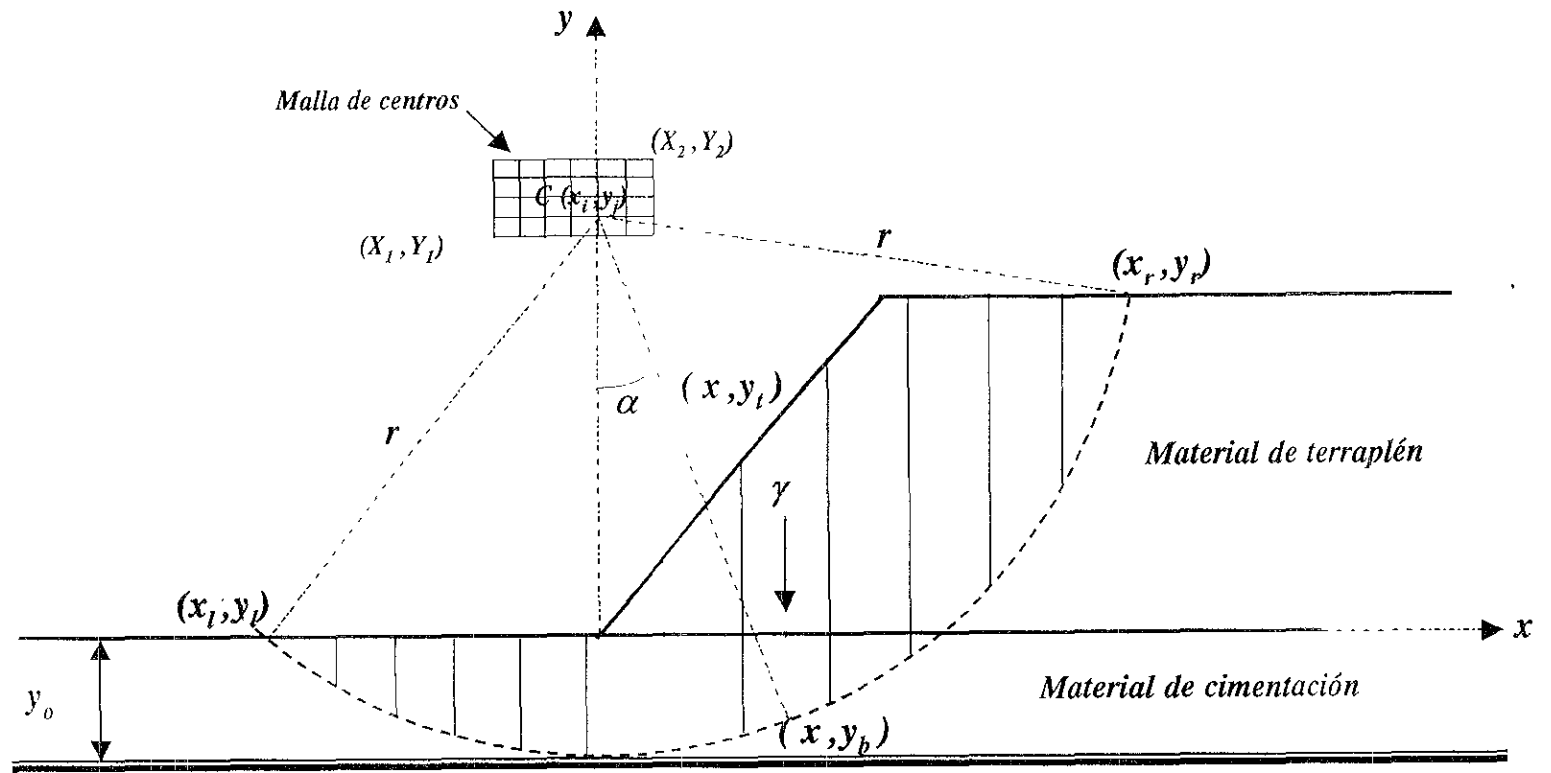


Fig. 2.1 Método de Bishop simplificado

máximo esfuerzo cortante resistente τ_r , que actúa en la frontera inferior de la dovela esta en función de la cohesión c y el esfuerzo efectivo vertical σ' (ecuación de Möhr-Coulomb):

$$\tau_r = c + \sigma' \tan \phi \quad (2.3)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material.

El factor de seguridad $F.S.$ de un talud suele definirse según la expresión (2.2) por:

$$F.S. = \frac{\tau_r}{\tau_a} = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{\tau_a} \quad (2.4)$$

donde τ_a es el esfuerzo cortante actuante, por lo tanto:

$$\tau_a = \frac{1}{F.S.} \cdot (c + \sigma' \tan \phi) \quad (2.5)$$

Se supone que el factor de seguridad es el mismo para todas las dovelas.

El equilibrio de momentos con respecto al centro del círculo de falla puede ser expresado por la suma de momentos del peso de cada dovela con respecto al centro del círculo de falla, y la suma de momentos de las fuerzas cortantes actuantes en la base de cada dovela. La distancia horizontal del centro de cada dovela al centro del círculo es $r \sin \alpha$ y el área de la base de la dovela es $b/\cos \alpha$, esta condición de equilibrio puede ser expresada como:

$$\sum (\gamma \cdot h \cdot b \cdot r \sin \alpha) = \sum \left(\tau_a \cdot r \cdot \frac{b}{\cos \alpha} \right) \quad (2.6)$$

Suponiendo que todas las dovelas son del mismo ancho, y sustituyendo la expresión (2.5) en la expresión (2.6), el factor de seguridad que se obtiene es el siguiente:

$$F.S. = \frac{\sum \left[\frac{c + \sigma' \tan \phi}{\cos \alpha} \right]}{\sum \gamma h \sin \alpha} \quad (2.7)$$

Esta fórmula es la base de diversos métodos, tales como los desarrollados por Fellenius (1927) y Bishop (1955). Por lo que el método de Bishop ha sido validado comparándolo con casos particulares resueltos, y ha dado resultados satisfactorios.

El método de Bishop simplificado supone también que las fuerzas que actúan sobre las caras laterales de una dovela cualquiera tienen una resultante nula en dirección vertical, es decir, el método supone que las fuerzas transmitidas entre dovelas adyacentes son estrictamente horizontales. En la *figura. 2.2* se muestra el equilibrio vertical de una dovela, y se tiene que:

$$\gamma h = \sigma' + u + \tau \tan \alpha \quad (2.8)$$

donde u representa la presión de poro.

Si en la expresión anterior se sustituye la expresión (2.5) y se despeja al esfuerzo normal efectivo σ' se obtiene que:

$$\sigma' = \frac{\gamma h - u - \frac{c}{F.S.} \tan \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F.S.}} \quad (2.9)$$

Sustituyendo la expresión (2.9) en la expresión (2.7) se obtiene el método de Bishop simplificado:

$$F.S. = \frac{\sum \left[\frac{c + (\gamma h - u) \tan \phi}{\cos \alpha \left(1 + \frac{1}{F.S.} \tan \phi \cdot \tan \alpha \right)} \right]}{\sum (\gamma h \sec \alpha)} \quad (2.10)$$

2.2 Evaluación sísmica de taludes

La liberación de energía debida a sismo produce ondas sísmicas que viajan a través del suelo. Éste tipo de cargas dinámicas transitorias incrementan instantáneamente el esfuerzo cortante en

un talud y decrece el volumen de vacíos del material que conforma el talud, lo que conduce a un incremento de presión en los poros y fracturas; por lo tanto, las fuerzas cortantes se incrementan y las fuerzas de fricción resistentes a éstas decrecen. En otras palabras, los sismos pueden incrementar el esfuerzo cortante actuante y reducir la resistencia cortante por el incremento de la presión de poro.

Otros factores que afectan a los taludes durante un sismo son:

1. Magnitud de las aceleraciones sísmicas
2. Duración del sismo
3. Propiedades dinámicas de los materiales afectados
4. Dimensiones del talud

Posterior a un sismo, un talud puede ser más débil, más firme o puede permanecer igual que antes de que se presentase el movimiento telúrico.

Los movimientos debidos a sismo son capaces de desestabilizar los estados de inercia en taludes y terraplenes. La resistencia al cortante del suelo puede ser reducida debido a las cargas transitorias (por ejemplo deformaciones cíclicas) o debido a la generación de exceso de presión de poro. El efecto combinado de cargas sísmicas y el cambio en la resistencia al cortante se reflejará como el decremento en la estabilidad del talud afectado.

Normalmente, las cargas cíclicas generan un exceso de presión de poro en materiales saturados no cohesivos (gravas, arenas y limos no plásticos), los cuales pueden licuarse con una pérdida de resistencia antes del sismo. Sin embargo los suelos cohesivos y los materiales secos no cohesivos no son generalmente afectados por las cargas cíclicas al mismo grado.

Métodos de estabilidad que consideran efecto sísmico

Los análisis de estabilidad sísmica de taludes consideran las fuerzas cortantes laterales que se generan en la masa de suelo durante un sismo provocando desplazamientos relativos. Estos desplazamientos, están en función de la intensidad del sismo y del espectro generado por el

movimiento. En general, se han propuesto cuatro métodos de análisis para la evaluación de la estabilidad de taludes durante sismo, según el orden de complejidad y de costo:

1. *Método seudostático* Las fuerzas de inercia del sismo son simuladas por la inclusión de una fuerza estática horizontal y vertical en un análisis de equilibrio al límite.
2. *Método de desplazamientos de Newmark* Este método está basado en el concepto de que la aceleración actual del talud puede exceder a la estática y produce desplazamientos permanentes.
3. *Estabilidad después del sismo* Este método utiliza pruebas de laboratorio de resistencia no drenada, determinadas sobre muestras representativas de suelo que han estado sujetas a cargas cíclicas equivalentes a sismo.
4. *Análisis dinámico de elemento finito* Análisis en dos o tres dimensiones usando modelos constitutivos de suelo darán detalles concernientes a esfuerzos, deformaciones y desplazamientos permanentes.

Del listado de métodos antes presentado, los primeros dos han sido generalmente bien establecidos en ingeniería geotécnica práctica, principalmente debido a su facilidad de implementación, familiarización y economía. El método de estabilidad después del sismo es simple de implementar, pero requiere de extensas pruebas de laboratorio para determinar la resistencia al cortante de los suelos de algunas superficies potenciales de falla en el talud. El análisis de elemento finito es costoso, y requiere también de pruebas de laboratorio para determinar los parámetros del modelo constitutivo así como de computadoras de considerable potencia.

Método seudostático

El método seudostático ofrece una simple aproximación para la evaluación de la estabilidad de un talud en una región sísmica. Esta es una implementación al método de equilibrio al límite, con la modificación correspondiente al incluir fuerzas sísmicas horizontales y verticales que son

utilizadas para simular las fuerzas de inercia potenciales debidas a las aceleraciones del terreno durante un sismo. Esas fuerzas sísmicas asumen ser proporcionales al peso de la masa potencial de deslizamiento multiplicada por un coeficiente sísmico k_h y k_v , expresados en términos de la aceleración (en unidades de g) como se mostrará en el capítulo 3. Normalmente, la fuerza sísmica actúa solamente en dirección horizontal, esto es $k_v=0$, induciendo a una fuerza de inercia, $k_h W$, en el talud, donde W es el peso de la masa potencial de deslizamiento. Posteriormente se calculará el factor de seguridad con los métodos convencionales. La gran dificultad de éste procedimiento radica en la selección de un coeficiente sísmico apropiado y el valor de un factor de seguridad aceptable.

La magnitud del coeficiente sísmico debiese efectivamente simular las fuerzas del sismo, las cuales dependen de: (1) intensidad del movimiento telúrico, (2) duración del movimiento y (3) la frecuencia. Por supuesto que uno puede seleccionar un coeficiente sísmico igual a la máxima aceleración del terreno donde se encuentra el talud. Sin embargo, el ser tan conservadores, conduciría a evaluaciones antieconómicas y posibles dificultades numéricas. Por lo anterior, la selección de dichos coeficientes debe ser justificada si los taludes serán diseñados económicamente.

La República Mexicana se encuentra regionalizada en cuatro zonas sísmicas: A, B, C y D, para tres tipos distintos de terreno: firme (I), de transición (II) y blando (III). En la tabla 2.2 se muestran coeficientes sísmicos básicos de diseño por zona (Esteva y Ordaz 1995).

TABLA 2.2

COEFICIENTES SÍSMICOS HORIZONTALES DE DISEÑO POR ZONA			
ZONA	TERRENO		
	I	II	III
A	0.08	0.18	0.24
B	0.16	0.36	0.45
C	0.25	0.55	0.70
D	0.34	0.75	0.95

En el presente trabajo de investigación se propusieron distintos valores de coeficientes sísmicos horizontales aleatoriamente, es decir no se consideró zona ni terreno de cimentación en particular.

El valor del coeficiente sísmico vertical se estimó como la tercera parte del coeficiente sísmico horizontal.

$$k_v = \frac{1}{3} \cdot k_h$$

Consideraciones para todos los tipos de análisis

Todos los análisis de estabilidad de taludes deben considerar los siguientes puntos:

1. Inclusión de grietas de tensión y la abertura de juntas en los análisis. Donde sea necesario y apropiado, suponer que las grietas están llenas de agua.
2. Son susceptibles los análisis variando los parámetros en función del tiempo, por ejemplo: la cohesión, la fricción, el nivel freático, etc. Bosquejar cada parámetro contra el factor de seguridad.
3. Cuando la envolvente de resistencia es una curva, se deben seleccionar apropiadamente los valores de c' y ϕ' . Los valores seleccionados de resistencia al cortante deben corresponder a los niveles de esfuerzo apropiados al problema que está siendo analizado. Para superficies de deslizamiento poco profundas, seleccionar c' y ϕ' en el rango de bajos esfuerzos de la envolvente de resistencia; para superficies de deslizamiento profundas, seleccionar los parámetros de resistencia en el rango de grandes esfuerzos. Si es posible, usar programas de computadora que permitan hacer uso de envolventes de Mohr-Coulomb no lineales.
4. Considerar posibilidad de fallas progresivas especialmente en: desequilibrio de taludes, grietas de tensión, pequeñas deformaciones, distribuciones no uniformes de esfuerzo - deformación en el comienzo o aceleración progresiva de fallas. Considerar la posibilidad de

retraso de fallas debido al decremento en los parámetros de resistencia con el tiempo, incremento de la presión de poro y otros factores.

2.3 Flujo de agua a través de medios porosos

Condiciones de agua subterránea:

Junto con la aceleración de la gravedad, el agua subterránea es el factor más importante en la estabilidad de taludes. Este factor puede afectar a la estabilidad de cinco maneras:

1. Reduce la resistencia
2. Cambia las propiedades de los minerales a través de alteraciones químicas
3. Cambia la densidad del material
4. Genera presión de poro
5. Causa erosión

Para determinar la presión de poro se utiliza la teoría de flujo de agua a través de suelos basada en la teoría de Darcy. La aproximación gráfica a través de redes de flujo es comúnmente utilizada en la práctica concerniente a taludes.

Fundamentos teóricos

Es importante conocer los principios de flujo de fluidos a través de suelos saturados para resolver los problemas correspondientes a : *a)* la velocidad a que el agua fluye a través del suelo, por ejemplo para determinar el caudal de fugas a través de una presa de tierra, *b)* a la consolidación, por ejemplo para calcular la velocidad de asentamiento de una cimentación y *c)* la resistencia, por ejemplo para el cálculo de los factores de seguridad de un terraplén.

Existen dos tipos de flujo completamente diferentes. Se dice que existe flujo laminar cuando todas las partículas de agua se mueven en paralelo a las líneas de flujo, sin que estas líneas se intersecten entre sí, y las pérdidas de energía son proporcionales a la velocidad; el flujo laminar tiene lugar a bajas velocidades en conductos pequeños, y es característico de todos los suelos a excepción de las gravas gruesas. El flujo turbulento se caracteriza por un movimiento caótico e irregular de las partículas del fluido y por las pérdidas de energía que son proporcionales a la cuadrado de la velocidad del flujo.

En el estudio de flujo de fluidos es conveniente expresar la energía, tanto potencial como cinética, en términos de alturas o cargas, correspondientes a la energía por unidad de masa. Deben considerarse las tres cargas siguientes en los problemas de flujo de un fluido a través de un suelo:

1. *Carga de presión*. h_p , es igual a la presión dividida por el peso específico del fluido.
2. *Carga de altura o geométrica* h_g , es igual a la distancia a un plano de comparación.
3. *Carga total* h , es igual a la suma de la carga de altura más la carga de presión.

Al estudiar el flujo a través de canales y tubos debemos considerar la carga de velocidad. Sin embargo, en los suelos la carga de velocidad es demasiado pequeña para tener importancia y por tanto puede despreciarse. La carga total, en realidad es la suma de la carga de presión, la carga geométrica y la carga de velocidad; a la suma de la carga de presión más la carga geométrica se le denomina carga piezométrica. Para la filtración a través de un suelo es despreciable la carga de velocidad, resulta que la carga total es igual a la carga piezométrica.

La cantidad de agua que pasa por un punto fijo en un periodo establecido de tiempo es igual al área de la sección transversal multiplicado por la velocidad promedio del flujo. Esta relación, se conoce como condición de continuidad, se expresa mediante la fórmula:

$$Q = Av$$

en la cual Q es el volumen de agua por unidad de tiempo, A es el área de la sección transversal al flujo de agua, y v es la velocidad de flujo.

La fuerza motriz que causa que el agua fluya, se representa por una relación conocida como gradiente hidráulico:

$$i = \frac{h}{l}$$

donde i es el gradiente hidráulico, h es la pérdida de carga total y l es la longitud de la muestra.

El físico francés Darcy estudió el flujo del agua en los suelos usando un aparato similar como el mostrado en la *Fig.2.3*; en éste colocó una muestra de suelo de longitud l y área transversal A en un tubo que se ajustaba perfectamente a la muestra y que tenía los extremos abiertos. A cada extremo del tubo se conectó un depósito de agua. La diferencia entre los niveles del agua en ambos depósitos h , representa la pérdida de carga total. Darcy encontró por medio de los experimentos realizados, que la velocidad v en m/s era directamente proporcional al gradiente hidráulico i , ésta relación se expresa de la siguiente manera:

$$v = k i$$

en la cual k es la constante de proporcionalidad y se le da el nombre de coeficiente de permeabilidad o coeficiente de conductividad hidráulica. Esta fórmula es correcta siempre que el flujo sea laminar y es aplicable a todos los suelos más finos que las gravas.

El coeficiente de conductividad hidráulica es una constante que tiene las dimensiones de velocidad, que expresa la facilidad con que el agua atraviesa un suelo. La magnitud del coeficiente depende de la viscosidad del agua y del tamaño, forma y área de los conductos a través de los cuales fluye el agua. La viscosidad es una función de la temperatura; cuanto más alta es la temperatura menor es la viscosidad y más grande la permeabilidad. En la tabla 2.3 se proporcionan algunos valores del coeficiente k .

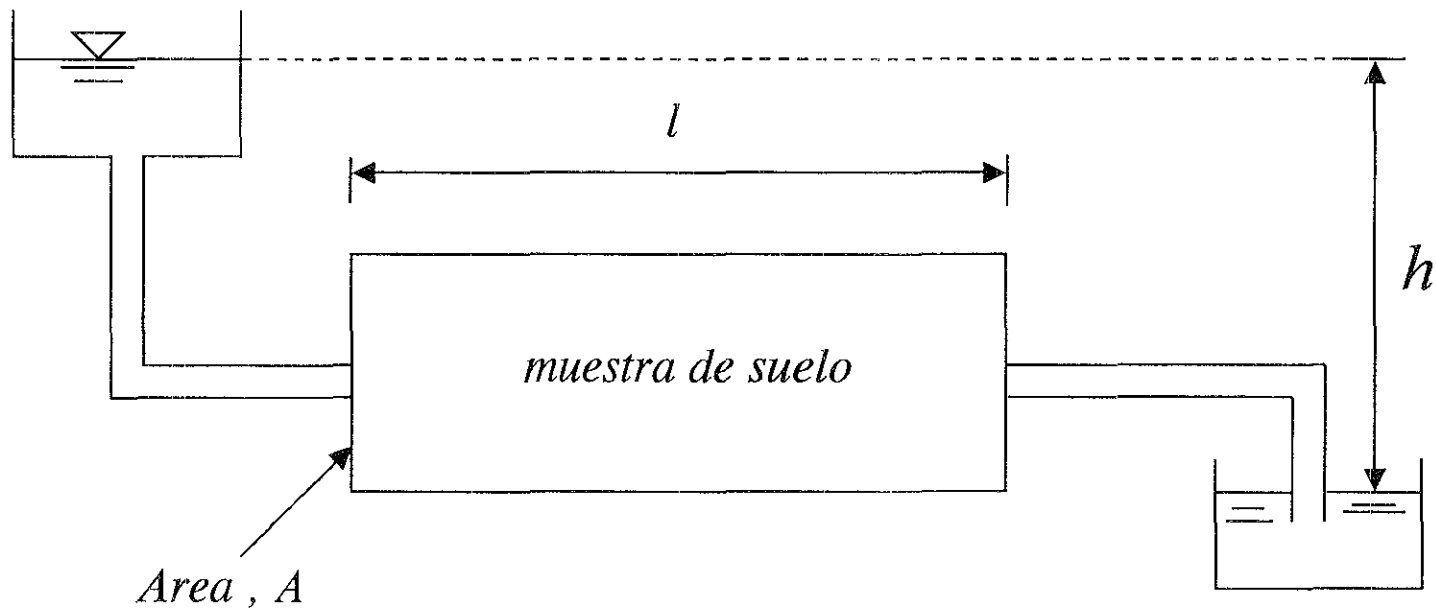


Fig. 2.3 Prueba para determinar la permeabilidad

En general, todos los poros del suelo están conectados con sus vecinos. Los poros aislados son imposibles en una agrupación de esferas, cualquiera que sea la forma de la misma. En los suelos gruesos, gravas, arenas e incluso limos es difícil imaginar poros aislados. Como los poros de un suelo están aparentemente comunicados entre sí, el agua puede fluir a través de los suelos naturales más compactos. La velocidad del agua que fluye en un punto cualquiera de su trayectoria depende del tamaño del poro y de su posición en el mismo, especialmente de su distancia a la superficie de la partícula de suelo más próxima.

TABLA 2.3

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (k en cm/s)

	10^2	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Propiedad de drenaje	Buen drenaje						mal drenaje			prácticamente impermeables		
Aplicación en presas de tierra y diques	Secciones permeables de presas y diques						Secciones impermeables de presas de tierra y diques					
Tipos de suelos	Grava limpia		Arenas limpias, mezclas de grava y arena limpias			arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla			suelos impermeables			

La filtración no controlada causa tres tipos de dificultades: 1) demasiada filtración provoca la pérdida de agua en las presas, 2) la presión de agua en exceso produce pérdida de resistencia en el suelo y por consecuencia la falla del mismo, y 3) el flujo de agua genera erosión interna, provocando tubificación (si el material es susceptible a la erosión) que es una de las fallas más frecuentes en presas de tierra.

El cambio de presión del agua, si no hay flujo, se puede calcular por las leyes de la hidrostática:

$$\Delta p = \gamma_w \cdot \Delta z$$

donde Δz representa la altura o elevación del nivel de agua.

Cuando el agua está en movimiento, no importa lo lento que éste sea, la fórmula anterior no es aplicable y la presión hay que calcularla por medio de una red de flujo. La carga total h en cualquier punto está dada por la línea equipotencial. Si la elevación de un punto cualquiera es z , la presión en ese punto es:

$$p = \gamma_w (h - z)$$

La presión es la misma en todas direcciones en un punto cualquiera, pero no es necesariamente la misma en puntos diferentes aunque estén al mismo nivel.

Fuerza de filtración

Las presiones verticales de agua que actúan sobre cierto elemento de suelo (Figura 2.4) son representadas en la figura.2.5a. Estas presiones verticales son las que actúan sobre las caras extremas de la muestra de suelo denominándose presiones periféricas o de contorno. La figura.2.5b muestra las presiones de agua debidas a la inmersión (empuje de Arquímedes), es decir las presiones que existirían si no hubiera flujo. Estas dos presiones de agua constituyen el efecto del agua estática sobre la muestra de suelo.

La diferencia entre las presiones periféricas (Fig. 2.5a) y las de empuje ascensional (Fig. 2.5b) es la presión de filtración (Figura 2.5c). La presión de filtración ejercida por el agua en movimiento se disipa uniforme y completamente en el flujo ascensional a través del suelo.

Las presiones de agua de la figura.2.5, se han convertido en fuerzas multiplicándolas por el área de la sección transversal total de la muestra de suelo y son las que aparecen en la

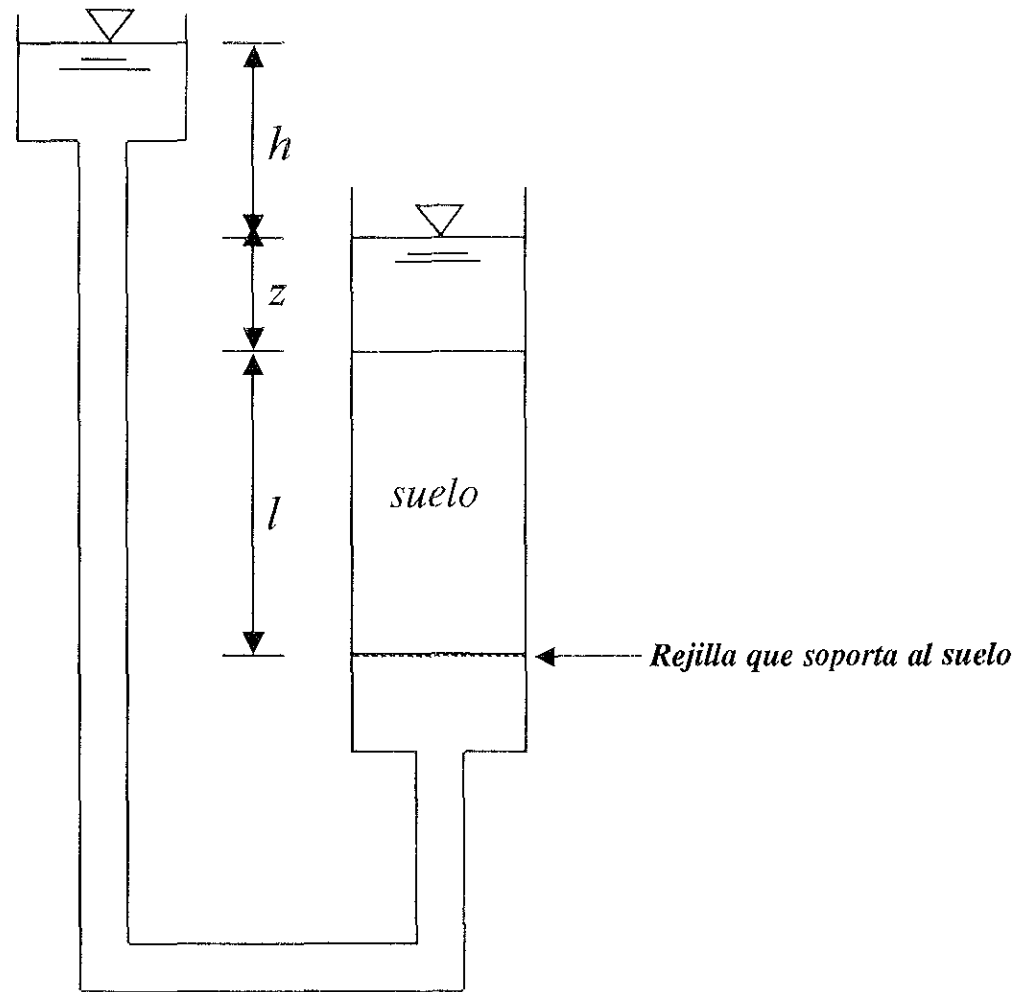


Fig. 2.4 Permeámetro con flujo ascendente

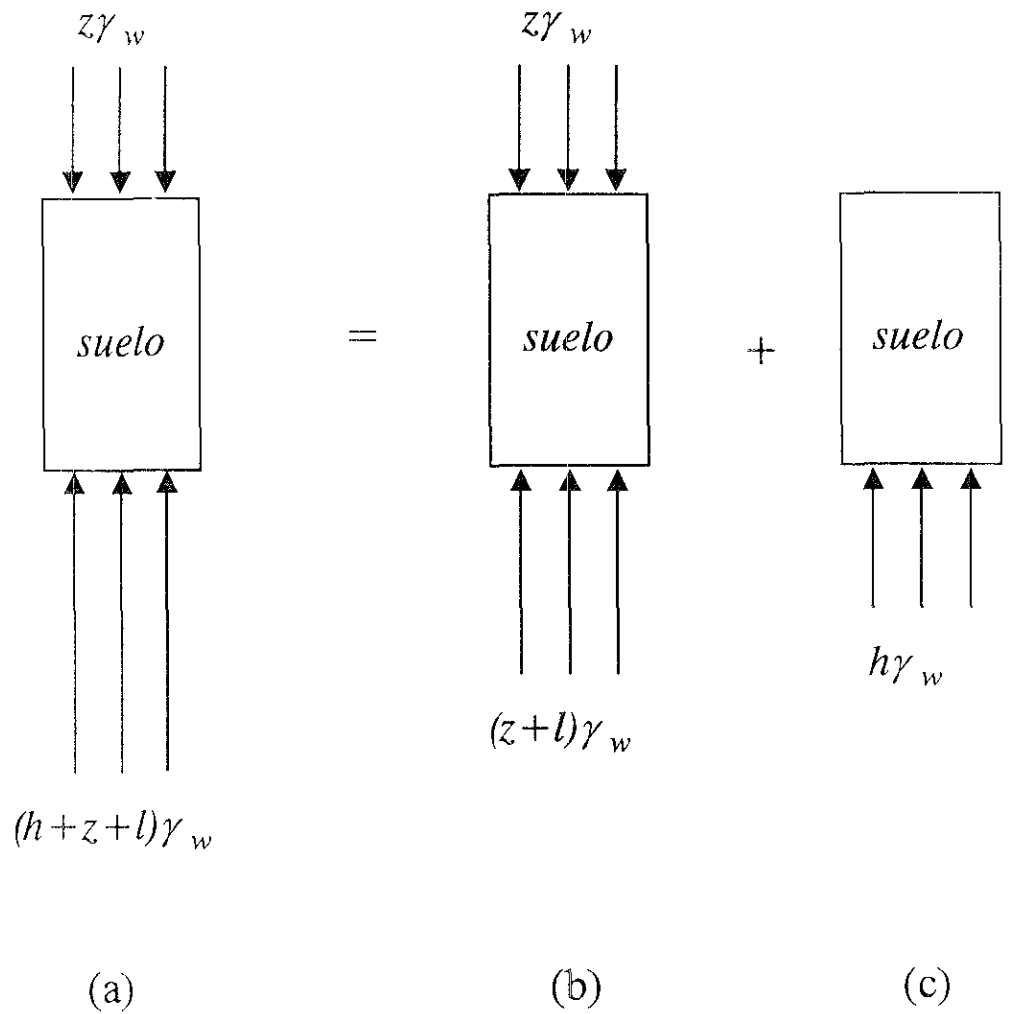


Fig. 2.5 Presiones de agua sobre un elemento de suelo, a) presiones periféricas. b) presiones hidrostáticas. c) presión consumada en la filtración.

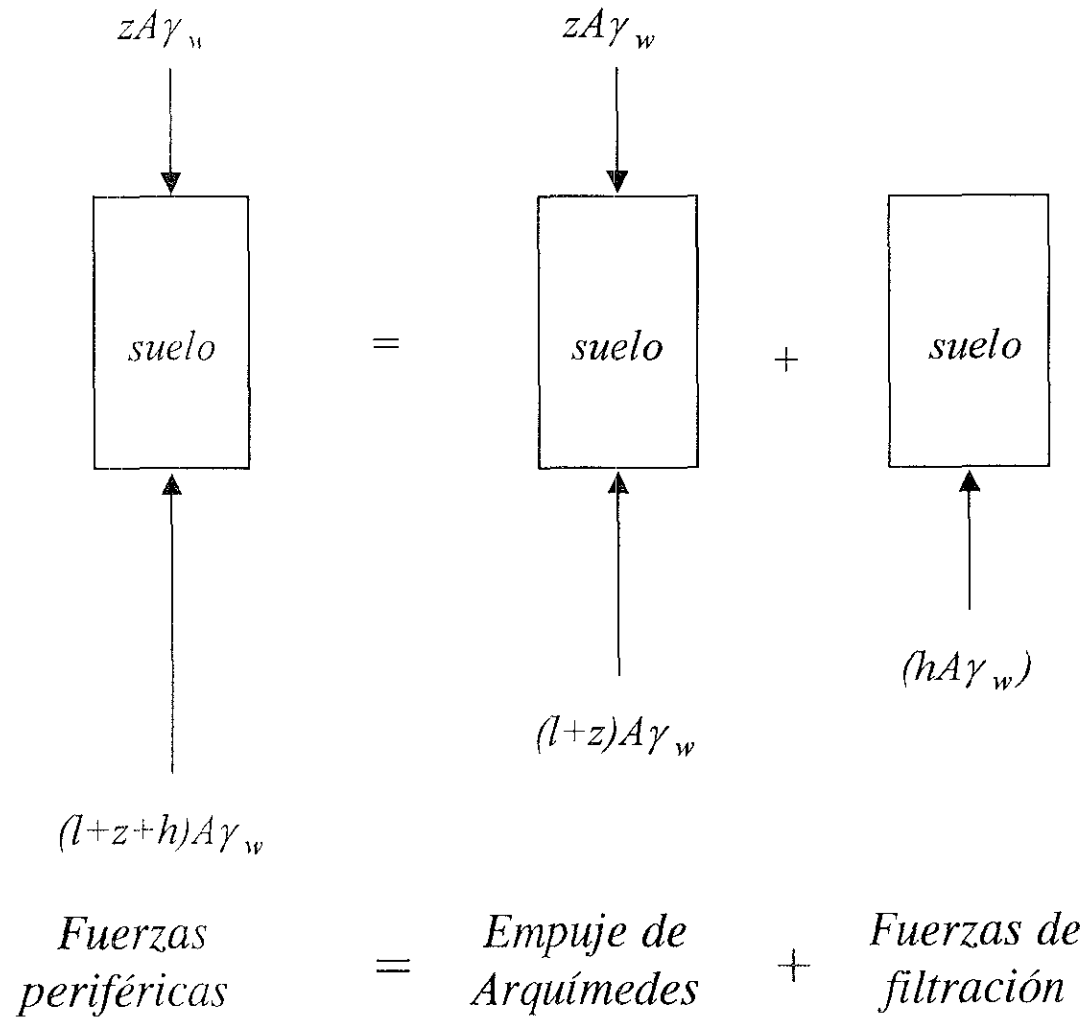
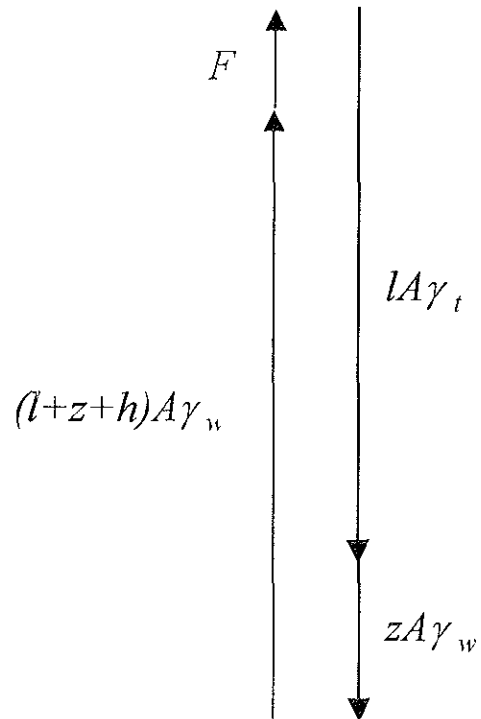


Fig. 2.6a Fuerzas ejercidas por el agua sobre una muestra de suelo

A) *Peso total más fuerzas periféricas*

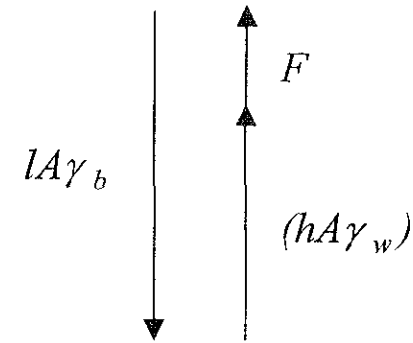


$$F = zA\gamma_w + lA\gamma_t - (l+z+h)A\gamma_w$$

$$F = lA\gamma_t - (l+h)A\gamma_w$$

$$F = \sigma \cdot A$$

B) *Peso sumergido más fuerza de filtración*



$$F = lA\gamma_b - hA\gamma_w$$

$$F = lA(\gamma_t - \gamma_w) - hA\gamma_w$$

$$F = lA\gamma_t - (l+h)A\gamma_w$$

$$F = \sigma \cdot A$$

$F =$ fuerza ejercida sobre la rejilla que soporta al suelo

Fig. 2.6b Equilibrio de fuerzas sobre la muestra de suelo de la fig. 2.6a

figura.2.6a y 2.6b. Las magnitudes de los dos empujes dependen de la altura z , pero no así su diferencia. El empuje resultante (empuje de Arquímedes) siempre actúa hacia arriba y es igual al volumen total del elemento de suelo multiplicado por el peso específico del agua.

El agua en movimiento ejerce la fuerza de filtración sobre el esqueleto del suelo por efecto de un arrastre friccional. En otras palabras, una cierta presión, relacionada con la pérdida de carga total, se convierte de presión intersticial en presión efectiva. En un suelo isótropo la fuerza de filtración siempre actúa en la dirección de la corriente. Una expresión adecuada de una fuerza es calculada como fuerza por unidad de volumen de suelo, en la forma

$$j = \frac{\text{fuerza de filtración}}{\text{volumen de suelo}} = \frac{h A \gamma_w}{l A} = i \gamma_w$$

Al resolver el problema podemos trabajar con las fuerzas totales periféricas o con el empuje de Arquímedes más la fuerza de filtración. Si se utilizan las fuerzas periféricas para calcular el equilibrio de un elemento de suelo, no debe incluirse la fuerza de filtración. El hacerlo así significa que el efecto del flujo de agua se introduce dos veces.

Al utilizar las fuerzas periféricas más el peso total estamos considerando de hecho el equilibrio de todo el suelo. La fuerza de filtración es una fuerza interior, de arrastre de agua sobre el esqueleto mineral y de reacción de éste sobre el agua. Esta fuerza entre fases no influye sobre el equilibrio del conjunto. Al utilizar la fuerza de filtración más el peso sumergido trabajamos de hecho con el equilibrio del esqueleto mineral.

La resistencia al corte de un suelo granular es directamente proporcional a la presión efectiva. Cuando un suelo sin cohesión se somete a un estado hidráulico que da lugar a presiones efectivas nulas, la resistencia del suelo se hace cero; entonces se dice que existe una condición de sifonamiento o ebullición. El estado de sifonamiento es en otras palabras, aquel en el que la resistencia al corte del suelo es nula por la ausencia de presiones efectivas. Debido a que los

suelos cohesivos pueden poseer resistencia incluso bajo presiones efectivas nulas, en ellos no se produce necesariamente el sifonamiento cuando estas presiones se anulan.

La presión efectiva es evidentemente nula cuando la presión intersticial es igual a la total. Existen dos casos habituales en mecánica de suelos en los que se produce esta igualdad:

1. Un flujo ascensional de tal magnitud que el empuje total del agua es igual al peso total del suelo (para un elemento del suelo sin carga), es decir, la fuerza de filtración es igual al peso sumergido del suelo.
2. Un impacto en ciertos suelos de baja compacidad produce una reducción de volumen del esqueleto mineral, con el resultado de que la presión efectiva se transmite al agua intersticial.

El gradiente necesario para que se produzca el estado de sifonamiento, denominado gradiente crítico i_c , es igual al cociente del peso específico del material sumergido entre el peso específico del agua:

$$i_c = \frac{\gamma_b}{\gamma_w}$$

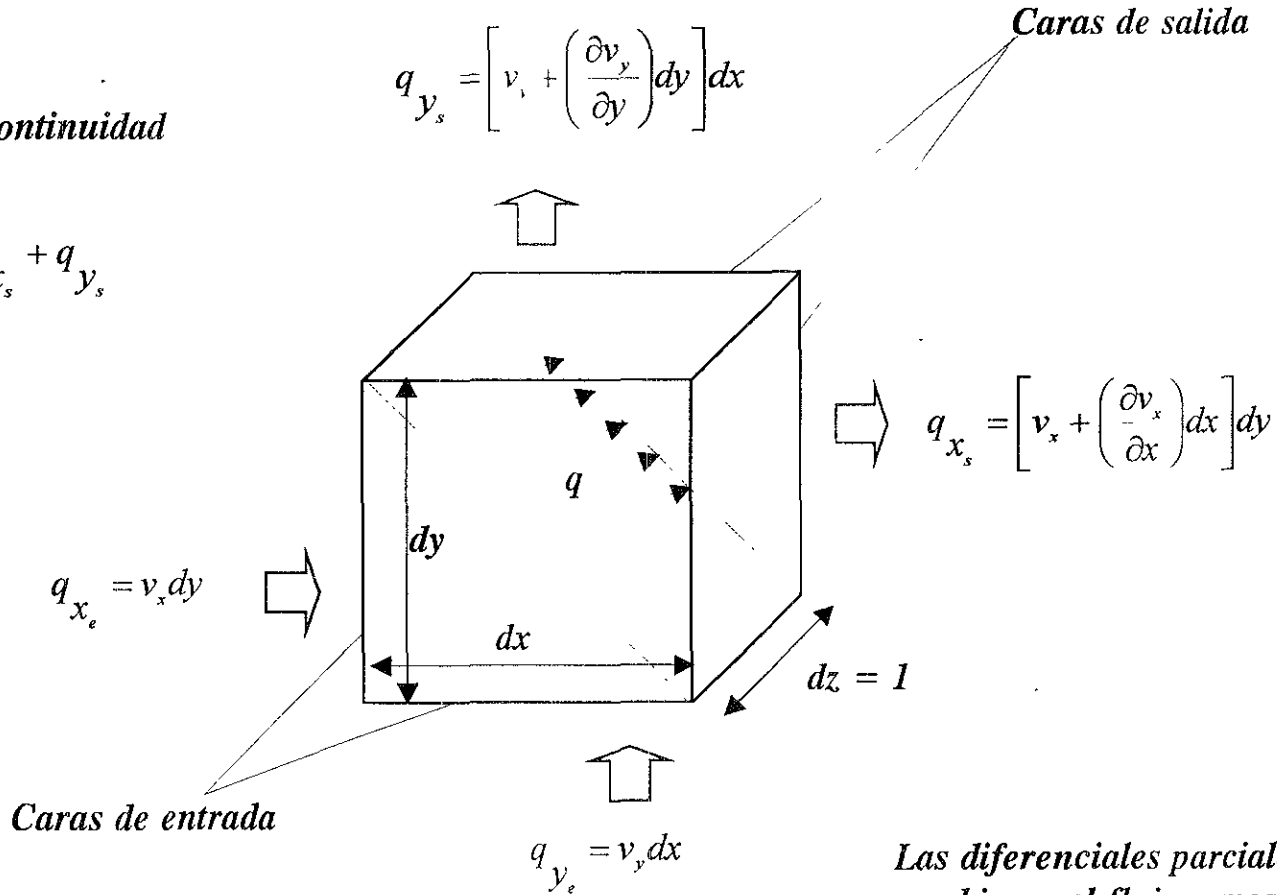
Como el cociente anterior suele ser muy próximo a la unidad, el gradiente crítico es prácticamente igual a 1. Adviértase que el flujo debe ser vertical hacia arriba (de sentido opuesto al peso del suelo) para que se cumpla la ecuación anterior, además la ecuación requiere que el elemento de suelo esté descargado (la presión efectiva sobre el elemento anterior en ausencia de flujo dependerá solo del peso específico sumergido). En cualquier suelo cuya resistencia sea proporcional a la presión efectiva, un gradiente ascensional de valor γ_b / γ_w da lugar a una resistencia nula o a un estado de sifonamiento o ebullición.

Ecuación fundamental del flujo de agua en el suelo

En esta sección se deduce la ecuación del flujo de fluidos en suelos, que sirve de base para la red de flujo y para otros métodos de resolución de problemas de filtración.

Por principio de continuidad se cumple que:

$$q_{x_e} + q_{y_e} = q = q_{x_s} + q_{y_s}$$



Las diferenciales parciales resultan del cambio en el flujo q mostrado por las flechas en el interior del elemento

Fig. 2.7 Flujo establecido en dos dimensiones en un elemento de suelo

A su vez, la base para la teoría de redes de flujo es el principio de continuidad si el flujo es establecido, la diferencia entre el gasto que sale de las caras del elemento y el que entra, debe ser igual a cero, es decir, consideremos el elemento de suelo, figura.2.7, a través del cual se produce un flujo laminar q con componentes en las direcciones x y y , este principio se representa como:

$$q = q_x + q_y$$

Expresando la ecuación anterior en términos de velocidad de flujo por las caras de entrada, y considerando que el elemento tiene un espesor unitario, se tiene:

$$q_e = v_x dy + v_y dx$$

Por otra parte, las velocidades en las caras de salida, no son las mismas debido a los cambios de dirección de flujo dentro del elemento, y estos se representan como una razón de cambio con respecto a la distancia $\partial v_x / \partial x$ y $\partial v_y / \partial y$, por lo que las velocidades de salida resultantes son respectivamente:

$$\left[v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right] \quad \text{y} \quad \left[v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right]$$

Los gastos de salida q_x y q_y se obtienen multiplicando las velocidades de las caras salida por el área de las mismas, obteniéndose:

$$q_s = \left[v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right] \cdot dy + \left[v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right] \cdot dx = v_x dy + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx dy + v_y dx + \frac{\partial v_y}{\partial y} dx dy$$

Al igualar los gastos de entrada y salida, por el principio de continuidad, resulta

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0 \quad (a)$$

Esta es la ecuación de continuidad para flujo bidimensional a través de una masa homogénea.

Recordemos además, que la velocidad se puede expresar como $v=ki$, en donde k es el coeficiente de conductividad hidráulica e i es el gradiente hidráulico, por lo tanto:

$$v_x = ki_x = -k \frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{y} \quad v_y = ki_y = -k \frac{\partial h}{\partial y}$$

Cabe mencionar, que el signo negativo indica una reducción en la carga hidráulica. Si en la expresión a) sustituimos estas velocidades, y realizando la simplificación correspondiente se obtiene finalmente:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

A esta expresión se le conoce en la literatura como ecuación de Laplace.

Para el caso más común en presas, el problema de flujo se puede simplificar en un sistema bidimensional, por lo que la ecuación de Laplace se puede considerar.

La solución a dicha ecuación está representada gráficamente por un par de familias de curvas que se intersectan entre sí en ángulos rectos; estas curvas se conocen como líneas de flujo y líneas equipotenciales (o de igual carga hidráulica) respectivamente, y este sistema de líneas constituye una red de flujo.

Esa solución gráfica, con las condiciones de frontera apropiadas, da la variación de la carga hidráulica y por tanto la dirección del escurrimiento en todo punto de la zona de flujo. El método gráfico ideado por Forchheimer, presenta numerosas ventajas para resolver cualquier problema de flujo en dos dimensiones. A partir de una red de flujo, es posible obtener:

- a) el gasto de filtración
- b) la presión intersticial
- c) el gradiente hidráulico

Cuando todas las condiciones de contorno o de frontera están completamente definidas existe el flujo confinado, como la filtración bajo un tablaestacado, y la filtración bajo una presa de concreto, mientras que la filtración a través de una presa de tierra, es de flujo libre o no confinado ya que la línea superior de corriente no está claramente definida.

Cuando en una presa ocurre un vaciado rápido o un llenado rápido se presenta el flujo no establecido o flujo transitorio, el cual varía con el tiempo, debido a que existen cambios de posición y de forma de la línea superior de corriente, y por consecuencia de las líneas de flujo y equipotenciales.

Además, siempre que una zona de saturación está moviéndose hacia dentro o fuera del suelo, existe una franja de suelo, la cual está cambiando de un estado húmedo o seco a un estado saturado, o de un estado saturado a un estado parcialmente saturado. Dentro de la zona de saturación la ecuación de continuidad se satisface; por lo que una red de flujo puede ser construida. Esta red de flujo difiere de la de flujo establecido, ya que las líneas de flujo no son necesariamente paralelas a la línea superior de corriente.

Efectos de la sumersión y de la filtración:

La sumersión de un talud tiene tres efectos: Primero, el peso del segmento circular se aumenta por el peso del agua arriba del talud y por el mayor peso específico del suelo, lo cual aumenta el momento motor. Segundo, este aumento está más que compensado por el momento resistente de la presión horizontal del agua. Tercero, el esfuerzo neutro aumenta en la superficie de falla, dependiendo su valor de la red de flujo que se produzca y compensa mucho de lo que se gana en resistencia por el peso adicional del suelo y por el peso del agua. El resultado final es que el talud sumergido tiene generalmente un factor de seguridad mayor que el mismo talud sin estar sumergido.

Cuando el nivel del agua en que está sumergido el talud desciende tan rápidamente que el esfuerzo neutro dentro del talud no puede ajustarse al nuevo nivel del agua, se produce lo que se llama vaciado rápido. El momento debido a la presión horizontal del agua, que ayudaba al momento resistente, se reduce; el peso del suelo y del agua también se reducen, pero el esfuerzo neutro no cambia grandemente. El resultado es que el factor de seguridad cae

bruscamente, llegando a ser inferior al del talud no sumergido. Esto es, frecuentemente, la condición más crítica en el proyecto del paramento aguas arriba de una presa de tierra.

Las filtraciones a través del suelo hacia el paramento del talud se producen por un exceso de esfuerzo neutro dentro de la masa de suelo y dando como resultado un descenso en la resistencia del suelo y un factor de seguridad menor, comparado con el del mismo talud sin filtraciones. Esta condición es a menudo crítica en las excavaciones profundas, en los cortes para carreteras o ferrocarriles, en el paramento aguas abajo de las presas de tierra y en los taludes naturales.

3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

3.1 Talud infinito: caso teórico

La estabilidad de taludes es una consideración extremadamente importante en el proyecto y construcción de presas de tierra. También se plantean graves problemas respecto a la estabilidad de taludes naturales. El resultado del deslizamiento de un talud puede ser a menudo catastrófico, con la pérdida de considerables bienes y muchas vidas. Por otro lado el costo para rebajar un talud para alcanzar mayor estabilidad suele ser muy grande. Por lo anterior, aunque debe asegurarse la estabilidad, hay que tratar de evitar en lo posible un conservadurismo extremado.

Los aspectos más importantes de los problemas de estabilidad sólo comienzan a presentarse cuando se tienen en cuenta los efectos de la presión intersticial y de la cohesión. En suelos arcillosos suele ser extremadamente difícil conocer la resistencia al corte realmente disponible

en el terreno. La estimación de la resistencia al corte disponible requiere el conocimiento de las siguientes magnitudes:

1. Los parámetros de resistencia al corte c' y ϕ' en términos de esfuerzos efectivos.
2. Las presiones intersticiales que actúan en el interior del talud.

Presiones intersticiales

Durante la realización de un análisis de esfuerzos efectivos, la presión de poro debe ser estimada en lugares relevantes en el talud. Dichas presiones de poro son usualmente estimadas a partir de condiciones de agua subterránea, que pueden ser calculadas por uno de los siguientes métodos:

1. ***Superficie freática*** Esta superficie, es definida por el nivel de agua libre subterránea. Esta superficie puede ser detectada en el campo, usando piezómetros monitoreados correctamente.
2. ***Datos piezométricos*** Mediante los cálculos correspondientes se especifica la presión de poro en puntos discretos dentro del talud, y con métodos de interpolación se estima la presión de poro en cualquier punto. Las presiones piezométricas pueden ser determinadas a partir de: a) piezómetros de campo, b) el dibujo de una red de flujo y, c) soluciones numéricas utilizando métodos de diferencias finitas y elementos finitos.
3. ***Relación de presión de poro*** Este es un método simple y ordinario para normalizar la presión de poro medida en un talud de acuerdo a la definición siguiente: $r_u = \frac{u}{\sigma_v}$ donde u es la presión de poro y σ_v es el esfuerzo vertical total del suelo a la profundidad z . El valor de r_u , es la relación entre la presión de poro y el esfuerzo vertical total a la misma profundidad. A menudo, el talud requiere de una extensa subdivisión dentro de muchas

regiones con diferentes valores de r_u , por lo que la mayor dificultad del parámetro es asociarlo con las diferentes partes del talud. Si este método es usado correctamente, permitirá la búsqueda de la superficie más crítica. Sin embargo, esta última se estima a partir de cartas de estabilidad de taludes para encontrar el valor del F.S., o para evaluar la estabilidad de una superficie de falla.

Superficie freática

Si una superficie freática está definida, la presión de poro será calculada para condiciones de filtración con flujo establecido de acuerdo a la *figura 3.1*. Este concepto se basa en la hipótesis de que todas las líneas equipotenciales sean rectas y perpendiculares a la superficie freática, y que pasan a través del elemento de suelo en el talud (flujo paralelo al talud). Con base en esta figura, se dedujeron relaciones trigonométricas sencillas muy útiles para encontrar la presión de poro en la base, tales como:

$$\cos\beta = \frac{l}{d} ; \text{ pero también se observa que: } \cos\beta = \frac{h_p}{l} ; \text{ por tanto:}$$

$$h_p = l \cdot \cos\beta \quad , \text{ además: } l = d \cdot \cos\beta \quad , \text{ lo que conduce a: } h_p = d \cdot \cos^2 \beta$$

Finalmente, si la inclinación de la superficie freática es el ángulo β , y la distancia vertical entre la base del elemento y la superficie freática es d , la presión de poro es:

$$u = \gamma_w \cdot (d \cdot \cos^2 \beta) \tag{3.1}$$

en donde γ_w es el peso volumétrico del agua.

Esta es una suposición bastante razonable para una superficie freática con inclinación en línea recta; sin embargo para superficies freáticas curvas, esta suposición dará estimaciones erróneas de la presión de poro. Para superficies freáticas en taludes inclinados, la superficie freática convexa, como la mostrada en la *figura 3.2* genera una sobre estimación de la presión de poro,

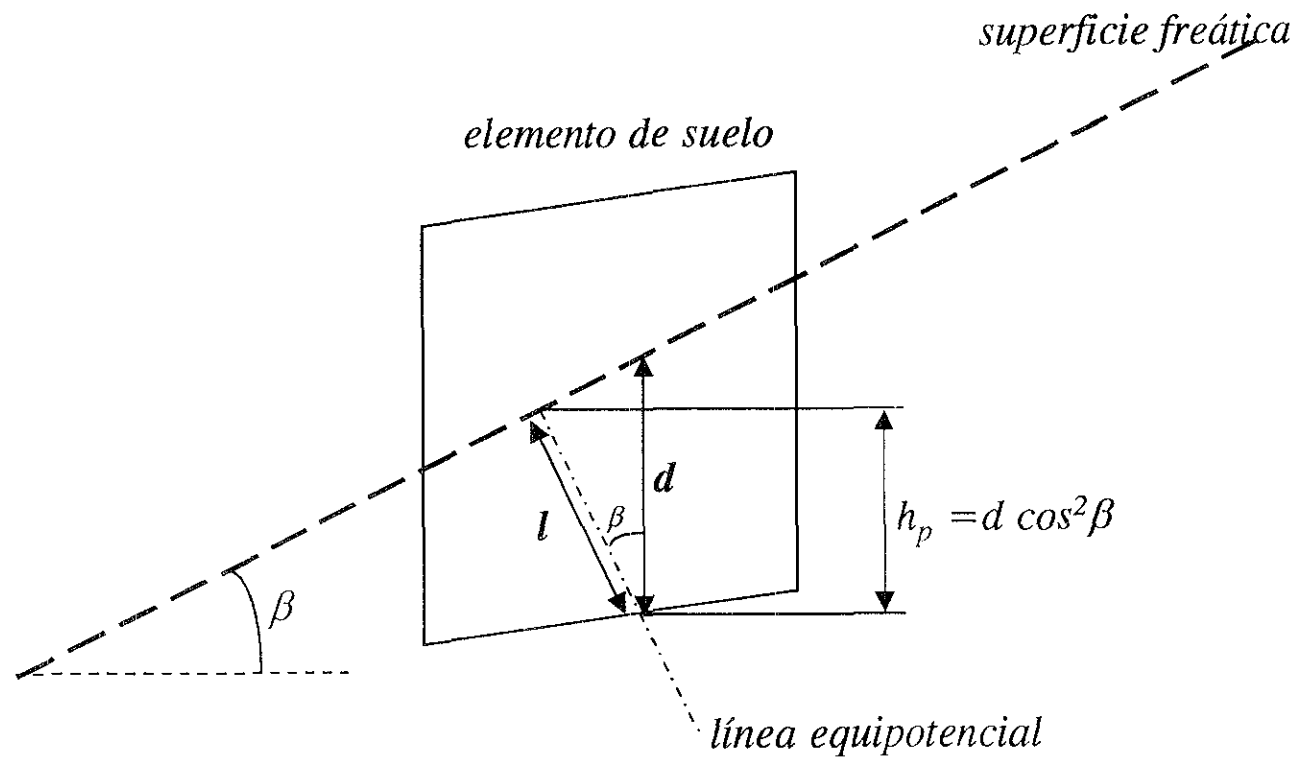


Fig. 3.1 Cálculo de la presión de poro desde la superficie freática

mientras que una superficie freática cóncava conduce a una subestimación de la presión de poro.

Esta sobre estimación es debida totalmente a la suposición de líneas rectas equipotenciales que intersectan a la superficie freática, línea CD en el croquis presentado en la *figura 3.2*. Si la superficie freática actual, línea AB es curva, las líneas equipotenciales también deben ser curvas, como las mostradas en la misma figura. Una solución para la obtención de la presión de poro, es utilizar la carga h_i en vez de la carga piezométrica h_p . Sin embargo, esta sobre estimación es pequeña y solamente afectará a unas cuantas dovelas dentro de la masa de suelo deslizando.

Para una mejor comprensión de la influencia de las presiones intersticiales y del flujo del agua sobre la estabilidad de un talud, conviene considerar los taludes infinitos en arena mediante los conceptos de equilibrio al límite.

La *figura 3.3* muestra el caso de un talud infinito con flujo de agua en cualquier dirección θ . Al observar la figura, y tomando el punto A como referencia para hacer los cálculos correspondientes, se encontraron las siguientes relaciones (*figura 3.3a*):

$$\tan\beta = \frac{d - h_p}{x} \quad \therefore \quad x = (d - h_p) \cdot \frac{\cos\beta}{\sin\beta}$$

$$\tan\theta = \frac{x}{h_p} \quad \therefore \quad x = h_p \cdot \frac{\sin\theta}{\cos\theta}$$

igualando las x , despejando a h_p y haciendo uso de identidades trigonométricas obtenemos:

$$h_p = \frac{d \cdot \cos\beta \cdot \cos\theta}{\cos(\theta - \beta)} \quad (3.2)$$

AB- Superficie freática real
CD- Superficie freática supuesta
con inclinación β dentro de
una dovela cualquiera

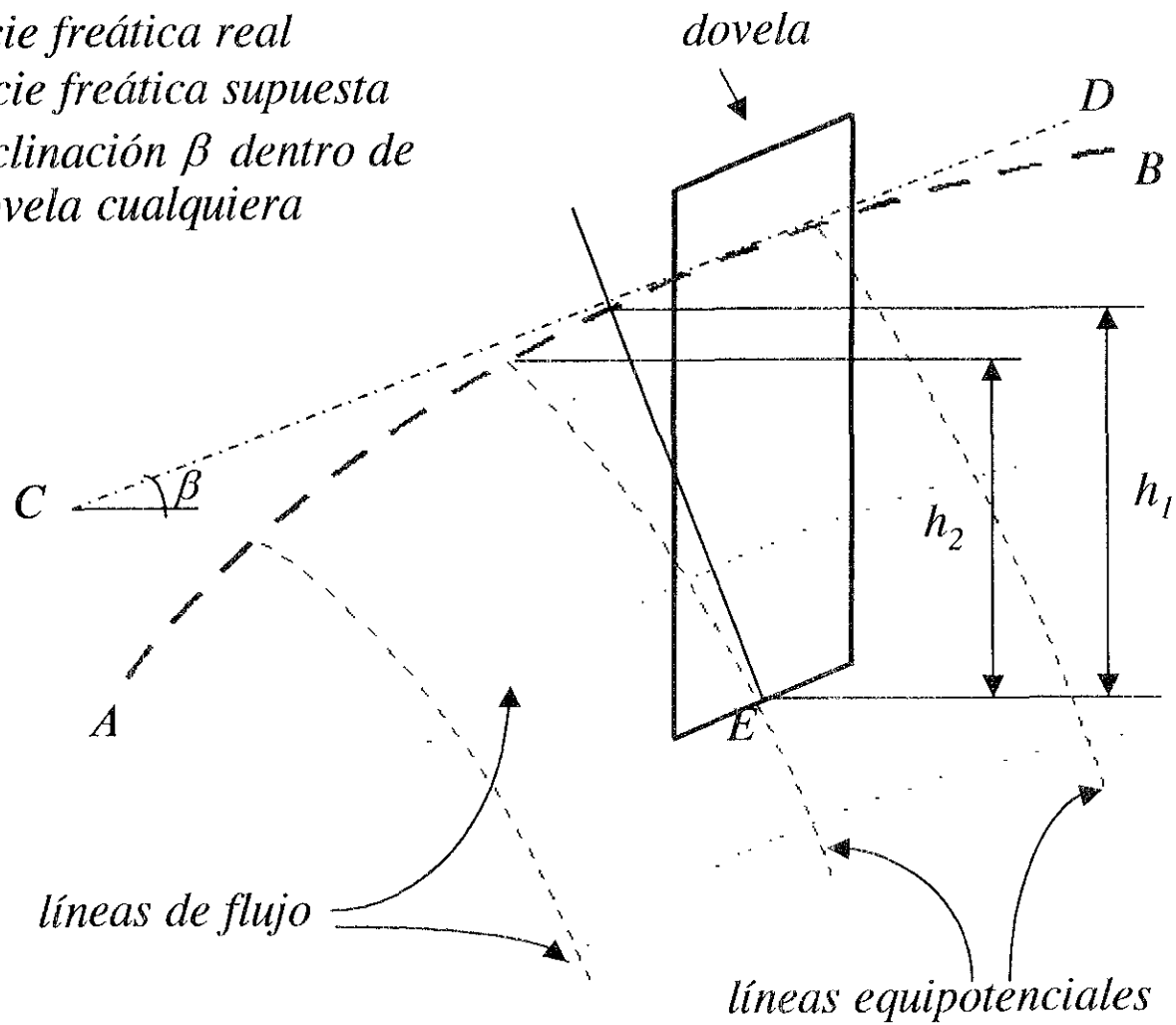


Fig. 3.2 Superficie freática y líneas equipotenciales curvas

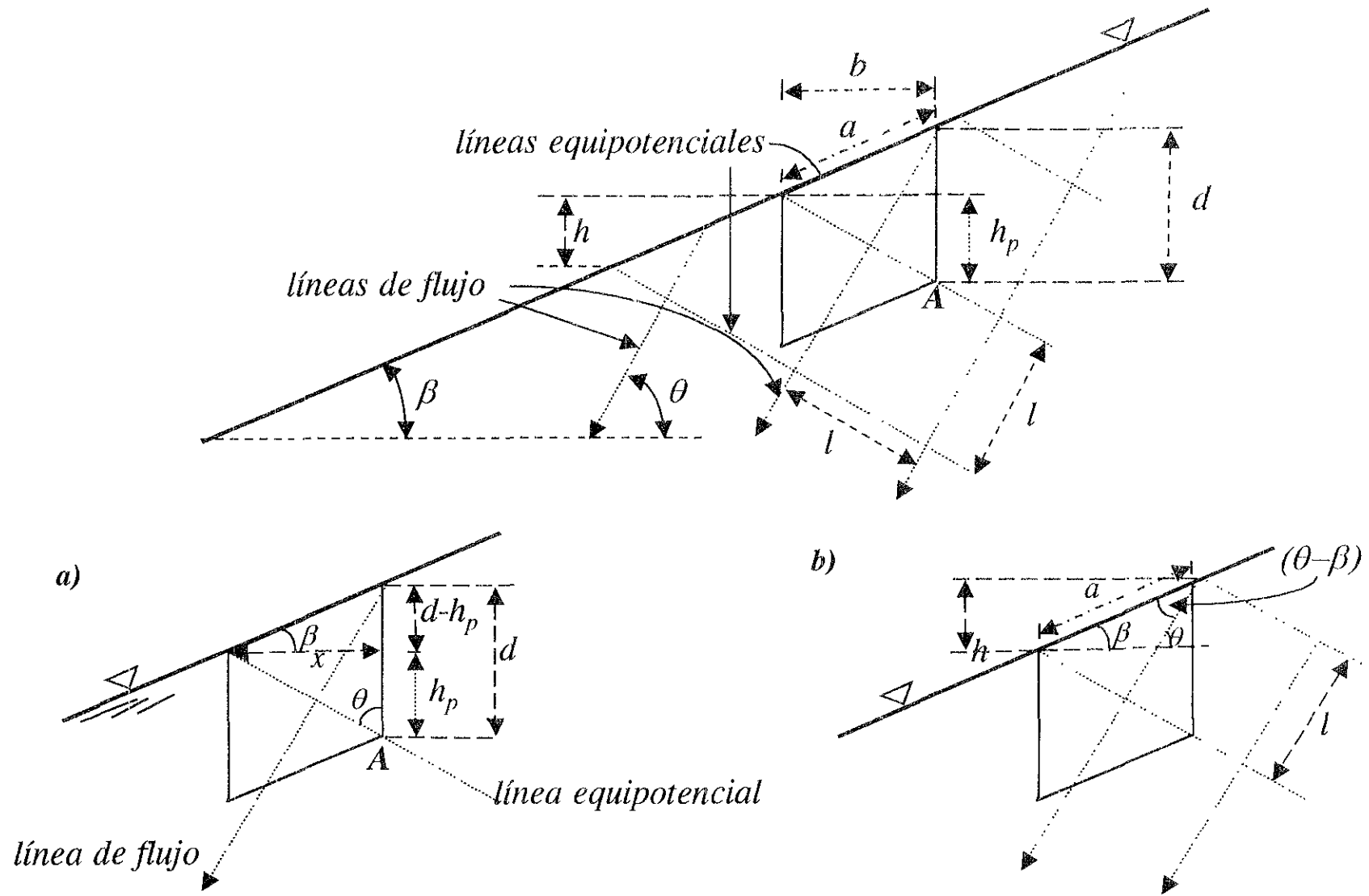


Fig. 3.3 Talud infinito con filtración en la dirección θ

Si en la expresión anterior hacemos que $\beta = \theta$, obtenemos la expresión (3.1), lo que significa que el flujo es paralelo al talud. Ahora, si suponemos que $\theta = 0$, la expresión (3.2) se convierte en: $h_p = d$, lo que representa un flujo horizontal.

La expresión (3.2) es útil para encontrar la relación r_u , que al sustituir en ésta obtenemos:

$$r_u = \frac{u}{\sigma_v} = \frac{\gamma_w \cdot h_p}{\gamma_m \cdot d} = \frac{\gamma_w \cos \beta \cdot \cos \theta}{\gamma_m \cos(\theta - \beta)} \quad (3.3)$$

Encontrada la relación r_u , despejamos el valor de u , y éste es el valor de la presión de poro buscado.

Otra relación bastante útil es el gradiente hidráulico, definido como el cociente:

$$i = \frac{h}{l}$$

De la (figura 3.3b) se deduce que:

$$\text{sen } \beta = \frac{h}{a} \quad \therefore \quad a = \frac{h}{\text{sen } \beta} \quad ; \text{ por otro lado, observamos en la misma figura que:}$$

$$\text{cos}(\theta - \beta) = \frac{l}{a} \quad \therefore \quad a = \frac{l}{\text{cos}(\theta - \beta)} \quad ; \text{ al igualar estas dos últimas expresiones, obtenemos que:}$$

$$i = \frac{h}{l} = \frac{\text{sen } \beta}{\text{cos}(\theta - \beta)} \quad (3.4)$$

según relaciones trigonométricas observadas en la figura antes citada.

La fuerza de filtración por unidad de volumen es calculada como (definición estudiada en el capítulo anterior):

$$j = \gamma_w \cdot i$$

si la multiplicamos por un volumen $b \cdot d \cdot 1$, en donde $A = b \cdot d$, obtenemos que la fuerza de filtración es igual a:

$$F_f = \gamma_w \cdot i \cdot A \quad (3.5)$$

Sustituyendo la expresión 3.4 en la expresión 3.5 obtenemos:

$$F_f = \gamma_w \cdot \frac{\text{sen}\beta}{\cos(\theta - \beta)} \cdot b \cdot d \quad (3.6)$$

esta expresión representa a la fuerza de filtración total.

Si a la expresión 3.2 la multiplicamos por el peso volumétrico del agua γ_w , se obtiene la presión intersticial periférica a la profundidad d :

$$u = \gamma_w \cdot h_p = \frac{\gamma_w \cdot d \cdot \cos\beta \cdot \cos\theta}{\cos(\theta - \beta)} \quad (3.7)$$

A las presiones intersticiales periféricas fácilmente las podemos convertir en fuerzas intersticiales periféricas, simplemente multiplicando por el área donde actúan éstas sobre el elemento; las presiones laterales actuantes en el mismo, se eliminan por simple equilibrio, por lo que no existen fuerzas periféricas en las caras verticales del elemento. Ver figura 3.4:

$$F_{\text{perif}} = u \cdot \frac{b}{\cos\beta} = \frac{\gamma_w \cdot d \cdot b \cdot \cos\theta}{\cos(\theta - \beta)} \quad (3.8)$$

En el capítulo II, se describió que para el cálculo de las fuerzas que actúan en un elemento de suelo podemos utilizar cualquiera de los dos antes mencionados: 1) *las fuerzas periféricas más*

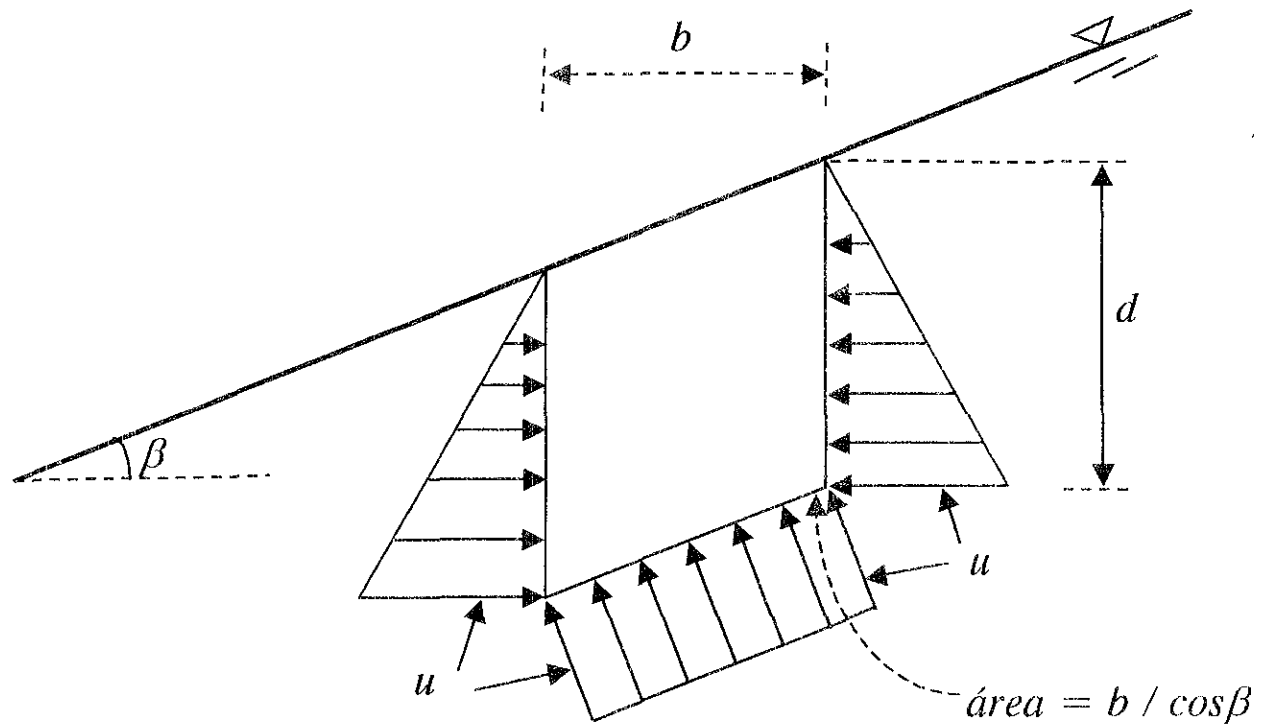


Fig. 3.4 Diagrama de presiones del elemento de suelo

el peso total del elemento ó 2) las fuerzas de filtración más el peso sumergido del mismo elemento.

A continuación se describirá la manera en que se obtuvieron las condiciones de equilibrio del elemento de suelo mostrado en la *figura 3.3*. En las *figuras 3.5a)* y *3.5b)* se muestran los diagramas de cuerpo libre del mismo elemento de suelo, cabe mencionar, que estos diagramas toman en cuenta las fuerzas sísmicas horizontal y vertical, y que los análisis de estabilidad fueron realizados tomando en consideración los dos métodos anteriormente descritos, así como las expresiones matemáticas estudiadas hasta ahora.

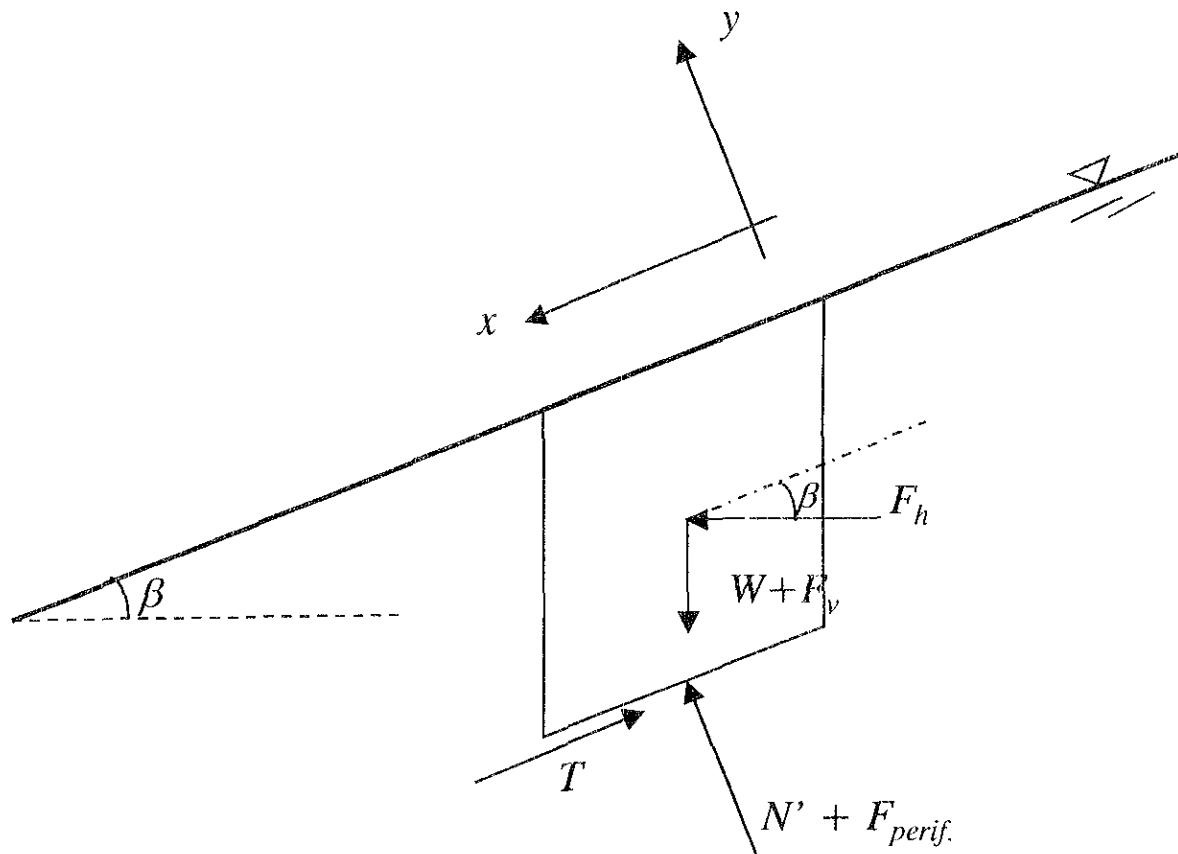
La simbología utilizada en los diagramas de cuerpo libre se describe a continuación:

figura 3.5 a)

$W = \gamma_{sat} \cdot b \cdot d$	Peso total de la muestra (suelo + agua).
F_{perif}	Resultante de las fuerzas intersticiales periféricas <i>Ec. (3.8)</i> .
$F_h = \gamma_{sat} \cdot k_h \cdot b \cdot d$	Fuerza sísmica horizontal. (k_h coeficiente sísmico horizontal)
$F_v = \gamma_{sat} \cdot k_v \cdot b \cdot d$	Fuerza sísmica vertical. (k_v coeficiente sísmico vertical)
N'	Resultante de las fuerzas normales efectivas periféricas.
T	Resultante de las fuerzas tangenciales periféricas.
γ_{sat}	Peso volumétrico saturado de la muestra.

figura 3.5 b)

$W_b = \gamma_b \cdot b \cdot d$	Peso sumergido de la muestra.
F_{filt}	Fuerza de filtración <i>Ec. (3.6)</i> .
$F_h = \gamma_{sat} \cdot k_h \cdot b \cdot d$	Fuerza sísmica horizontal.
$F_v = \gamma_{sat} \cdot k_v \cdot b \cdot d$	Fuerza sísmica vertical.



*Fig. 3.5a □ Diagrama de cuerpo libre del elemento de suelo
(considerando: fuerzas periféricas + peso total + fuerzas sísmicas)*

N'	Resultante de las fuerzas normales efectivas periféricas.
T	Resultante de las fuerzas tangenciales periféricas.
γ_{sat}	Peso volumétrico saturado de la muestra.

El peso sumergido en suelos totalmente saturados, se calcula como: $\gamma_b = \gamma_{sat} - \gamma_w$

Para la obtención del *F.S.* del talud en estudio, se utilizó el primer método de análisis (figura 3.5a); se planteó el equilibrio del elemento de la siguiente manera:

1er. método

$$\sum F_x = 0:$$

$$T = F_h \cdot \cos \beta + (W + F_v) \cdot \sin \beta$$

sustituyendo las relaciones correspondientes en cada término se encontró:

$$T = \gamma_{sat} \cdot b \cdot d [k_h \cdot \cos \beta + (1 + k_v) \cdot \sin \beta] \quad (3.9)$$

$$\sum F_y = 0:$$

$$N' = (W + F_v) \cdot \cos \beta - F_{perif} - F_h \cdot \sin \beta$$

sustituyendo las relaciones correspondientes en cada término se encontró:

$$N' = b \cdot d \cdot \left[\left\{ (1 + k_v) \cdot \cos \beta - k_h \cdot \sin \beta \right\} \cdot \gamma_{sat} - \gamma_w \cdot \frac{\cos \theta}{\cos(\theta - \beta)} \right] \quad (3.10)$$

El *F.S.* para la estabilidad de taludes en arenas, está dado por la siguiente ecuación:

$$F.S. = \frac{N' \cdot \tan \phi}{T} \quad (3.11)$$

Al sustituir en la expresión (3.11) los valores encontrados a su vez en las expresiones (3.9) y (3.10) respectivamente, y realizar algunas operaciones de simplificación, se obtuvo el siguiente F.S.:

$$\begin{aligned}
 F.S. &= \frac{N' \cdot \tan \phi}{T} = \left[\frac{\{(1+k_v) \cdot \cos \beta - k_h \cdot \text{sen} \beta\} \cdot \gamma_{sat} - \gamma_w \cdot \frac{\cos \theta}{\cos(\theta - \beta)}}{\gamma_{sat} \cdot b \cdot d \{k_h \cdot \cos \beta + (1+k_v) \cdot \text{sen} \beta\}} \right] \cdot b \cdot d \cdot \tan \phi = \\
 &= \left[\frac{\{(1+k_v) \cdot \cos \beta - k_h \cdot \text{sen} \beta\} \cdot \gamma_{sat} - \gamma_w \cdot \frac{\cos \theta}{\cos(\theta - \beta)}}{\gamma_{sat} \cdot \{k_h \cdot \cos \beta + (1+k_v) \cdot \text{sen} \beta\}} \right] \tan \phi \cdot \frac{1}{\frac{\text{sen} \beta}{\text{sen} \beta}} = \\
 &= \left[\frac{\{(1+k_v) - k_h \cdot \tan \beta\} \cdot \frac{\gamma_{sat}}{\tan \beta} - \gamma_w \cdot \frac{\cos \theta}{\text{sen} \beta \cdot \cos(\theta - \beta)}}{\frac{\gamma_{sat}}{\tan \beta} \cdot \{k_h + (1+k_v) \cdot \tan \beta\}} \right] \cdot \tan \phi \cdot: \\
 F.S. &= \left[\frac{1+k_v - k_h \cdot \tan \beta - \frac{\gamma_w \cdot \cos \theta}{\gamma_{sat} \cdot \cos \beta \cdot \cos(\theta - \beta)}}{k_h + \tan \beta \cdot (1+k_v)} \right] \cdot \tan \phi \quad (3.12)
 \end{aligned}$$

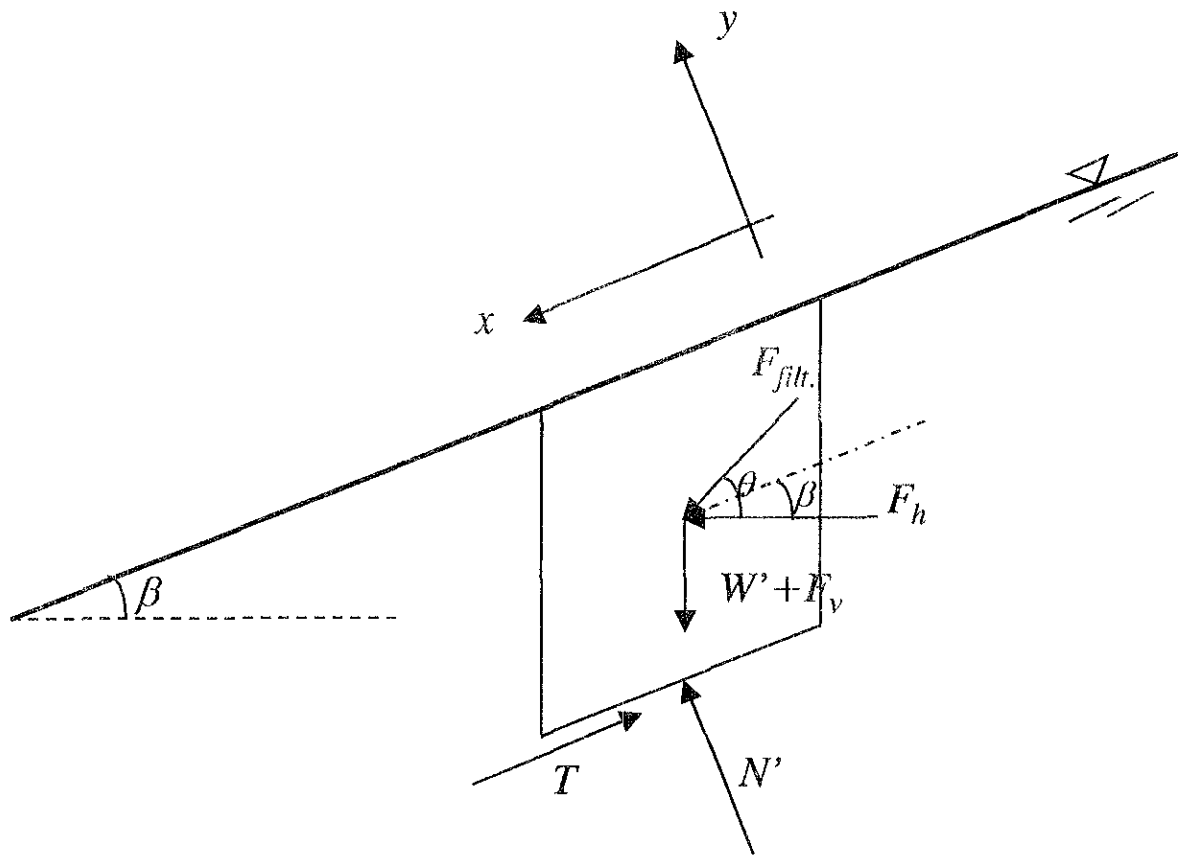
Haciendo uso del segundo método para encontrar el F.S. se plantearon de igual manera las ecuaciones de equilibrio, obviamente utilizando la *figura 3.5b*):

2do. método

$$\sum F_x = 0:$$

$$T = F_{\text{fnt}} \cdot \cos(\theta - \beta) + F_h \cdot \cos \beta + (W_b + F_v) \cdot \text{sen} \beta$$

sustituyendo las relaciones correspondientes en cada término se encontró:



*Fig. 3.5 b Diagrama de cuerpo libre del elemento de suelo
(considerando: fuerzas de filtración + peso sumergido + fuerzas sísmicas)*

$$T = b \cdot d [\gamma_w \cdot \text{sen } \beta + k_h \cdot \gamma_{sat} \cdot \text{cos } \beta + (\gamma_b + k_v \cdot \gamma_{sat}) \cdot \text{sen } \beta] \quad (3.13)$$

$$\sum F_y = 0 :$$

$$N' = F_{flu} \cdot \text{sen}(\theta - \beta) + (W_b + F_v) \cdot \text{cos } \beta - F_h \cdot \text{sen } \beta$$

sustituyendo las relaciones correspondientes en cada término se encontró:

$$N' = b \cdot d \cdot \left[\gamma_w \cdot \frac{\text{sen } \beta}{\text{cos}(\theta - \beta)} \cdot \text{sen}(\theta - \beta) + (\gamma_b + k_v \cdot \gamma_{sat}) \cdot \text{cos } \beta - k_h \cdot \gamma_{sat} \cdot \text{sen } \beta \right] \quad (3.14)$$

La sustituir las expresiones (3.13) y (3.14) en la expresión (3.11), y realizando simplificaciones así como el empleo de algunas identidades trigonométricas, obtenemos que el F.S. en términos de esfuerzos efectivos es igual a:

$$\begin{aligned} F.S. &= \frac{N' \cdot \tan \phi}{T} = \frac{[\gamma_w \cdot \text{sen } \beta \cdot \tan(\theta - \beta) + (\gamma_b + k_v \cdot \gamma_{sat}) \cdot \text{cos } \beta - k_h \cdot \gamma_{sat} \cdot \text{sen } \beta]}{\gamma_w \cdot \text{sen } \beta + k_h \cdot \gamma_{sat} \cdot \text{cos } \beta + (\gamma_b + k_v \cdot \gamma_{sat}) \cdot \text{sen } \beta} \cdot \tan \phi = \\ &= \frac{[\gamma_w \cdot \text{sen } \beta \cdot \tan(\theta - \beta) + (\gamma_b + k_v \cdot \gamma_{sat}) \cdot \text{cos } \beta - k_h \cdot \gamma_{sat} \cdot \text{sen } \beta]}{k_h \cdot \gamma_{sat} \cdot \text{cos } \beta + \gamma_{sat} \cdot \text{sen } \beta + k_v \cdot \gamma_{sat} \cdot \text{sen } \beta} \cdot \tan \phi \cdot \frac{1}{\frac{\gamma_{sat} \cdot \text{cos } \beta}{\gamma_{sat} \cdot \text{cos } \beta}} = \\ &= \frac{\left[1 + k_v - k_h \cdot \tan \beta + \frac{\gamma_w}{\gamma_{sat}} \{ \tan \beta \cdot \tan(\theta - \beta) - 1 \} \right]}{k_h + (1 + k_v) \cdot \tan \beta} \cdot \tan \phi; \end{aligned}$$

haciendo uso de ésta identidad trigonométrica:

$$\tan \beta \cdot \tan(\theta - \beta) - 1 = \frac{-\text{cos } \theta}{\text{cos } \beta \cdot \text{cos}(\theta - \beta)}$$

por lo tanto:

$$F.S. = \left[\frac{1 + k_v - k_h \cdot \tan \beta - \frac{\gamma_w \cdot \cos \theta}{\gamma_{sat} \cdot \cos \beta \cdot \cos(\theta - \beta)}}{k_h + \tan \beta \cdot (1 + k_v)} \right] \cdot \tan \phi \quad (3.15)$$

Obsérvese que los dos métodos empleados para el cálculo del *F.S.* dan exactamente el mismo resultado, expresiones (3.12) y (3.15), lo que comprueba que es exactamente igual trabajar con esfuerzos totales (método 1) que con esfuerzos efectivos (método 2) (Lambe & Whitman, 1984), sin importar la dirección del flujo de agua y con la presencia de fuerzas sísmicas.

Sin embargo, el análisis realizado se limita al equilibrio de un elemento cualquiera perteneciente a un talud uniforme e infinito de arena y que satisface la ecuación (3.11); esta ecuación que se basa únicamente en la estática debe cumplirse independientemente de que el suelo tenga o no cohesión.

En la práctica, un talud se considera infinito o indefinido si las propiedades del suelo a la misma profundidad son iguales, y si la profundidad hasta el estrato resistente es constante y pequeña respecto a la altura del talud. Para esta geometría, cualquier movimiento de la masa del talud provocará una superficie potencial de deslizamiento paralela al mismo.

3.2 Análisis numérico del flujo de agua utilizando el método del elemento finito (MEF).

Generalidades y principios básicos

Los métodos de elemento finito y diferencias finitas son los procedimientos más empleados para resolver problemas en ingeniería geotécnica. La mayoría de las técnicas numéricas se basan en el principio de discretización; esto se puede definir como un procedimiento para el cual un problema grande y complejo se divide o discretiza en pequeños componentes equivalentes, tomando éstos diferentes formas o geometrías. En el método de las diferencias

finitas, se puede considerar que la ecuación básica que gobierna es discretizada, mientras que para el método de elemento finito el continuo o cuerpo físico que constituye al sistema es el discretizado.

Los problemas en ingeniería geotécnica pueden ser clasificados como establecidos o de equilibrio, transitorios o de propagación, y de valores característicos: se presenta un ejemplo representativo de cada categoría en la tabla 3.1.

TABLA 3.1

PROBLEMA	CLASIFICACIÓN	ECUACIÓN	INCÓGNITA
Flujo establecido o filtración a través de medios porosos.	Establecido o de equilibrio	$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = 0 \quad (3.16)$	u - representa al potencial del fluido
Consolidación unidimensional	Transitorio	$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.17)$	u - representa la presión de poro
Propagación de ondas en una dimensión	Transitorio	$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (3.18)$	u - representa los desplazamientos
Frecuencias naturales de cimentaciones y estructuras	Valores característicos	$m \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + k \cdot u = 0 \quad (3.19)$	u - representa los desplazamientos

En la literatura las ecuaciones (3.16), (3.17) y (3.18) mostradas en la tabla anteriormente mencionada, se clasifican como elípticas, parabólicas e hiperbólicas respectivamente. Estas ecuaciones son casos especiales de la ecuación general:

$$A \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + B \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} + C \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + D \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + E \cdot \frac{\partial u}{\partial y} + F \cdot u = G$$

en los cuales los coeficientes A a F son funciones de x y y , y G es una función de x , y , $\partial u / \partial x$ y $\partial u / \partial y$. De la ecuación anterior pueden resultar los siguientes tres casos:

$$B^2 - 4AC \begin{cases} < 0 & \text{elíptica} \\ = 0 & \text{parabólica} \\ > 0 & \text{hiperbólica} \end{cases}$$

Condiciones de frontera

Una condición de frontera puede definirse como el valor de la variable dependiente o de sus derivadas sobre las fronteras o límites de la región de interés.

Las condiciones de frontera se clasifican como Dirichlet, Neumann y Mixta (ver figura 3.6).

La condición Dirichlet se expresa como:

$$u = g_1$$

donde u es la variable y g indica los valores correspondientes de la frontera B_1 .

La condición tipo Neumann está dada por:

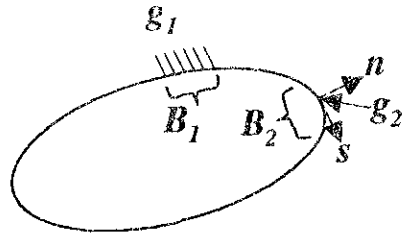
$$a \frac{\partial u}{\partial n} + b \frac{\partial u}{\partial s} = g_2$$

donde a y b son parámetros, n y s indican la normal y tangencial a la frontera B_2 del parámetro g_2 .

La condición mixta, representada por la combinación de las dos condiciones anteriores. frontera B_3 , se expresa como:

$$a \frac{\partial u}{\partial n} + b \frac{\partial u}{\partial s} + cu = g_3$$

En el problema de filtración a través de una presa, las cargas conocidas sobre el caudal aguas arriba constituyen una condición del tipo Dirichlet " B_1 ", la condición de Neumann " B_2 " se representa al no existir flujo a través de la base impermeable de la presa, y al no existir flujo



*Condiciones de frontera del tipo Dirichlet
y Neumann en un medio cualquiera*

Condiciones de frontera en una presa:

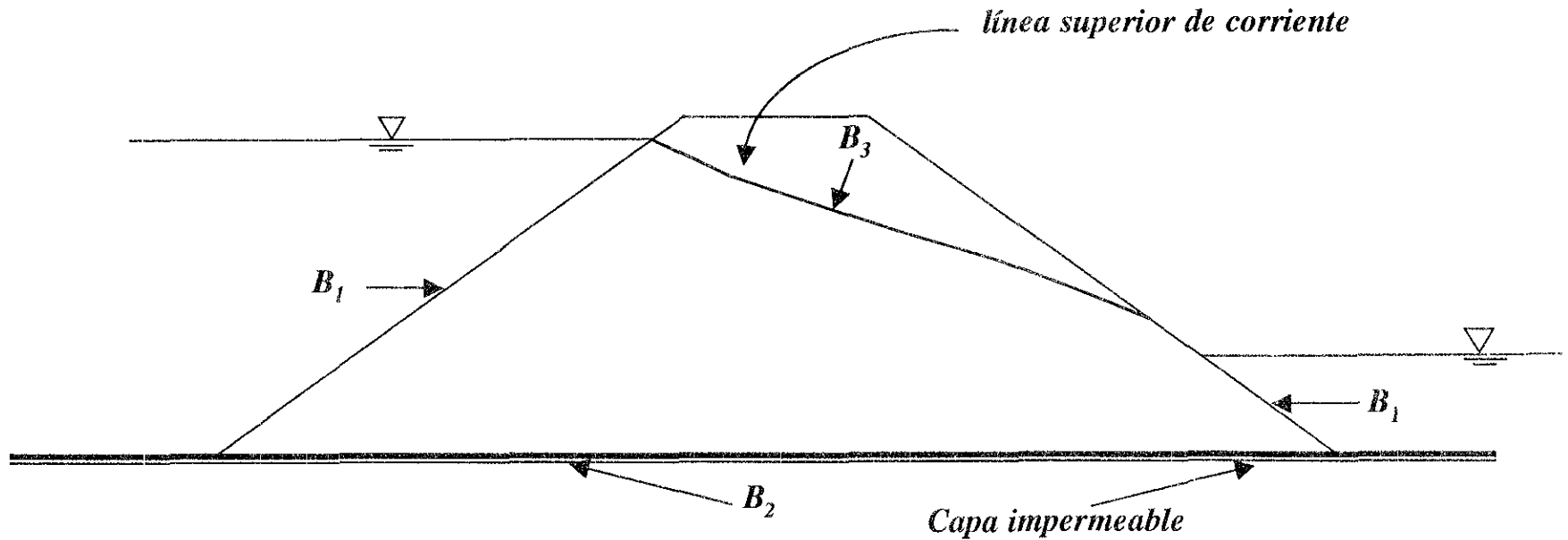


Fig. 3.6 Diferentes condiciones de frontera

que cruce a la línea superior de corriente, y solamente carga de elevación desde la base impermeable hasta la línea superior de corriente a lo largo de la superficie impermeable, se representa por la condición mixta " B_3 " (ver figura 3.6).

Método del elemento finito

Para un cálculo preciso del F.S. es indispensable como datos de entrada la presión periférica o de poro, así como los gradientes hidráulicos correspondientes a las direcciones x y y respectivamente. De acuerdo con lo estudiado hasta ahora, las superficies freáticas, frecuentemente no son líneas rectas, sino líneas curvas. Por consiguiente, se dificulta la manera de calcular los datos de entrada antes mencionados, puesto que las líneas equipotenciales de la red de flujo, están en función de la posición de la línea superior de corriente, que por lo regular es una curva. Recordemos que a partir del trazo de una red de flujo, es posible calcular la presión de poro y los gradientes hidráulicos en cualquier punto de la masa de suelo en estudio. Sin embargo, existen métodos numéricos poderosos que calculan los datos de entrada requeridos con una mayor precisión, sin tener que dibujar la red de flujo.

Un gran número de procedimientos han sido utilizados para la solución de problemas de flujo de fluidos a través de medios porosos. Las soluciones analíticas son generalmente posibles solamente en casos en los cuales se pueden regir por ecuaciones lineales y para una geometría conocida, así como condiciones de frontera, que puedan ser descritas por funciones simples.

En las últimas 3 décadas, el método del elemento finito (MEF) ha experimentado un crecimiento muy grande, tanto en lo teórico como en lo práctico. El ingeniero, es el principal responsable para el uso de este método, y a menudo sobre la base de consideraciones intuitivas, con pocas demostraciones matemáticas, ha explotado los poderosos alcances del mismo.

A continuación se presenta una breve descripción del método, haciendo énfasis en la aplicación de éste en el flujo de agua a través de medios porosos.

El método del elemento finito consta de los siguientes pasos:

Discretización. La Discretización principalmente involucra la división de un continuo en un sistema equivalente de pequeños continuos llamados elementos finitos. Las intersecciones de las líneas nodales que separan a los elementos son llamadas nodos. El continuo puede representar una masa rígida (suelo) a través de la cual un fluido puede circular, y las cargas potenciales del fluido en los nodos son las incógnitas. Una característica del método es que los elementos finitos son analizados y tratados separadamente uno por uno. A cada elemento se le asignan propiedades físicas o constitutivas, y se generan ecuaciones de rigidez con estas propiedades. Subsecuentemente, los elementos son ensamblados para la obtención de ecuaciones de la estructura total. El proceso de ensamblaje es esencialmente mecánico e involucra a las ecuaciones de todos los elementos tomando en cuenta la compatibilidad entre ellas. Las formas comúnmente utilizadas por los elementos para problemas de dos dimensiones son cuadriláteros o triángulos.

Selección de funciones de aproximación. Se asume primeramente una solución para los potenciales las variables básicas sobre cada elemento. En el problema de flujo de agua, las variables son los potenciales de flujo que resultan ser un escalar. La forma del modelo de solución es un polinomio expresado en términos de los potenciales “ u ” de los nodos del elemento mediante polinomios de varios grados de la forma:

$$u = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 x^2 + \alpha_5 xy + \alpha_6 y^2 \quad (3.20)$$

donde α_i son coordenadas globales y x, y son coordenadas cartesianas. En notación matricial la ecuación anterior se expresa como:

$$u = [\phi]^T [\alpha]$$

donde $[\phi]^T = [1 \quad x \quad y \quad \dots]$ y $\alpha^T = [\alpha_1 \quad \alpha_2 \quad \dots]$

Al proponer polinomios de mayor orden, se aproxima cada vez a una solución más exacta.

Finalmente en el proceso de discretización se pretende encontrar los valores de los potenciales en los nodos. Esto se realiza evaluando $[\phi]$ y se representa matricialmente como:

$$[q] = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ u_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [\phi_1] \\ [\phi_2] \\ \cdot \\ \cdot \\ [\phi_i] \end{bmatrix} [\alpha] = [A][\alpha]$$

La matriz $[A]$ contiene los valores de ϕ_i en términos de las coordenadas conocidas x_i y y_i de los nodos. Finalmente:

$$u = [\phi][A^{-1}][q] = [N][q]; \quad \text{en donde} \quad u^T = [u_1 \quad u_2 \quad \cdot \quad \cdot \quad u_i]$$

Para evitar el cálculo de la matriz $[A^{-1}]$ se eligen funciones de interpolación o funciones de forma directamente en la matriz $[N]$. Una función de interpolación asume un valor unitario en algún nodo en particular, y un valor de cero en los de más nodos del elemento.

El concepto de elemento isoparamétrico ha sido utilizado comúnmente en las formulaciones de elemento finito. Este ofrece un número de ventajas, tales como integración y diferenciación eficiente así como el manejo de curvas de formas geométricas arbitrarias. El término isoparamétrico implica descripción de los desplazamientos desconocidos y de la geometría del elemento. La idea básica es expresar ambos, desplazamientos y geometría, utilizando la misma función de interpolación N_i .

Los potenciales de un punto en el elemento se han expresado como: $u = [N][q]$

En el concepto isoparamétrico, expresamos las coordenadas de un punto en el elemento en términos de la misma función N_i

$$[x] = [N][x_n]$$

donde $[x^T] = [x \ y]$ y $[x_n]^T = [x_1 \ x_2 \ \dots]$ que contiene a las coordenadas de los puntos nodales. Para un elemento cuadrilátero isoparamétrico, la matriz $[N]$ se compone de las siguientes funciones de interpolación:

$$N_1 = \frac{(1-s)(1-t)}{4} \quad N_2 = \frac{(1+s)(1-t)}{4}$$

$$N_3 = \frac{(1+s)(1+t)}{4} \quad N_4 = \frac{(1-s)(1+t)}{4}$$

Derivación de las ecuaciones de elemento. Existen un gran número de procedimientos disponibles para la derivación de ecuaciones que definen las propiedades de un elemento finito. Principalmente se encuentran los métodos variacionales y los residuales. El uso de cualquier procedimiento de formulación conlleva a una notación matricial $[K][q] = [Q]$, en donde $[K]$ es la matriz de propiedades de los elementos; en problemas de flujo de agua esta matriz estaría representada por las permeabilidades. El vector $[Q]$ representa a las fuerzas nodales, y en problemas de flujo de agua representa las velocidades.

La mayoría de los problemas en ingeniería geotécnica han sido formulados usando el método de los desplazamientos.

La función variacional para el método de los desplazamientos está dada por la potencial de la energía del sistema, la cual se expresa como:

$$\Pi_p = \iiint_V dU(u,v) - \iiint_V (\bar{X}u + \bar{Y}v)dV - \iint_{S_1} (\bar{T}_x u + \bar{T}_y v)dS_1$$

donde:

$dU(u,v)$ = energía de deformación por unidad de volumen

\bar{X}, \bar{Y} = componentes de las fuerzas de cuerpo

\bar{T}_x, \bar{T}_y = fuerzas de superficie

V = volumen del elemento

S_i = superficie donde actúan las fuerzas

Los esfuerzos y deformaciones de los materiales se relacionan mediante leyes constitutivas lineales y no lineales.

Ensamblaje de las propiedades de los elementos en ecuaciones globales de forma. Ecuaciones como la mostrada en el paso anterior se obtienen para cada elemento de la estructura. El problema ahora, es combinar esas ecuaciones para obtener las relaciones de rigidez para el sistema completo. En otras palabras, debemos satisfacer la compatibilidad de los desplazamientos nodales a través de los elementos adyacentes. Las relaciones de rigidez para el cuerpo entero se llama relación global y se expresa de la siguiente forma: $[K]\{r\} = \{R\}$, donde $[K]$ es la matriz de rigidez global, $\{r\}$ vector de desplazamientos nodal global y $\{R\}$ vector de fuerzas nodal global. A menudo, las relaciones de rigidez de los elementos son formadas con respecto a un sistema de coordenadas local de referencia, Este es necesario transformarlo en un sistema global de coordenadas antes de que sean ensambladas las ecuaciones para obtener la forma anterior. Antes de que el sistema de ecuaciones sea resuelto, se introduce al sistema la geometría y las condiciones de frontera.

Cálculo de cantidades primarias y secundarias. Los desplazamientos nodales son calculados como cantidades primarias resolviendo la ecuación mostrada en el paso anterior. Cantidades tales como esfuerzos y deformaciones son calculadas como secundarias a partir de los desplazamientos nodales. Para problemas de flujo de agua y filtración, las cantidades primarias a calcular son los potenciales del fluido, y las cantidades secundarias son velocidades y gastos.

El método del elemento finito es actualmente la mejor técnica numérica empleada para modelar problemas de flujo de agua a través de medios porosos.

La ecuación básica que gobierna el flujo transitorio o no establecido a través de medios porosos rígidos saturados se expresa como:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) + \bar{Q} = n \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (3.21)$$

donde:

k_x, k_y, k_z = coeficientes de permeabilidad en las direcciones x, y, z respectivamente.

t = tiempo

$\phi = u/\gamma + z$ = carga de fluido o potencial hidráulico o carga hidráulica total

u = presión

γ = peso volumétrico del agua

z = carga de elevación

n = porosidad efectiva

\bar{Q} = flujo específico

El principio variacional utilizado comúnmente en este caso es:

$$A = \iiint_V \left[\frac{1}{2} k_x \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right)^2 + k_y \left(\frac{\partial \phi}{\partial y} \right)^2 + k_z \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} \right)^2 - 2 \left(\bar{Q} - n \frac{\partial \phi}{\partial t} \right) \phi \right] dV - \iint_{S_2} \bar{q} \phi dS$$

Expresaremos a la variación potencial del fluido dentro de un elemento como:

$$\phi = [N]^T [q]$$

donde q es el vector del potencial nodal del flujo. Haciendo uso del principio variacional aplicado a las ecuaciones del elemento:

$$[k][q] + [p][q] = [Q(t)] \quad (3.22)$$

donde:

$$[k] = \iiint_V [B]^T [R][B] dV$$

$$[p] = \iiint_V [N]^T n [N] dV \quad \text{y} \quad [Q] = \iiint_V [N]^T [\bar{Q}] dV$$

además:

$$[R] = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix}$$

es la matriz principal de permeabilidades, $[k]$ es la permeabilidad del elemento dentro de la matriz principal y $[p]$ es la porosidad del elemento en la matriz principal. La matriz $[B]$ esta representada por: $[g] = [B][q]$ donde $[g]$ representa al vector de gradientes:

$$[g]^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi}{\partial x} & \frac{\partial \phi}{\partial y} & \frac{\partial \phi}{\partial z} \end{bmatrix}$$

Para flujo establecido, la ecuación 3.22 se reduce a:

$$[k][q] = 0$$

3.3 Método de Bishop simplificado considerando efectos sísmicos y de filtración.

Las presiones hidrodinámicas y las fuerzas de filtración que existen en la zona de flujo de agua ejercen una poderosa influencia sobre los elementos de la superficie hipotética de falla; esta influencia es generalmente de carácter negativo, es decir, cuando un talud está sujeto a flujo, su estabilidad se ve normalmente disminuida, respecto al caso en que se considere seco al talud.

En esta sección se analizará de un modo general el efecto de un flujo con régimen establecido en el interior de un talud cualquiera sobre la estabilidad de la masa del mismo ver *figura 3.7*.

Como ya se ha indicado las fuerzas de filtración son debidas a un cambio de la carga hidráulica (carga de posición + carga de presión) causado por la fricción viscosa del flujo del agua. En un medio poroso uniforme esta fricción obra en los granos del suelo, constituyendo una fuerza de volumen. El valor de esta fuerza por unidad de volumen es igual al producto del peso específico γ_w , por el gradiente hidráulico i , y su dirección es la de la velocidad de la corriente

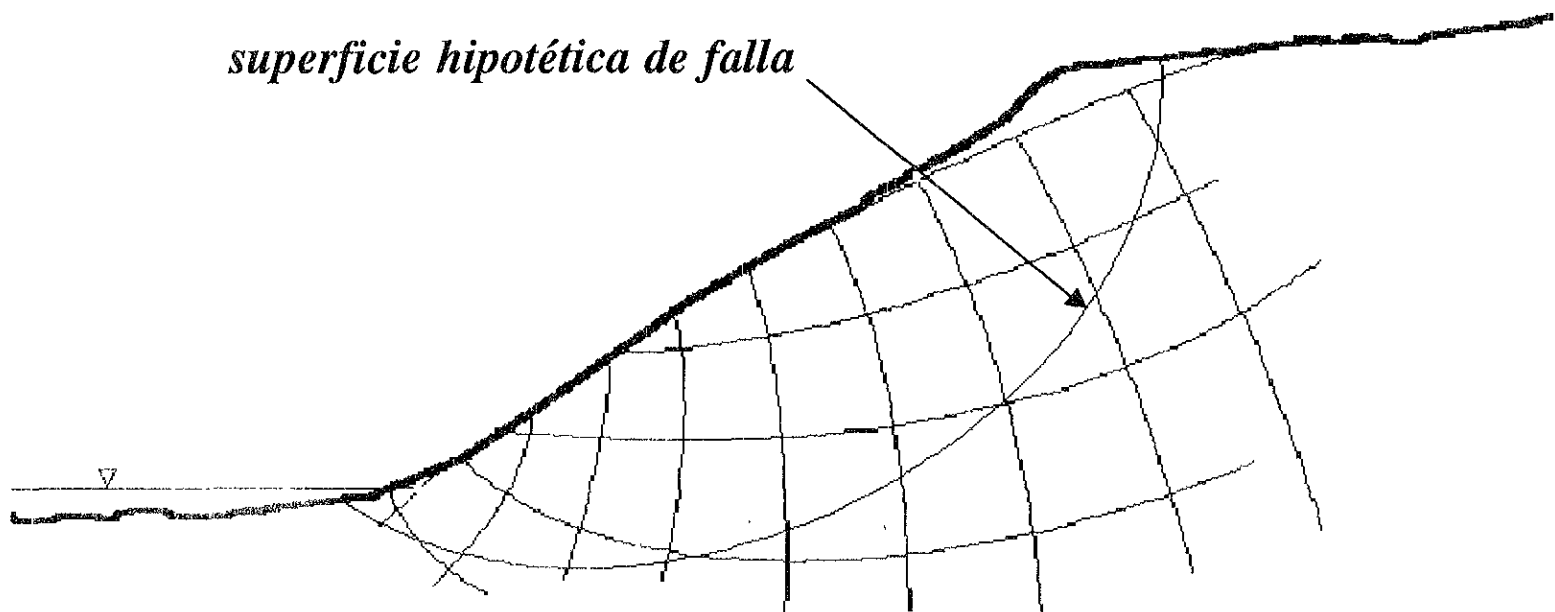


Fig. 3.7 Flujo de agua interno a través de un talud

en el punto considerado. Se tiene así que al considerar una superficie hipotética de falla; la zona comprendida arriba de ella está sujeta además de la fuerza de gravedad a la fuerza de filtración. El efecto de esta fuerza de filtración es aumentar el momento motor que tiende a hacer girar a la masa deslizante alrededor del centro del círculo de falla. Se ha argumentado en el pasado que este efecto es pequeño comparado con el de la fuerza de gravedad, pero los cálculos efectuados en algunas presas de tierra han revelado una importante influencia en el factor de seguridad resultante.

El momento de las fuerzas de filtración deberá sumarse al momento del peso del suelo, calculado con el peso específico sumergido bajo la línea de corriente y en la condición que corresponda arriba de ella.

Por otra parte, los análisis de estabilidad sísmica de taludes, requieren considerar las fuerzas cortantes laterales que se desarrollan en una masa de suelo en respuesta directa a los desplazamientos inducidos por un sismo. Dichos desplazamientos están en función de la intensidad del sismo y del espectro generado por éste. Actualmente, los análisis y diseños de taludes utilizan programas de computadora que se basan en métodos de análisis elástico dinámico o análisis elastoplásticos.

Para un diseño preliminar, o incluso cuando los análisis son complicados y no se obtienen resultados confiables, una alternativa a esos métodos es el método seudostático (Ver capítulo 2 de este trabajo): el método toma en cuenta el efecto de sismo en términos de una fuerza equivalente horizontal y otra vertical que actúan en el centro de gravedad de la masa de suelo, y ambas se multiplican por un cierto coeficiente sísmico.

Con base en lo anterior, se realizaron las modificaciones correspondientes al método de Bishop simplificado, estudiado en el capítulo 2 de este trabajo, para la obtención del F.S.; Al igual que en la estabilidad de taludes infinitos de arena, estudiados en la sección anterior de este capítulo, se realizaron dos tipos de análisis:

1) Obtención del F.S. considerando fuerzas periféricas y peso total:

Se realizó la suma de momentos de una sola dovela con respecto al centro del círculo de falla propuesto, y se obtuvo que (ver figura 3.8):

$$F_h \cdot d + (W_d + W_{sat} + F_v) \cdot L = \tau \cdot A \cdot r \tag{3.23}$$

de la misma figura, también se deducen las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} h &= d_1 - d_2 & W_d &= \gamma_d \cdot b \cdot h \text{ (peso seco)} \\ h &= h_1 + h_2 & W_{sat} &= \gamma_{sat} \cdot b \cdot h \text{ (peso saturado)} \\ L &= r \sin \alpha & d &= (d_1 + d_2) / 2 \\ d_1 &= r \cos \alpha & F_{resist.} &= \tau A = \tau b / \cos \alpha \\ F_{perif.} &= u A = u b / \cos \alpha & F_n &= \sigma' A = \sigma' b / \cos \alpha \\ F_h &= k_h (W_d + W_{sat}) & F_v &= k_v (W_d + W_{sat}) \end{aligned}$$

Por otra parte, planteando solamente el equilibrio vertical de la dovela de la misma figura, se obtuvo que:

$$\sum F_y = 0:$$

$$-(W_d + W_{sat} + F_v) + (\sigma' + u) \cdot \frac{b}{\cos \alpha} \cdot \cos \alpha + \tau \cdot \frac{b}{\cos \alpha} \cdot \sin \alpha = 0$$

sustituyendo en la expresión anterior las relaciones deducidas y factorizando se encontró:

$$-\left[b \cdot \{ \gamma_d \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2 \} \cdot \{ 1 + k_v \} \right] + \{ \sigma' + u \} \cdot b + \tau \cdot b \cdot \tan \alpha = 0$$

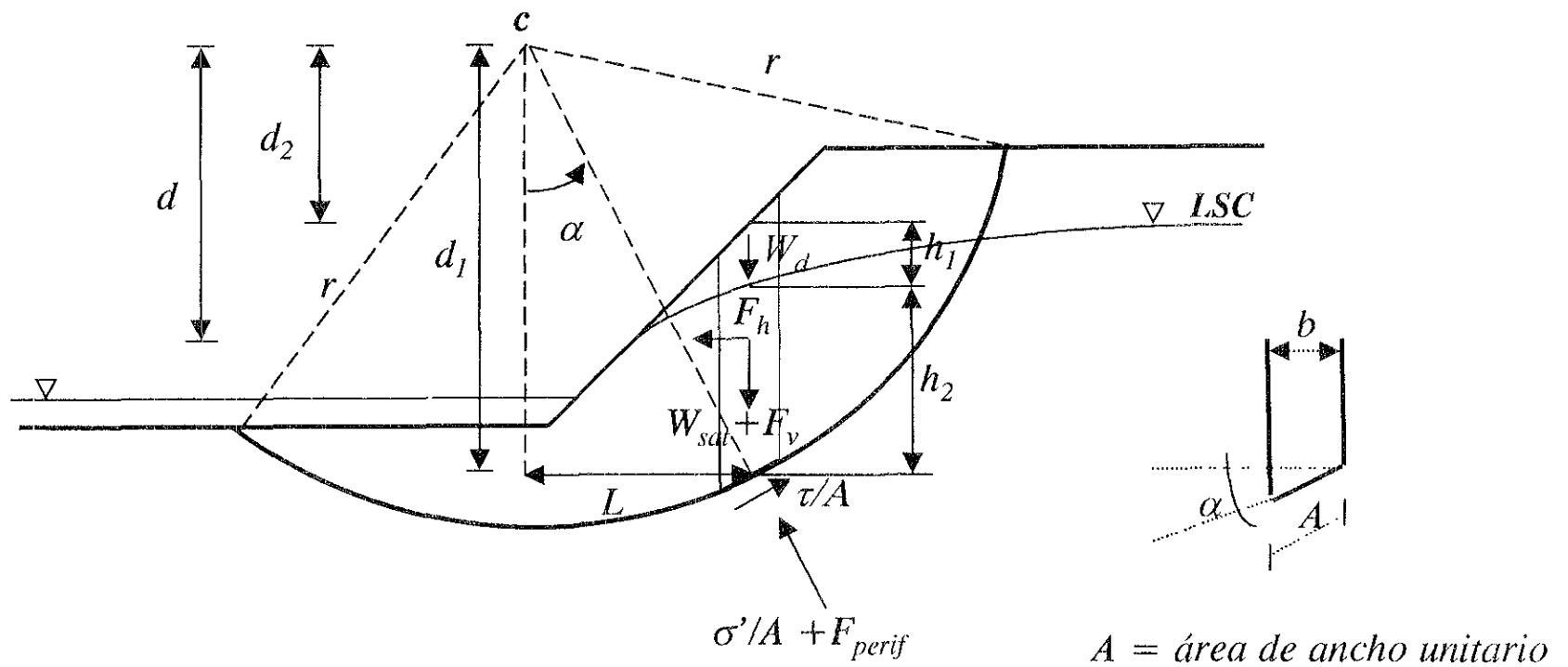


Fig. 3.8 Fuerzas que actúan en una dovela con flujo establecido
fuerzas periféricas + peso total + fuerzas sísmicas.

despejando al esfuerzo normal σ' :

$$\sigma' = \{\gamma_d \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2\} \cdot (1 + k_v) - \tau \cdot \tan \alpha - u \quad (3.24)$$

Por otro lado, recordando que la resistencia al esfuerzo cortante actuante de un talud se define como:

$$\tau_a = \frac{c + \sigma' \cdot \tan \phi}{F.S.}$$

y sustituyendo en la expresión 3.24 se obtuvo:

$$\sigma' = \{\gamma_d \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2\} \cdot (1 + k_v) - \left(\frac{c + \sigma' \cdot \tan \phi}{F.S.} \right) \cdot \tan \alpha - u$$

finalmente despejando al esfuerzo normal:

$$\sigma' = \frac{\{\gamma_d \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2\} \cdot (1 + k_v) - \left(\frac{c \cdot \tan \alpha}{F.S.} \right) - u}{1 + \frac{\tan \phi \cdot \tan \alpha}{F.S.}} \quad (3.25)$$

Cabe mencionar que solamente se tomó en cuenta el equilibrio vertical en la dovela mostrada en la figura 3.8, debido a que el método de Bishop simplificado, supone que las fuerzas que actúan sobre las caras laterales de una dovela cualquiera tienen una resultante nula en dirección vertical, es decir, el método supone que las fuerzas transmitidas entre dovelas adyacentes son estrictamente horizontales.

La ecuación 3.23 representa el equilibrio entre fuerzas actuantes y fuerzas resistentes solamente en una dovela. En realidad, el círculo de falla se divide en un número finito de dovelas, por lo que fue necesario encontrar el equilibrio de todas y cada una de ellas, resultando que:

$$\sum_{n=1}^n (F_h \cdot d) + \sum_{n=1}^n \{(W_d + W_{sat} + F_v) \cdot L\} = \sum_{n=1}^n (\tau \cdot A \cdot r) \quad (3.26)$$

La expresión (3.26) representa la ecuación general de equilibrio de toda la masa de suelo en potencia de falla, sustituyendo en esta última las expresiones observadas en la figura ya antes citada, se obtiene que:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \cdot k_h \cdot b \sum_{n=1}^n \{(\gamma_d \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2) \cdot (d_1 + d_2)\} + b \cdot r \cdot (1 + k_v) \sum_{n=1}^n \{(\gamma_d \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2) \cdot \text{sen } \alpha\} = \\ & = \frac{b \cdot r}{F.S.} \sum_{n=1}^n \left\{ \frac{c + \sigma' \cdot \tan \phi}{\cos \alpha} \right\} \quad ; \quad \text{sustituiremos como peso total } W_t = \gamma_d \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2 \end{aligned}$$

despejando al $F.S.$ de la expresión anterior y sustituyendo la expresión (3.25) en la misma, finalmente se obtuvo que:

$$F.S. = \frac{r \cdot \sum_{n=1}^n \left[\frac{c + \{(1 + k_v) \cdot W_t - u\} \cdot \tan \phi}{\cos \alpha \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F.S.}\right)} \right]}{\frac{1}{2} \cdot k_h \cdot \sum_{n=1}^n \{W_t \cdot (d_1 + d_2)\} + r \cdot (1 + k_v) \cdot \sum_{n=1}^n \{W_t \cdot \text{sen } \alpha\}} \quad (3.27)$$

el término u representa en esta ecuación a la presión de poro o presión periférica.

2) Obtención del $F.S.$ considerando fuerzas de filtración y peso sumergido:

Se realizó la suma de momentos de una sola dovela con respecto al centro del círculo de falla propuesto, y se obtuvo que (ver figura 3.9):

$$F_h \cdot d + (W_b + W_d + F_v) \cdot L + F_{fil} \cdot \cos \theta \cdot z + F_{\beta u} \cdot \text{sen } \theta \cdot L = \tau \cdot A \cdot r \quad (3.28)$$

de la figura antes referida, también se observó:

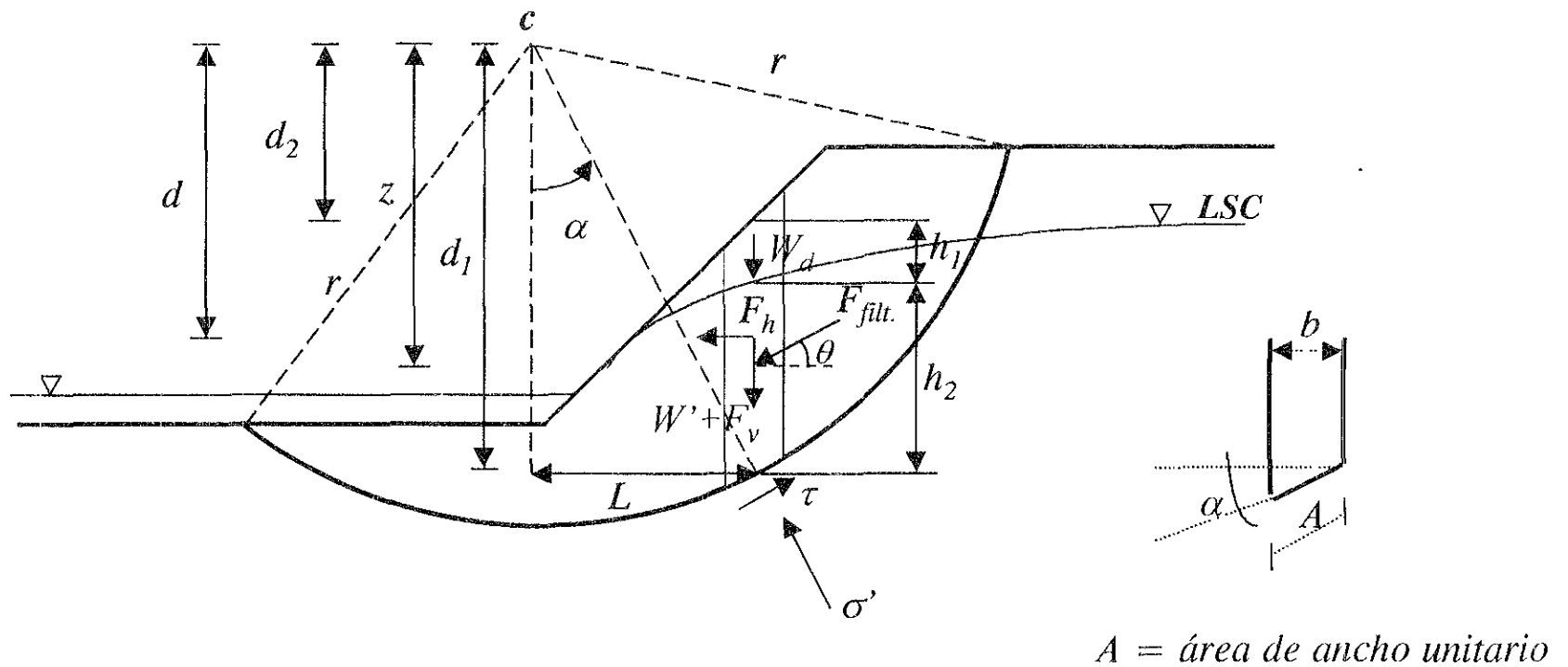


Fig. 3.9 Fuerzas que actúan en una dovela con flujo establecido
fuerzas de filtración + peso sumergido + fuerzas sísmicas.

Despejando al factor de seguridad de la expresión anterior, sustituyendo al esfuerzo normal expresión (3.30) y, realizando simplificaciones matemáticas encontramos que:

$$F.S. = \frac{\gamma \cdot \sum_{n=1}^n \left[\frac{c + \{W_s + k_v \cdot W_t + \gamma_w \cdot h_2 \cdot q_v\} \cdot \tan \phi}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F.S.} \right)} \right]}{\frac{1}{2} \cdot k_h \cdot \sum_{n=1}^n \{W_t \cdot (d_1 + d_2)\} + r \cdot \sum_{n=1}^n (W_s \cdot \sin \alpha) + k_v \cdot r \cdot \sum_{n=1}^n (W_t \cdot \sin \alpha) + \gamma_w \cdot \sum_{n=1}^n \{h_2 \cdot q_h \cdot z\} + \gamma_w \cdot r \cdot \sum_{n=1}^n \{h_2 \cdot q_v \cdot \sin \alpha\}} \quad (3.32)$$

Obsérvese que en las expresiones (3.27) y (3.32), no se logró encontrar la igualdad de ambas, como se pudiera haber pensado con base a lo estudiado en la sección 3.1 de éste capítulo. Lo anterior debido a que en esta sección se analizó un talud finito, formado con material cohesivo friccionante y con una superficie supuesta de falla. Por estas condiciones, el análisis de equilibrio tuvo que realizarse sobre toda la masa de suelo comprendida entre la superficie de falla y el talud.

Nótese que en el caso visto en la sección 3.1 bastó con analizar el equilibrio de un solo elemento, mientras que en el caso de esta sección, hubo la necesidad de estudiar el equilibrio de los n elementos propuestos en los que se discretizó a la masa de suelo en estado probable de falla.

Además, cabe mencionar que en este análisis se consideró al peso total de las dovelas (W_t), en la obtención de las fuerzas sísmicas actuantes, debido a que cuando el sismo ocurre, el drenaje del material requiere de un tiempo mayor que el de la duración del movimiento telúrico.

3.4 Flujo de agua a través de presas de tierra de sección homogénea

La solución de problemas prácticos de flujo de agua a través de presas de tierra y de sus cimentaciones constituye uno de los casos de mayor importancia en la aplicación de la teoría del flujo de agua. Generalmente incluye la consideración de medios totalmente homogéneos e isotrópos, así como de materiales graduados o secciones compuestas, que son los casos en los que el dominio del flujo consta de dos o más porciones de diferente permeabilidad, cada una constituida por suelo homogéneo e isotrópico. Esta última consideración se presenta prácticamente en todas las presas de tierra construidas, así como en la mayoría de las cimentaciones.

Tipos de flujo

El caso de flujo establecido en el cual las cargas hidráulicas son conocidas así como las fronteras externas es llamado flujo establecido confinado. Un ejemplo es el flujo en la cimentación de una tablaestaca. El flujo hacia un pozo en un acuífero saturado confinado se llama flujo confinado transitorio o no establecido.

El flujo que involucra a una superficie freática o línea superior de corriente se llama flujo no confinado. La filtración a través de una presa de tierra bajo cargas hidráulicas invariantes representa un flujo establecido confinado, mientras que el vaciado o llenado rápido de una presa de tierra representa un flujo no establecido no confinado.

Condiciones de frontera

El primer paso para resolver un problema de flujo es la especificación de las condiciones de frontera, para lo cual es necesario determinar las características geométricas e hidráulicas de las superficies extremas que delimitan el dominio de flujo. En los casos de flujo bidimensional, una sección del medio en la dirección del flujo es representativa de las condiciones en cualquier

otra, y aquellas superficies se reducen a líneas. En medios homogéneos hay cuatro posibles clases de líneas de frontera:

1. frontera suelo infiltrado - suelo impermeable (frontera impermeable)
2. frontera agua - suelo infiltrado
3. frontera suelo infiltrado - suelo permeable no infiltrado (línea superior de corriente)
4. frontera suelo infiltrado - aire (línea de descarga libre)

1. *frontera suelo infiltrado - suelo impermeable (frontera impermeable)*: A través de una frontera de este tipo el agua no puede fluir; por tanto, las componentes normales de la velocidad son nulos a lo largo de ella y dicha frontera define una línea de flujo (recíprocamente, toda la línea de flujo puede tratarse como si fuese una frontera impermeable). Las líneas FG en la *figura 3.10a*, así como la 1-5 en la *figura 3.10b* son ejemplos de fronteras impermeables, pues se supone que la permeabilidad del material de suelo por arriba de la línea EF es despreciable en comparación con el suelo o roca debajo de la misma línea; y la permeabilidad del suelo o roca debajo de la línea 1-5, es despreciable en comparación con la del suelo que constituye la presa.
2. *frontera agua - suelo infiltrado*: Estas fronteras son ejemplificadas por ab y cd en la *figura 3.10a*, así como 1-2 y 4-5 en la *figura 3.10b*. En vista de que en el flujo de agua en suelos la carga de velocidad es despreciable, la distribución de presión en las fronteras agua - suelo infiltrado puede considerarse hidrostática. Entonces en un punto cualquiera de ellas la carga hidráulica total será h_T . Por lo tanto la condición que debe cumplirse en toda frontera agua - suelo infiltrado es que su potencial hidráulico (ϕ) sea constante, lo que implica que cada una de dichas fronteras es una línea equipotencial.
3. *frontera suelo infiltrado - suelo permeable no infiltrado (línea superior de flujo)*: En la *figura 3.10b* la línea 2-3 separa, dentro de la misma masa de suelo *abcd*, la zona de flujo 1-2-3-4-5 de la porción de suelo que teóricamente no es infiltrado por el agua que fluye de un

lado a otro de la presa. Obviamente, las componentes de la velocidad v , normales a dicha línea son nulos, y por tanto esta es una línea de flujo; pero el hecho de ser precisamente la línea superior de flujo le impone condiciones adicionales que no son comunes a cualesquiera otras líneas de corriente: la presión es constante en toda ella (igual a la atmosférica) y, siendo despreciable la carga de velocidad, la carga hidráulica total en dicha línea es: $\phi = z$, lo que indica que la carga de las líneas equipotenciales que corten la línea superior de corriente o de flujo será idéntica a la elevación del punto de intersección. Esto requiere que, si se trazan equipotenciales con caída de carga Δh constante, la diferencia de elevación de las intersecciones de dos equipotenciales contiguas cualesquiera con la línea superior de corriente sea también constante e igual a Δh .

4. *frontera suelo infiltrado - aire (línea de descarga libre)*: La línea 3-4 en la *fig 3.10b* es una frontera de este tipo. En ella, como en la línea superior de flujo, la carga hidráulica es igual a la de posición. Sin embargo, 3-4 no es línea de flujo, aunque tampoco es equipotencial, es simplemente una cara de descarga libre. Es evidente que la línea 3-4 no es equipotencial puesto que no tiene la misma carga hidráulica total a lo largo de ella; tampoco puede ser de corriente puesto que por definición dos líneas de corriente jamás se cortan, ya que constituiría un tapón a las líneas de flujo que llegan a dicha línea. Con base en lo anterior es obvio, que sobre la línea de descarga libre, las intersecciones de las líneas equipotenciales no ocurrirán perpendicularmente.

Según lo explicado en párrafos anteriores y a manera de resumen, las condiciones de frontera que se emplearon para los casos estudiados en este trabajo son:

para flujo establecido confinado, se deben considerar las siguientes condiciones de frontera ver figura 3.10a:

$$\phi = \begin{cases} h_1 & A - B \\ h_2 & C - D \end{cases}$$

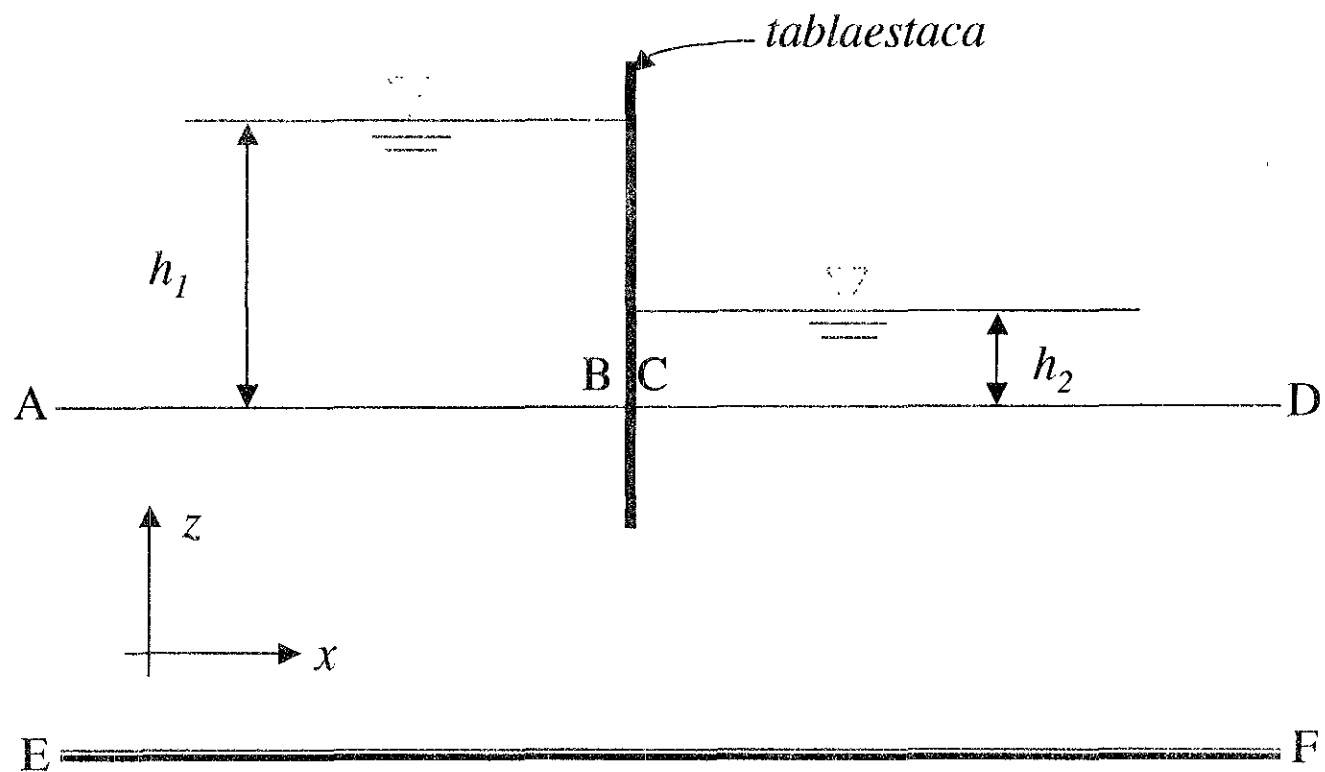


Fig. 3.10a Flujo establecido confinado

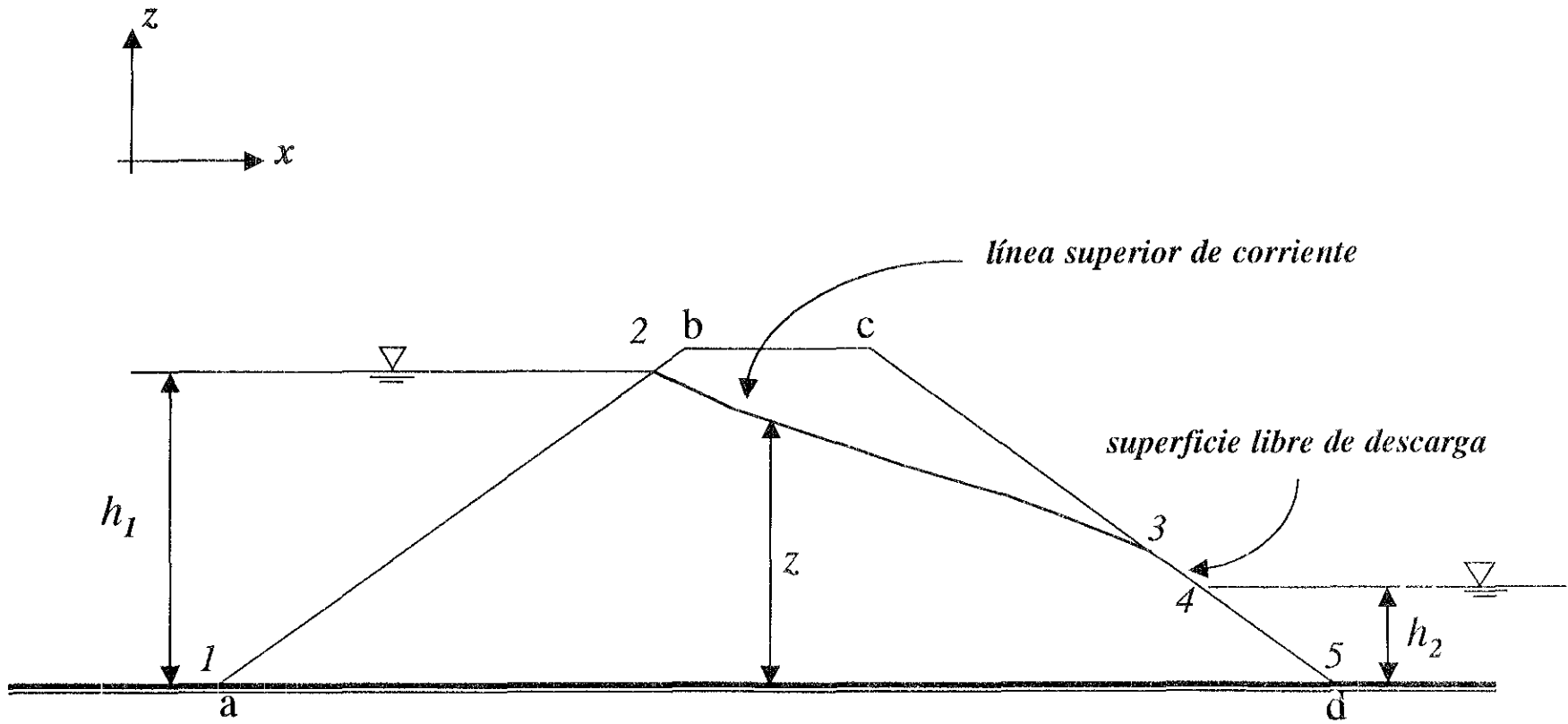


Fig. 3.10b Flujo establecido no confinado

y:

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad E - F$$

mientras que para flujo establecido no confinado, se deben considerar las siguientes condiciones de frontera:

$$\phi = \begin{cases} h_1 & 1-2 \\ z & 2-4 \\ h_2 & 4-5 \end{cases} \quad u = 0 \quad \text{y} \quad \frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad 1-5$$

Debido a que en de la zona de 2-3 es una línea superior de corriente y que la zona de 3-4 es una superficie libre de descarga, la presión vale cero. Ver figura 3.10b. En caso de no existir tirante aguas abajo ($h_2=0$), entonces ahora resulta que:

$$\phi = \begin{cases} h_1 & 1-2 \\ z & 2-5 \end{cases} \quad u = 0$$

Parábola básica o de Kozeny

Para resolver problemas de flujo establecido no confinado, es necesario determinar la línea de saturación o línea superior de corriente (*LSC*); para ello existen métodos de cálculo que dependen principalmente de la geometría de la presa, así como de los tirantes aguas arriba y aguas abajo de la misma. Precisamente, uno de esos métodos para la obtención de dicha (*LSC*) es mediante el trazo de la red de flujo, otro es mediante el uso de la parábola básica.

La parábola básica o de Kozeny, es una curva que se presenta en la línea superior de corriente cuando se tiene un filtro horizontal como se muestra en la *figura 3.11a*.

En 1931 Kozeny analizó rigurosamente este problema llegando a una solución en que las líneas de flujo y las equipotenciales estaban constituidas por un par de familias de parábolas cofocales. Nótese que $\beta = 180^\circ$. La ecuación de la parábola es:

$$x = \frac{y^2 - a_1^2}{2 \cdot a_1} \quad (3.26)$$

donde: $a_1 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$ y $a_0 = \frac{a_1}{2}$

Después de comparar los resultados de soluciones gráficas obtenidas por aproximaciones a varios problemas, y verificadas con modelos físicos, A. Casagrande llegó a la conclusión de que la parábola básica (ec. 3.26) puede ser utilizada para el trazo de cualquier línea superior de corriente, sin importar las soluciones a los diferentes métodos que a continuación se presentan en la siguiente tabla:

TABLA 3.2

TALUD Y MÉTODO	GASTO UNITARIO	PUNTO DE DESCARGA	REFERENCIA
$\beta \leq 30^\circ$ Tangente	$q = k \cdot a \cdot \text{sen} \cdot \beta \cdot \tan \beta$	$a = \frac{d}{\cos \beta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \beta} - \frac{h^2}{\text{sen}^2 \beta}}$	Schaffernak. Van Iterson. Ver fig. 3.12a
$30^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$ Seno	$q = k \cdot a \cdot \text{sen}^2 \beta$	$a = S_0 - \sqrt{S_0^2 - \frac{h^2}{\text{sen}^2 \beta}} ; S_0 = \sqrt{h^2 + d^2}$	Ver fig. 3.12a
$60^\circ \leq \beta \leq 180^\circ$		$c = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$	L. Casagrande Ver fig. 3.11b
$\beta = 180^\circ$	$q = 2 \cdot k \cdot a_0 = k \cdot a_1$	$a_0 = \frac{a_1}{2} = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{d^2 + h^2} - d)$	Kozeny Ver fig. 3.11a

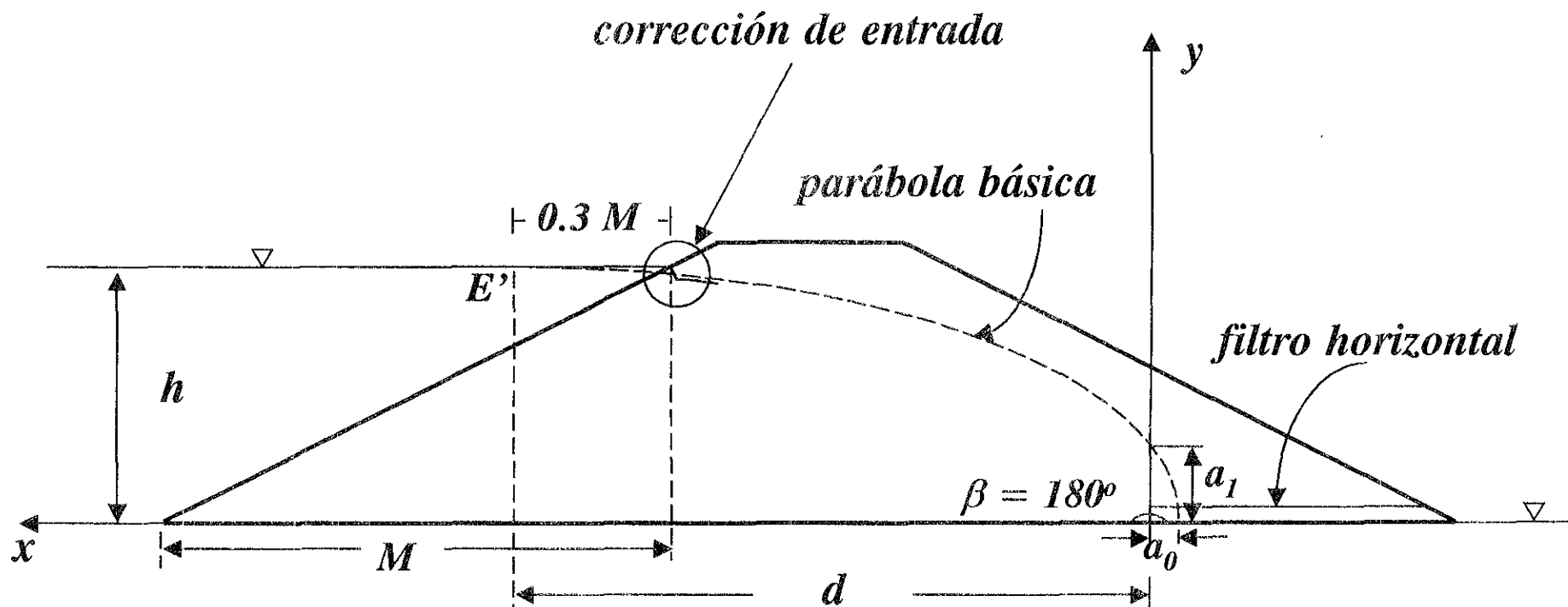


Fig. 3.11a Parábola básica o de Kozeny

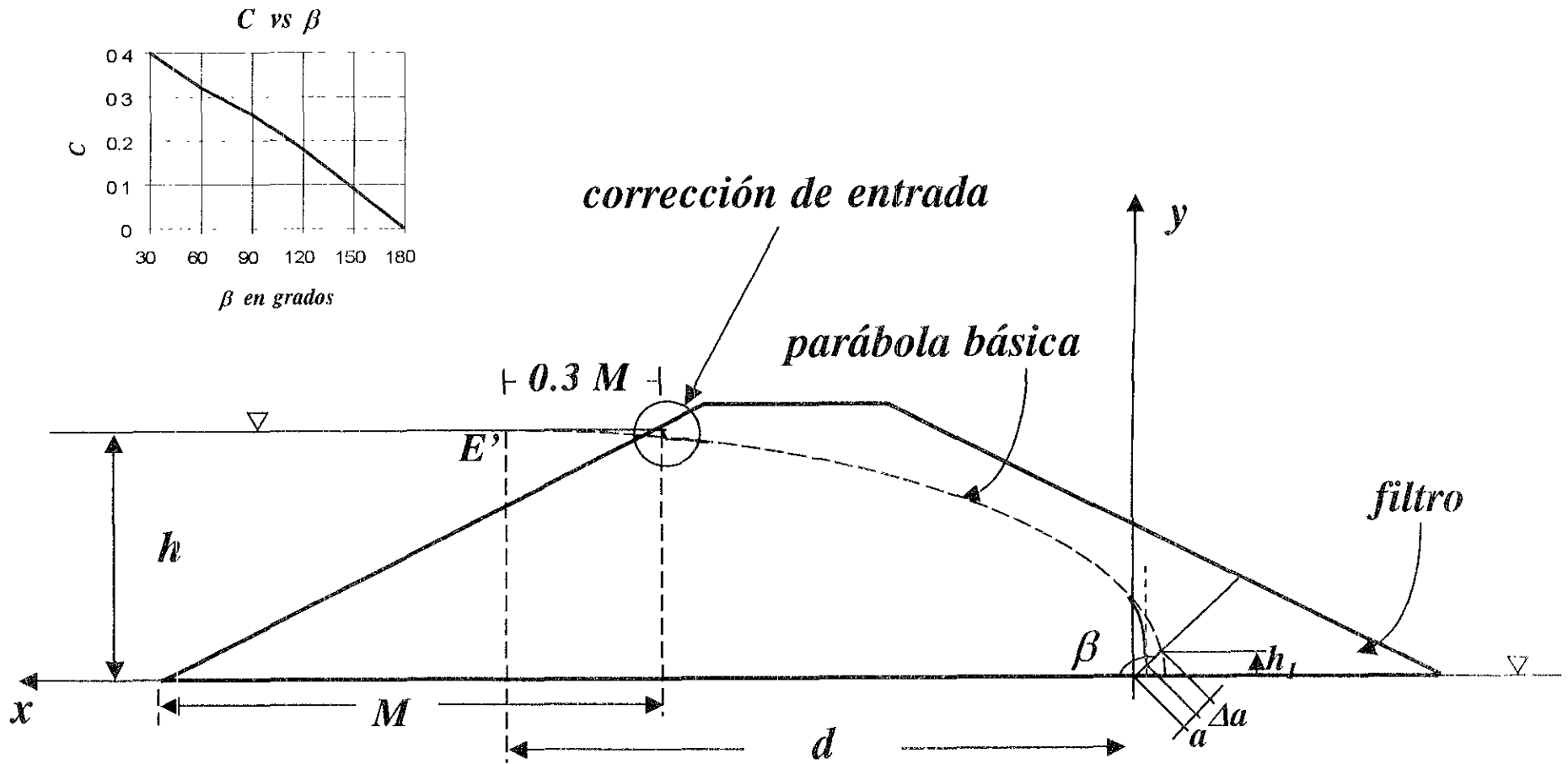


Fig. 3.11b. Punto de descarga para b entre 60° y 180°

Nota: Las fórmulas anteriores fueron obtenidas con el sistema de referencia mostrado en cada una de las figuras señaladas.

En el caso en que $60^\circ \leq \beta \leq 180^\circ$. Casagrande observó que la parábola básica intersecta a la superficie libre de descarga un poco más arriba de donde la *L.S.C* intersecta a dicha superficie, en una cantidad igual a $a + \Delta a$.

La relación $c = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$ depende del ángulo β .

$$\beta = 180^\circ, c = 0$$

$$\text{si : } \beta = 90^\circ, c = 0.26$$

$$\beta = 60^\circ, c = 0.32$$

y para este caso h_1 se calcula como:

$$h_1 = \frac{a_1}{\tan \beta} + \sqrt{\frac{a_1^2}{\tan^2 \beta} + a_1^2}$$

Los valores intermedios a estos valores de c se pueden determinar mediante la gráfica mostrada en la figura 3.11b. Una vez determinado el punto de descarga sobre la superficie libre de descarga, no hay que olvidarse de que se debe cumplir con la condición de salida de la *L.S.C*.

Corrección de la línea superior de corriente (LSC).

A. Casagrande propuso una solución sencilla y fácil de recordar, la cual consiste en determinar el punto E' de la figura 3.12a, localizado aproximadamente a $1/3$ de m ; dicho punto es donde la parábola básica intersecta a la superficie libre del agua en la parte de aguas arriba. Una vez trazada la parábola con ayuda del punto E' , se podrá hacer fácilmente la corrección de entrada de la línea superior de corriente.

Debido a la condición de entrada en el talud aguas arriba, la *L.S.C.* se desvía un poco de la parábola en las cercanías del punto de entrada, por lo que debe aplicarse dicha corrección a mano. Ver condiciones de entrada en el talud aguas arriba en la figura 3.12b

Es importante señalar que esta corrección aguas arriba sólo se hace si $d > h$; si d es menor o igual que h , la sección se puede considerar estrecha y en este caso no se requiere corrección alguna; lo que implicaría que ahora el punto E' será exactamente el punto de intersección del tirante con el talud aguas arriba.

Por otro lado, una vez encontrado el punto de descarga sobre el talud aguas abajo, la *L.S.C.* requerirá de una corrección, ya que también se desvía un poco de la parábola básica: dicha corrección se traza a mano, y debe cumplir con las condiciones de salida mostradas en la figura 3.12b.

Cuando existan condiciones como las mostradas en la figura 3.10b, es decir cuando se presente un tirante aguas abajo, se calcularán de igual manera el punto de descarga, así como las condiciones de entrada y salida de la *L.S.C.*, con la diferencia de que se supondrá una frontera impermeable (solamente para efectos de cálculo) el nivel aguas abajo. Ver figura 3.13.

3.5 Diagramas de flujo de los programas de análisis de estabilidad de taludes

Uno de los puntos más importantes en el proyecto de una presa de tierra homogénea, es la estabilidad de los taludes de ésta; con el fin de analizar la estabilidad de los taludes en presas de tierra, que es el objetivo principal de este trabajo, se desarrollaron dos programas de cómputo con base en el Método de Bishop Simplificado.

Para la elaboración de estos se utilizó el lenguaje de programación FORTRAN.

Los programas desarrollados fueron los siguientes:

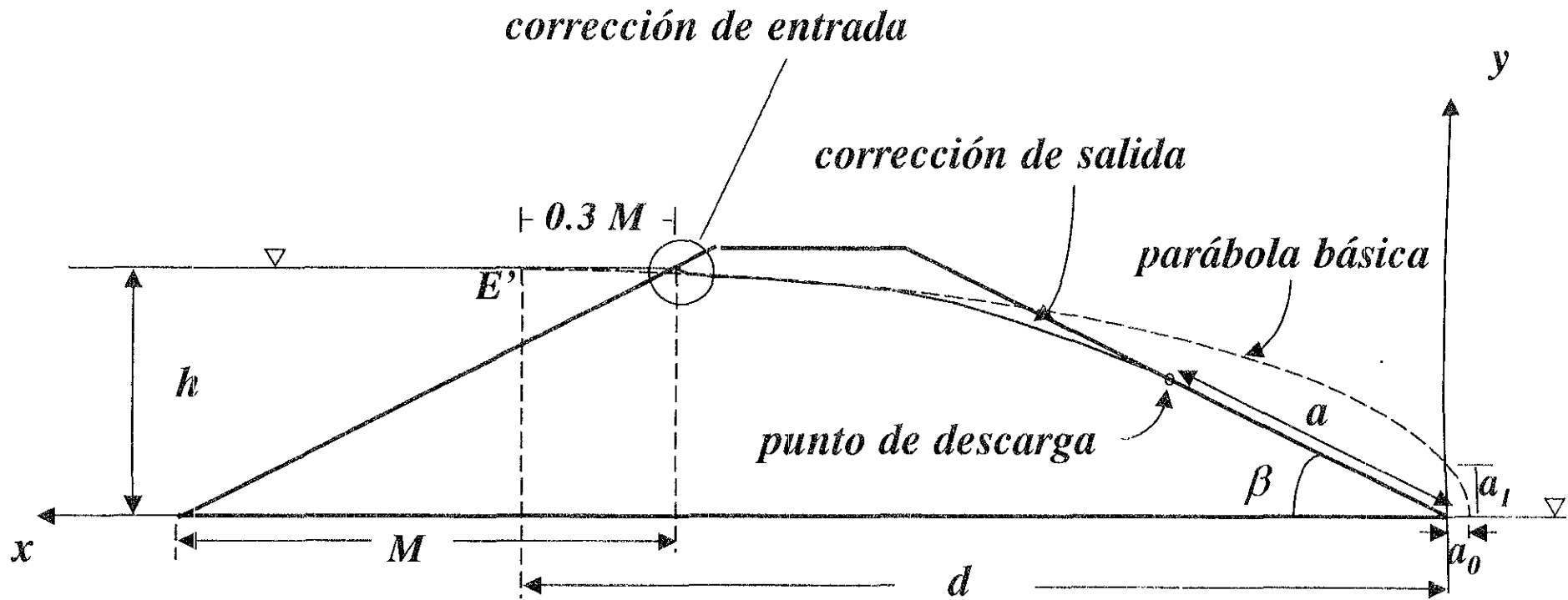
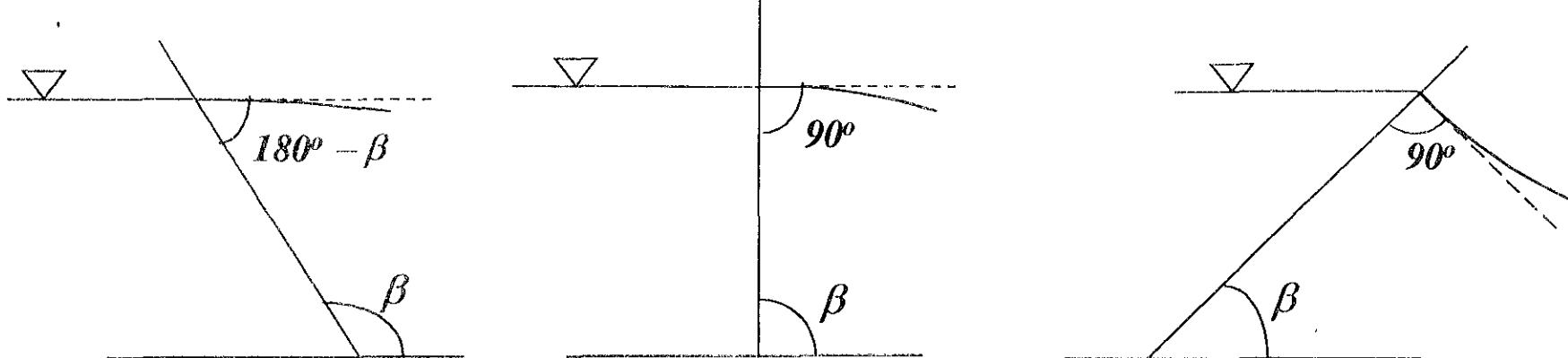


Fig. 3.12a Corrección a la L.S.C según A. Casagrande

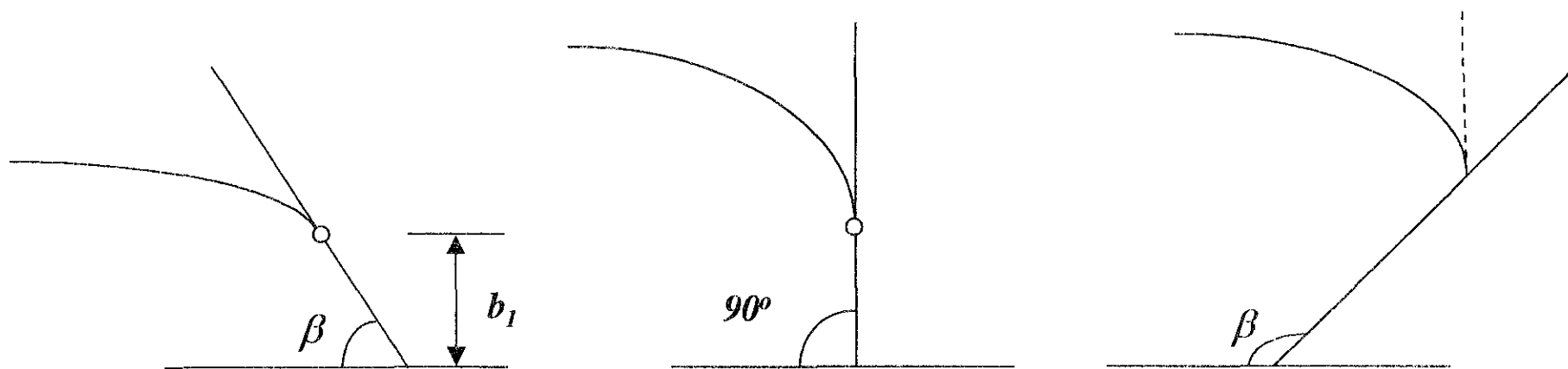


$$\beta > 90^\circ$$

$$\beta = 90^\circ$$

$$\beta < 90^\circ$$

a) condiciones del punto de entrada de la línea superior de corriente



$$\beta < 90^\circ$$

$$\beta = 90^\circ$$

$$\beta > 90^\circ$$

b) condiciones del punto de descarga de la línea superior de corriente

Fig. 3.12b Condiciones de entrada y salida de la L.S.C.

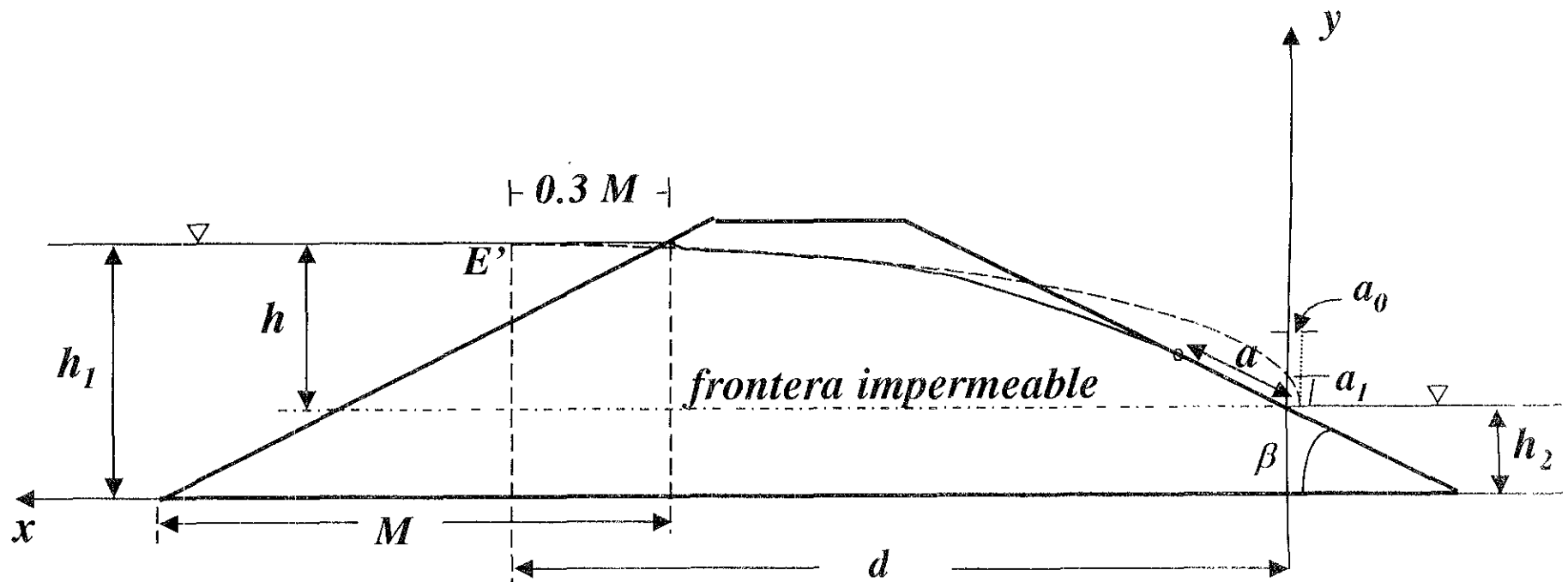


Fig. 3.13 Corrección a la L.S.C según A. Casagrande con tirante aguas abajo

1. *DAMSTAPP (análisis de estabilidad mediante fuerzas periféricas)*
2. *DAMSTAFF (análisis de estabilidad mediante fuerzas de filtración)*

Ambos programas tienen en común analizar un número finito de círculos propuestos de falla con el simple hecho de variar los centros de éstos: cada círculo de falla se divide en un número finito de doveias; la línea superior de corriente se calcula haciendo uso de la parábola básica de Kozeny; toman en cuenta las fuerzas sísmicas tanto horizontal como vertical actuando en el centroide de cada doveia.

La diferencia en ambos radica en lo siguiente:

El programa DAMSTAPP utiliza las fuerzas periféricas y el peso total del material: para calcular la presión de poro es necesario construir la red de flujo dentro del terraplén. Esto se realizó mediante un programa de elemento finito para flujo de agua a través de medios porosos: de los resultados del programa se obtienen las líneas equipotenciales de la red de flujo planteada. Para calcular la presión de poro en los puntos de interés del círculo de falla, se realizaron interpolaciones mediante una subrutina en el programa principal. Los puntos de interés antes mencionados son precisamente los puntos medios inferiores de cada una de las doveias.

El programa DAMSTAFF utiliza fuerzas de filtración y el peso sumergido del material; las fuerzas de filtración se obtuvieron del mismo programa de elemento finito para flujo de agua a través de medios porosos. Estas actúan en los nodos de la malla que discretiza a la región de flujo, por lo que es necesario interpolar hacia los puntos de interés mediante una subrutina en el programa principal. Dichos puntos de interés son precisamente los centroides en cada una de las doveias, delimitados por la línea superior de corriente y el punto medio inferior de cada una de estas.

Con el objeto de presentar la secuencia clara y objetiva, así como la nomenclatura de los programas de cómputo desarrollados, a continuación se muestran los diagramas de flujo para el análisis de la estabilidad de taludes: primeramente el programa que utiliza a la presión de poro. y posteriormente el programa que utiliza a las fuerzas de filtración.

NOMENCLATURA DEL PROGRAMA DAMSTAPP

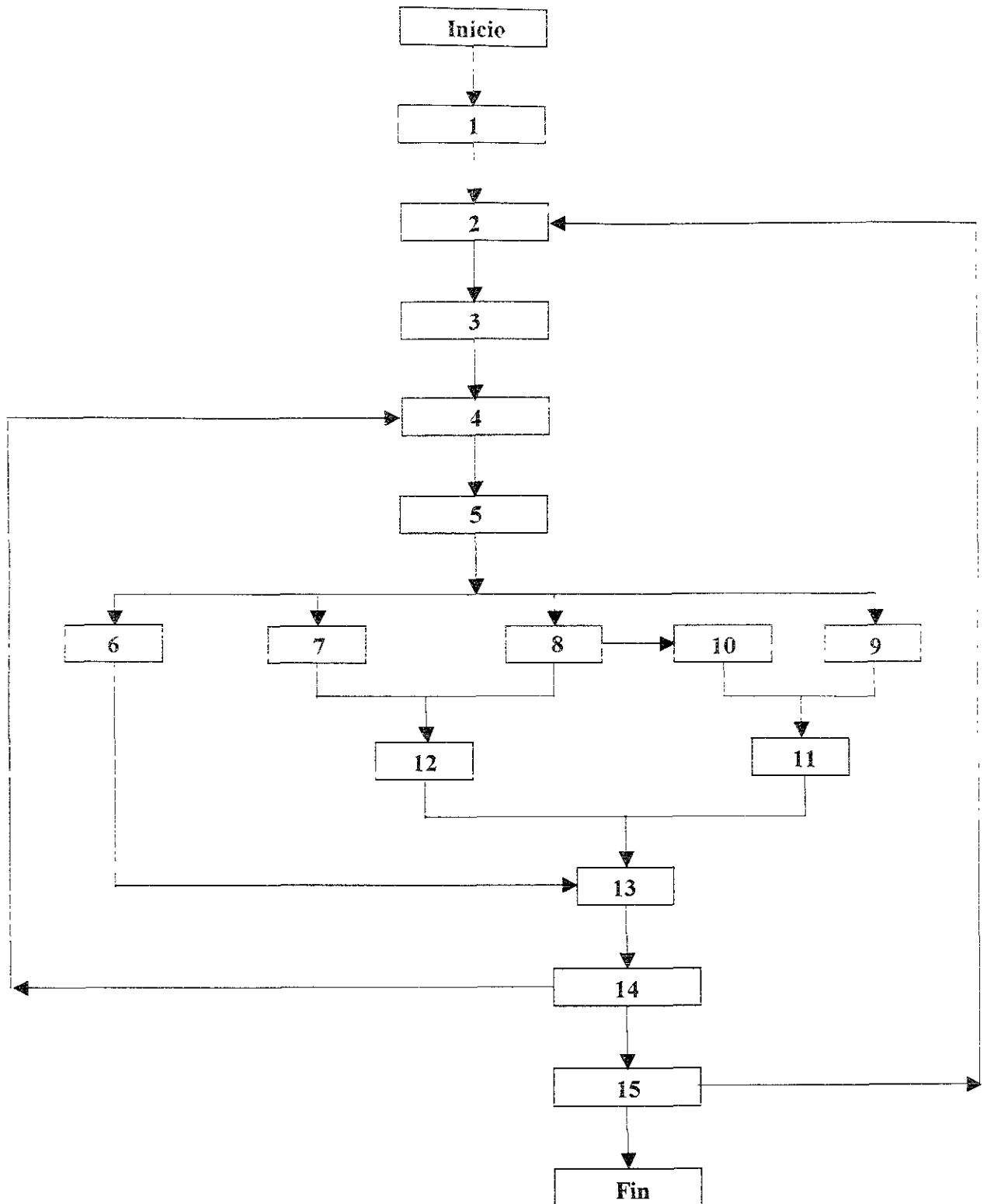
1. Datos de entrada

- Geometría del terraplén
 - Altura del nivel de aguas arriba y aguas abajo
 - Parámetros de resistencia del suelo para el terraplén y la cimentación respectivamente, según sea el caso
 - Peso volumétrico seco y saturado del suelo para el terraplén y la cimentación respectivamente, según sea el caso
 - Coeficientes sísmicos
 - Coordenadas propuestas del punto inferior izquierdo (X_1, Y_1) y punto superior derecho (X_2, Y_2) de la malla para el cálculo de los centros de los círculos de falla
 - Parámetros para la construcción de la línea superior de corriente (L.S.C.)
 - Altura o profundidad y_0 de la horizontal tangente al círculo de falla
 - Parámetros de los sistemas de referencia para la estabilidad de taludes y para la red de flujo
2. Cálculo de los centros de los círculos de falla de coordenadas (x_i, y_i) a partir de una malla de propuesta. desde $i=1$ hasta $i=mx$ y $j=1$ hasta $j=my$. Cada nodo de la malla generada representa un centro de círculo de falla diferente.
 3. Cálculo del radio r y de los puntos extremos de coordenadas (x_r, y_r) y (x_l, y_l) del círculo de falla (x_i, y_i) .
 4. El círculo de falla se divide en k número finito de dovelas desde $k=1$ hasta $k=nx$.
 5. Cálculo de las coordenadas (x, y_b) del punto medio inferior de la dovela k .

6. Cálculo de la presión de poro en el punto medio inferior de la dovela k , realizada mediante interpolaciones dentro de la red de flujo, primeramente calculada.
7. Cálculo de la columna de agua y_n en la dovela k mediante la localización de la L.S.C. correspondiente a esa dovela.
8. Cálculo de la altura total y_t de la dovela k .
9. Cálculo de la distancia d_1 desde el centro del círculo (x_i, y_j) al punto medio inferior de la dovela k .
10. Cálculo de la distancia d_2 desde el centro del círculo (x_i, y_j) al punto medio superior de la dovela k .
11. Cálculo de la distancia d desde el centro del círculo (x_i, y_j) al centroide de la dovela k .
12. Cálculo del peso total W_t de la dovela k . Arriba de la L.S.C. se considera el peso seco y debajo de la misma se considera el peso saturado.
13. Cálculo de los momentos resistentes y u actuantes provocados por las fuerzas existentes en la dovela k , con respecto al centro del círculo.
14. Sumatoria de los momentos resistentes y actuantes de las dovelas k , desde $k=1$ hasta $k=nx$.
15. Cálculo del factor de seguridad del círculo de falla de centro (x_i, y_j) .

La red de flujo se calcula primeramente mediante el uso de otro programa que utiliza al método del elemento finito como base para los cálculos correspondientes; arrojando como resultados la

DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA DAMSTAPP



carga piezométrica en cada uno de los nodos de la malla que discretiza a la región de flujo del problema en estudio. Dichos resultados son precisamente los datos requeridos para realizar las interpolaciones a los puntos de coordenadas (x, y_b) del círculo de falla (x_1, y_1) . Obsérvese la figuras.2.1, 3.8 y 3.9 incluidas en el Capítulo 2 y 3 de este trabajo respectivamente.

NOMENCLATURA DEL PROGRAMA DAMSTAFF

1. Datos de entrada

- Geometría del terraplén
- Altura del nivel de aguas arriba y aguas abajo
- Parámetros de resistencia del suelo para el terraplén y la cimentación respectivamente, según sea el caso
- Peso volumétrico seco y saturado del suelo para el terraplén y la cimentación respectivamente, según sea el caso
- Coeficientes sísmicos
- Coordenadas propuestas del punto inferior izquierdo (X_1, Y_1) y punto superior derecho (X_2, Y_2) de la malla para el cálculo de los centros de los círculos de falla
- Parámetros para la construcción de la línea superior de corriente (L.S.C.)
- Altura o profundidad y_0 de la horizontal tangente al círculo de falla
- Parámetros de los sistemas de referencia para la estabilidad de taludes y para la red de flujo

2. Cálculo de los centros de los círculos de falla de coordenadas (x_i, y_i) a partir de una malla de propuesta, desde $i=1$ hasta $i=mx$ y $j=1$ hasta $j=my$. Cada nodo de la malla generada representa un centro de círculo de falla diferente.

3. Cálculo del radio r y de los puntos extremos de coordenadas (x_r, y_r) y (x_l, y_l) del círculo de falla (x_i, y_i) .

4. El círculo de falla se divide en k número finito de dovelas desde $k=1$ hasta $k=nx$.

5. Cálculo de las coordenadas (x_k, y_k) del punto medio inferior de la dovela k .

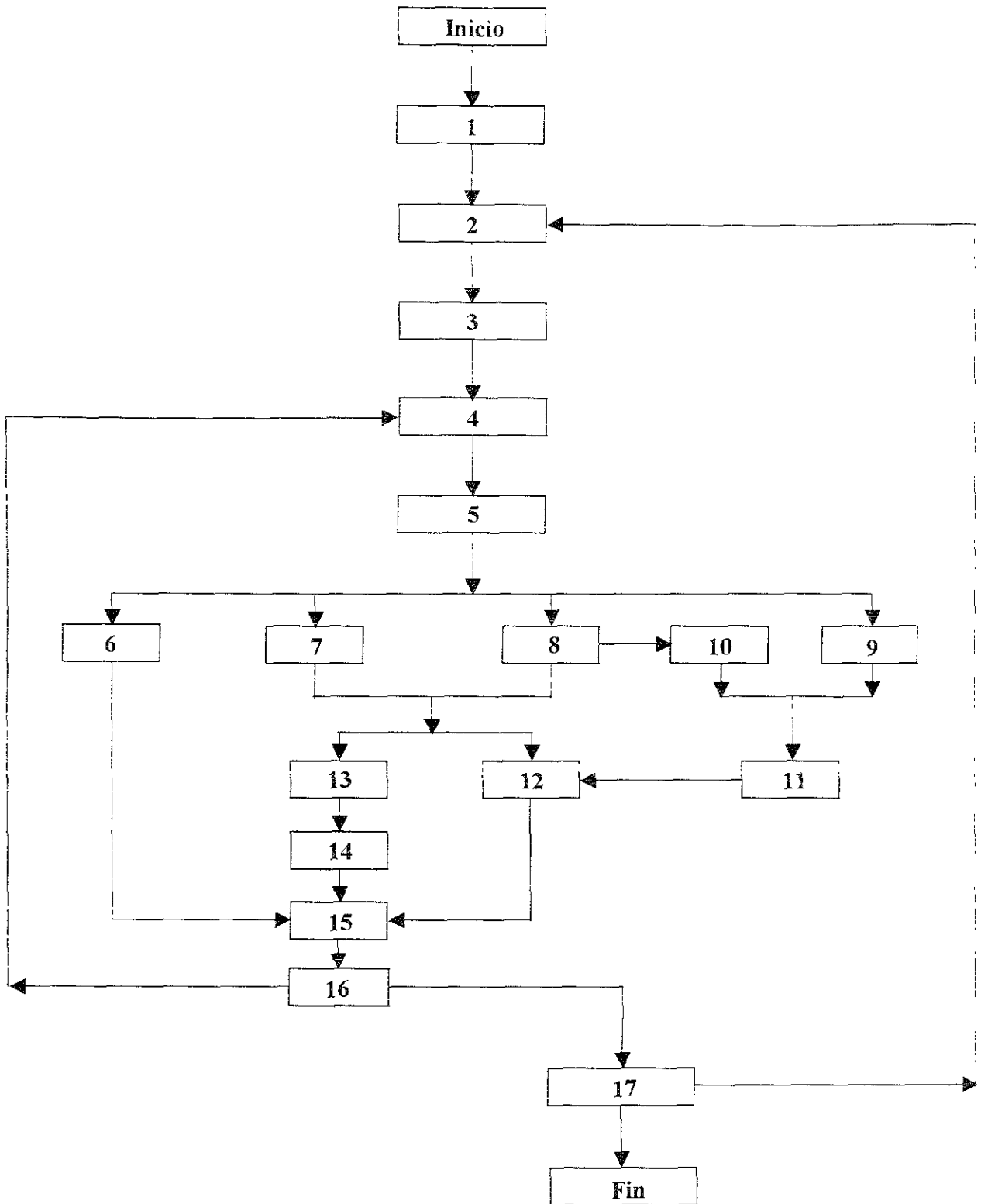
6. Cálculo de las componentes del gradiente hidráulico q_h y q_v en el centroide de la columna de agua de la dovela k , realizado mediante interpolaciones dentro de la red de flujo, primeramente calculada.
7. Cálculo de la columna de agua y_n en la dovela k mediante la localización de la L.S.C correspondiente a esa dovela.
8. Cálculo de la altura total y , de la dovela k .
9. Cálculo de la distancia d_1 desde el centro del círculo (x_i, y_i) al punto medio inferior de la dovela k .
10. Cálculo de la distancia d_2 desde el centro del círculo (x_i, y_i) al punto medio superior de la dovela k .
11. Cálculo de la distancia d desde el centro del círculo (x_i, y_i) al centroide de la dovela k .
12. Cálculo de la distancia z desde el centro del círculo (x_i, y_i) al centroide de la columna de agua de la dovela k .
13. Cálculo del peso total W_t de la dovela k . Arriba de la L.S.C. se considera el peso seco y debajo de la misma se considera el peso saturado.
14. Cálculo del peso sumergido W_s de la dovela k . Arriba de la L.S.C. se considera el peso seco y debajo de la misma el peso sumergido.
15. Cálculo de los momentos resistentes y u actuantes provocados por las fuerzas existentes en la dovela k , con respecto al centro del círculo.

16. Sumatoria de los momentos resistentes y actuantes de las dovelas k , desde $k=1$ hasta $k=nx$.

17. Cálculo del factor de seguridad del círculo de falla de centro (x_i, y_i) .

La red de flujo se calcula primeramente mediante el uso del programa que utiliza al método del elemento finito como base para los cálculos correspondientes: arrojando como resultados las componentes de los gradientes hidráulicos q_h y q_v en el centroide de cada uno de los elementos de la malla que discretiza a la región de flujo del problema en estudio. Dichos resultados son precisamente los datos requeridos para realizar las interpolaciones a los puntos de coordenadas (x, y, z) del círculo de falla (x_i, y_i) . Obsérvese las figuras.2.1, 3.8 y 3.9 incluidas en el Capítulo 2 y 3 de este trabajo respectivamente.

DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA DAMSTAFF



4. PRESAS DE TIERRA DE SECCIÓN HOMOGÉNEA

4.1 Generalidades

Las presas de tierra para el almacenamiento de agua para riego, como lo atestigua la historia y los restos que sobreviven de las antiguas estructuras, se han usado desde los primeros días de la civilización. Algunas de las estructuras construidas en la antigüedad eran enormes de tamaño. Hasta los tiempos modernos todas las presas de tierra se proyectan por procedimientos empíricos, y la literatura de ingeniería está repleta de relatos de las fallas. Estas fallas obligaron a darse cuenta de que los métodos empíricos deberían reemplazarse por procedimientos racionales de ingeniería, tanto en el proyecto como en la construcción. Sin embargo, se hicieron pocos progresos en la elaboración de procedimientos de proyectos racionales hasta la década de 1930. El rápido avance de la ciencia de la mecánica de suelos, desde ese tiempo, había dado por resultado el desarrollo de procedimientos de proyectos muy mejorados para las presas de tierra. Estos procedimientos constan de investigaciones previas de las cimentaciones y

del estudio de los materiales de construcción: aplicación de los conocimientos y técnica de la ingeniería al proyecto; y métodos de construcción cuidadosamente proyectados y controlados.

El proyecto de una presa de tierra debe apearse a la realidad. Debe acusar las condiciones reales del emplazamiento en que se construye y los materiales de construcción de que se dispone, y no debe copiarse, simplemente, algún proyecto que haya tenido éxito usado en un lugar en condiciones diferentes.

Selección del tipo de presa de tierra

Generalidades. En este tipo de presas se construye la principal parte del terraplén en capas sucesivas, compactadas mecánicamente. El material de los bancos de préstamo y el aprovechable de las excavaciones de las demás estructuras se utiliza en el terraplén, generalmente con camiones o escrepas. Luego se extiende con motoconformadoras o bulldozers y se humedece, si es necesario, para formar capas de espesor reducido con la humedad óptima, que luego se compactan cuidadosamente y se unen con las capas anteriores por medio de rodillos movidos por tracción mecánica del tipo y peso adecuados. Las presas de tierra compactadas con rodillo son de tres tipos: de diafragma, homogéneas y de varios materiales.

Presas de material homogéneo. Las presas del tipo homogéneo están compuestas de un solo material (excluyendo la protección de los paramentos). El material que constituye la presa debe ser suficientemente impermeable para formar una barrera efectiva para el agua, y para la estabilidad, los taludes deben ser relativamente tendidos. Para evitar la licuación, el talud de aguas arriba debe ser relativamente tendido, si prevén rápidos desembalses del vaso después de un largo almacenamiento. El talud de aguas bajo debe ser, en forma relativa tendido para que sea suficientemente estable para resistir la licuación cuando se sature a un nivel elevado. En una sección completamente homogénea es inevitable que las filtraciones emerjan en el talud aguas abajo, cualquiera que sea éste y la impermeabilidad del suelo, si el nivel del vaso se

mantiene elevado por un tiempo suficientemente largo, al talud aguas abajo, eventualmente lo afectarán las filtraciones a la altura aproximadamente de un tercio de la del vaso.

Aunque anteriormente era muy común el proyecto de presas de sección de material homogéneo, ésta se ha venido reemplazando por una sección homogénea modificada, en la que pequeñas cantidades de materiales permeables cuidadosamente colocados controlan las filtraciones de manera que permiten taludes mucho más inclinados.

Pueden construirse talones de roca de tamaño apreciable para drenaje, o si se dispone de materiales graduados, se puede usar filtro de drenaje. Otro método de drenar que se ha usado es la instalación de tubos de drenaje. Estos se recomiendan para las presas pequeñas solamente cuando se usan en combinación con filtros de drenaje o con zonas permeables. No se debe confiar exclusivamente en los drenes de tubo, debido a la posibilidad de que tapen los tubos, como resultados de los malos filtros, a las raíces, o a su deterioro.

Como con la modificación del tipo de la sección homogénea con drenaje resulta un proyecto muy mejorado, la sección completamente homogénea no se debe usar para presas de almacenamiento: debe proyectarse drenaje cuando un embalse se vaya a mantener un tiempo considerable. Las presas homogéneas (o las homogéneas modificadas) son aplicables en las localidades en donde hay facilidad para obtener suelo con poca variación en su permeabilidad, y donde los suelos de diferentes permeabilidades se pueden obtener sólo en pequeñas cantidades o a un costo mucho mayor.

Las presas de tierra deben ser seguras y estables durante todas las fases de la construcción y de la operación del vaso. Para lograrlo, se deben satisfacer los siguientes requisitos:

- El terraplén debe estar asegurado contra el rebasamiento durante las avenidas de proyecto, disponiendo suficiente capacidad en el vertedor de demasías y en las obras de toma.

- Los taludes de los terraplenes deben ser estables durante la construcción y en todas las condiciones que se presenten durante la operación del vaso, incluyendo su rápido desembalse en el caso de las presas de almacenamiento.
- El terraplén deberá proyectarse de manera que no produzca esfuerzos excesivos en la cimentación.
- Se deben controlar las filtraciones a través del terraplén, de la cimentación y los estribos, para que no se produzca erosión interna y por lo mismo no haya derrumbes en el área donde las filtraciones emergen. La cantidad de agua perdida por filtración debe controlarse para que no interfiera con las funciones proyectadas para la obra.
- El terraplén debe estar asegurado contra el efecto de rebosamiento por el oleaje.
- El talud aguas arriba debe estar protegido contra la erosión producida por el oleaje, y la corona y el talud de aguas abajo deben estar protegidos contra la erosión producida por el viento y la lluvia.

4.2 Parámetros de resistencia del suelo

Cuando se requiere conocer los datos de diseño para proyecto o revisión de una obra, como lo son las características esfuerzo - deformación y la resistencia del suelo, se recurre por lo general a las pruebas de compresión triaxial. El problema que surge inmediatamente, es decidir cual prueba ejecutar y la interpretación correcta de los resultados obtenidos una vez realizadas éstas.

La similitud entre las condiciones de campo o el mejor reflejo de las circunstancias del suelo expuesto en obra con el laboratorio, serán bases del criterio para la elección del tipo de pruebas que deberán realizarse.

Existen dos criterios para la determinación práctica de la resistencia del esfuerzo cortante de los suelos:

- criterio de los esfuerzos efectivos
- criterio de los esfuerzos totales

Criterio de los esfuerzos efectivos

El criterio supone que es precisamente este tipo de esfuerzos el que realmente define la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Conocido el esfuerzo efectivo que actuará entre las partículas del suelo en un cierto punto de la masa, bastará multiplicar este valor por la tangente del ángulo de fricción interna calculado en prueba CD (consolidada drenada o prueba lenta), para obtener la resistencia al esfuerzo cortante de que dispone el suelo en dicho punto.

El primer requisito para la aplicación del método consiste en conocer la envolvente de resistencia del suelo obtenida con relación a los esfuerzos efectivos; dicha envolvente resulta tangente a los círculos de falla dibujados en una serie de pruebas CD realizadas.

En la presa de la figura 4.1 se desea calcular la resistencia del suelo en el elemento mostrado para fines de estudio de la estabilidad del talud aguas arriba. En la misma figura aparece la envolvente de falla que se supone obtenida anteriormente. Se considera que el material que constituye a la presa es saturado y normalmente consolidado. Si σ es la presión total sobre el elemento y u la presión neutral en el mismo en el instante de la falla, el esfuerzo efectivo será: $\sigma' = \sigma - u$, y la resistencia del elemento será simplemente la ordenada a la envolvente de falla correspondiente a σ' .

El criterio anterior aparentemente tan sencillo, tiene serios inconvenientes prácticos, ejemplo de ello:

- Para la obtención en el laboratorio de la envolvente de falla podrían hacerse pruebas CD y aparentemente con ello se daría una solución simple y satisfactoria al problema: sin embargo las pruebas CD son las más largas en duración y, por lo tanto, las más costosas.

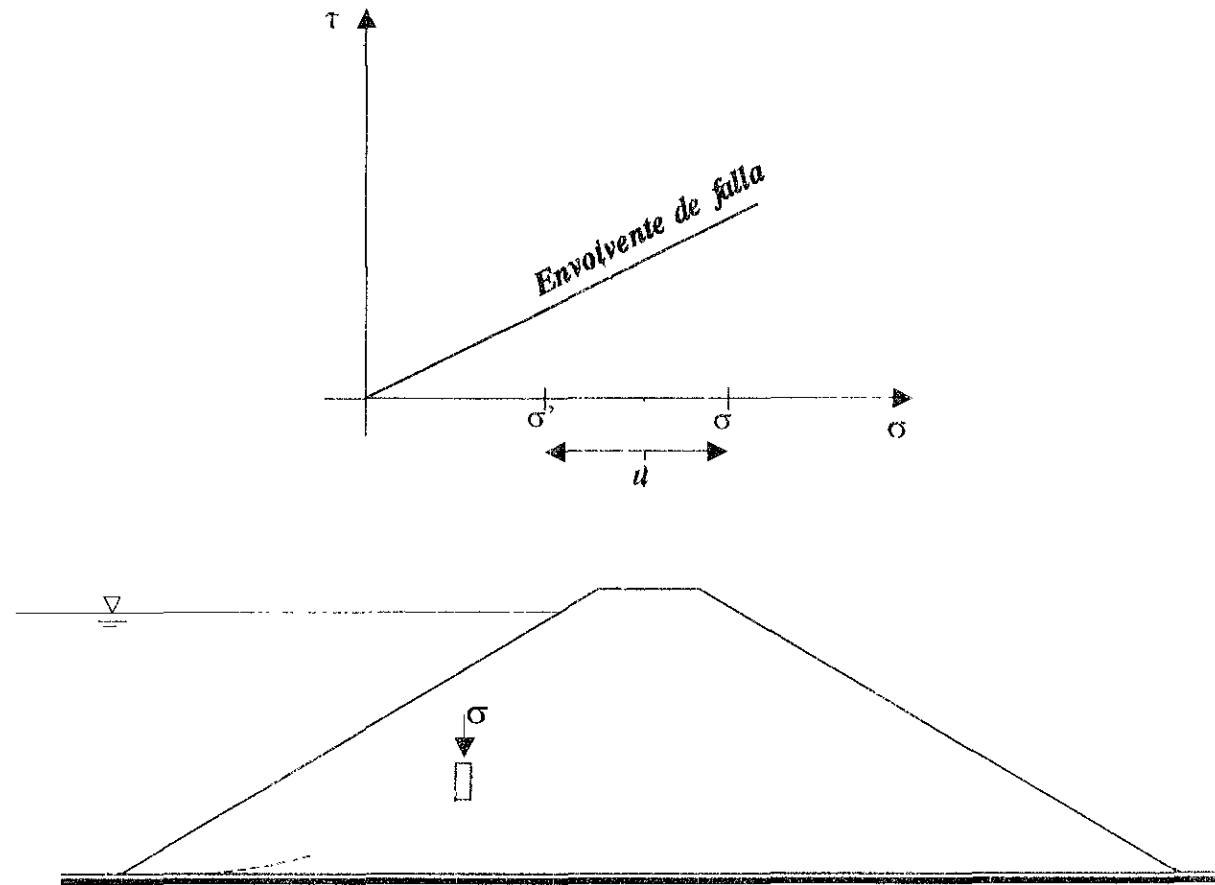


Fig. 4.1 Obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, trabajando con esfuerzos efectivos

- Existe un problema no del todo resuelto en lo relativo a la membrana impermeable que aísla los especímenes en las cámaras triaxiales; membranas muy delgadas, cuya rigidez no influye en el estado de esfuerzos en el espécimen, dejan pasar al cabo del tiempo y cuando están en juego presiones relativamente elevadas, como sucede en las pruebas lentas, pequeñas cantidades de agua que bastan para introducir errores de consideración en los resultados; membranas suficientemente gruesas como para garantizar una completa impermeabilidad, influyen de un modo notable por su mayor rigidez, en los resultados de las pruebas triaxiales. Este efecto es notable en las pruebas lentas, aunque es despreciable en otras pruebas triaxiales, pues en las primeras el agua puede estar sujeta a presiones más grandes y los tiempos de exposición de la membrana a la propia agua son también mucho mayores.
- En la prueba CD, el espécimen sufre deformaciones notablemente más grandes que en otras pruebas triaxiales, bajo presiones de vástago también mayores. Estas deformaciones tienden a hacer que el espécimen disminuya en longitud, y que aumente en diámetro con la consecuencia de que se establece una restricción por fricción entre las bases del espécimen, en las que el suelo tiende a desplazarse lateralmente y las piedras porosas, que permanecen fijas en relación con la tendencia anterior; esta restricción por fricción produce esfuerzos cortantes en las bases del espécimen, y por lo tanto éstas dejan de ser planos principales, de manera que las presiones transmitidas por el vástago dejan de ser esfuerzos principales, por lo que deja de ser válida la interpretación de la prueba mediante la teoría de Mohr.

Con base en lo anterior, se observa que la obtención de la envolvente de falla por medio de pruebas CD, además de dilatada y costosa, pudiera no ofrecer en todos los casos particulares una garantía suficiente.

Actualmente es posible obtener dicha envolvente de falla por medio de pruebas triaxiales CU (consolidada no drenada o prueba rápida consolidada). Para ello se dispone hoy de abundancia

de equipos que permiten medir la presión de poro que se desarrolla en el espécimen en el instante de la falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, es fácil obtener el esfuerzo efectivo en dicho momento.

En conclusión puede decirse que existen métodos confiables para la obtención de la envolvente de falla, sea en el laboratorio o con la ayuda de métodos teóricos debidos a Skempton, Henkel y Juárez Badillo, y que si bien éstos no pueden considerarse aún de uso común, si permiten que el método de los esfuerzos efectivos pueda aplicarse con mayor facilidad que en la actualidad.

Sin embargo, aun obtenida la envolvente de falla, prevalece un importante problema para la aplicación del método de los esfuerzos efectivos a los problemas prácticos. Este consiste en que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos en el interior de un espécimen, dentro de una cámara triaxial sujeta a cierto control de prueba, menos podrá detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas del suelo que involucra cualquier obra real. Así pues, aún disponiendo de la envolvente de falla se tendrá la dificultad en la práctica de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de la masa de suelo que se desea estudiar.

Algunas instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra, superan esta dificultad y diseñan sus obras de acuerdo con el método de los esfuerzos efectivos que se desarrollarán en la obra durante la construcción. Colocando piezómetros para medir la presión de poro mientras la construcción avanza, pueden determinar si sus predicciones van resultando correctas o si han de realizarse modificaciones al proyecto, según los resultados de las mediciones efectuadas.

A pesar de las dificultades, anteriormente descritas, el criterio de los esfuerzos efectivos está destinado a ser el más ampliamente usado y recomendado por ser el más racional y el que hace un uso adecuado de las ideas básicas que rigen en el campo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

Criterio de los esfuerzos totales

En este segundo modo de trabajar se utilizan directamente los esfuerzos totales usados en las pruebas triaxiales. Es decir se hacen uso de las envolventes de falla obtenidas de las pruebas CD y UU (no consolidada no drenada o prueba rápida) dependiendo del problema específico que se tenga. Puesto que cada una de estas pruebas da valores de resistencia muy diferentes para un mismo suelo, debido a la variación de las circunstancias a que estará sujeto el suelo durante las etapas que se consideran críticas en la vida de la obra, a fin de garantizar que la prueba elegida representa en forma suficientemente aproximada y conservadora la realidad en el laboratorio.

Finalmente, el tipo de prueba que se realice estará en función de las condiciones de falla que se analicen.

Es obvio que una estructura ha de diseñarse fundamentalmente para etapas críticas de su vida. En estructuras edificadas sobre suelo es muy común que las etapas más críticas ocurran en los momentos iniciales de su vida o a muy largo plazo. Constituye una interesante norma de criterio analizar dichos momentos de la vida de la estructura, con lo que en muchos casos de la práctica se conseguirá definir de un modo claro la etapa crítica para la que han de efectuarse el proyecto y atendiendo a la cuál habrán de realizarse las investigaciones de laboratorio correspondientes.

Considérese a manera de ejemplo la construcción de un terraplén y se requieren investigar las condiciones del terreno de cimentación, ver figura 4.2; debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén inducirá un proceso de consolidación en el suelo si este es arcilloso, y por lo tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso de cimentación es impermeable, el instante más crítico será al inicio de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo, y por lo tanto la prueba UU satisface esa condición.

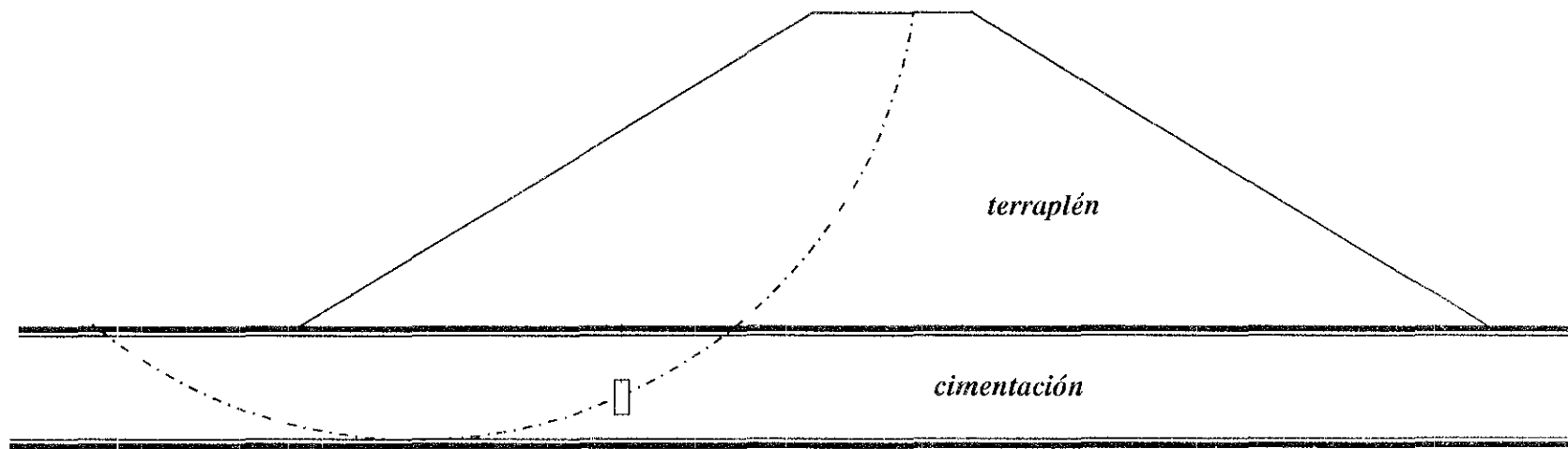


Fig. 4.2 Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un terraplén

Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba CD sería la apropiada para la obtención de los parámetros de resistencia.

Existen numerosos problemas prácticos en los que el suelo de un talud o el relleno de una estructura de retención están solicitados por fuerzas que se aplican muy rápidamente respecto al tiempo necesario para la consolidación del suelo, por ejemplo:

- Cuando un talud, con o sin estructura de retención, se excava rápidamente.
- Durante la construcción de una presa de tierra.
- Durante un vaciado rápido, cuando el tirante de agua sobre el talud o estructura de retención desciende rápidamente.

En general, solo en suelos arcillosos, el tiempo de carga es pequeño respecto al de consolidación, aunque en ciertas ocasiones estas condiciones pueden producirse también en las arenas.

En problemas de este tipo conviene utilizar en los cálculos la resistencia sin drenaje para determinar el factor de seguridad o estimar el empuje lateral. Como la resistencia sin drenaje viene determinada por las condiciones iniciales, antes de aplicar la carga, no es necesario determinar los esfuerzos efectivos que existirán al fallar. Los cálculos de estabilidad basados en la resistencia sin drenaje se denominan cálculos en esfuerzos totales y suelen ser mucho más sencillos que los cálculos en esfuerzos efectivos.

Las pruebas triaxiales usadas actualmente representan circunstancias extremas para el suelo en estudio; cuando se presenta un caso real gobernado por circunstancias intermedias entre las adoptadas por las pruebas, se dibujan las envolventes de falla simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos.

Debe observarse que al hablar del método de los esfuerzos totales sólo se han mencionado las envolventes de falla correspondientes a las pruebas CD y UU. El uso de la envolvente obtenida mediante prueba CD, está justificada cuando las condiciones de campo son tales que los esfuerzos totales son iguales a los esfuerzos efectivos, es decir el criterio de ambos métodos coincide. Por lo que respecta a la prueba CU, ha de decirse que sus condiciones representan muy rara vez a las de campo, de manera que una aplicación indiscriminada de ella puede causar resultados erróneos y frecuentemente del lado de la inseguridad. Sin embargo, al estimar la resistencia en la superficie potencial de falla de una presa de tierra sujeta a vaciado rápido se hace uso de dicha prueba.

Estabilidad de presas y terraplenes

La figura 4.3 representa la variación de los esfuerzos tangenciales, las presiones intersticiales y el factor de seguridad en una presa de tierra, partiendo de la construcción de la presa y continuando a través de la vida de servicio del embalse. Durante la construcción aumentan los esfuerzos tangenciales sobre la superficie de deslizamiento potencial. También aumentan las presiones intersticiales ya que el suelo colocado va siendo cargado al superponer capas sucesivas. Después de terminar la obra las sobrepresiones intersticiales comienzan a disiparse, volviendo a aumentar de nuevo al llenar el embalse. El llenado del embalse hace disminuir los esfuerzos tangenciales en el talud de aguas arriba debido al efecto favorable de la presión del agua sobre el talud, mientras que los esfuerzos tangenciales medios en el talud aguas abajo permanecen invariables o aumentan ligeramente. El talud de aguas abajo puede estar sometido varias veces a un esfuerzo de corte adicional durante el funcionamiento del embalse como resultado de un vaciado rápido.

De esta figura se observa que los instantes críticos para el talud de aguas arriba son el correspondiente al final de la construcción y a un vaciado rápido, mientras que los instantes críticos para el talud de aguas abajo se producen al final de la construcción y bajo el flujo establecido una vez lleno el embalse.

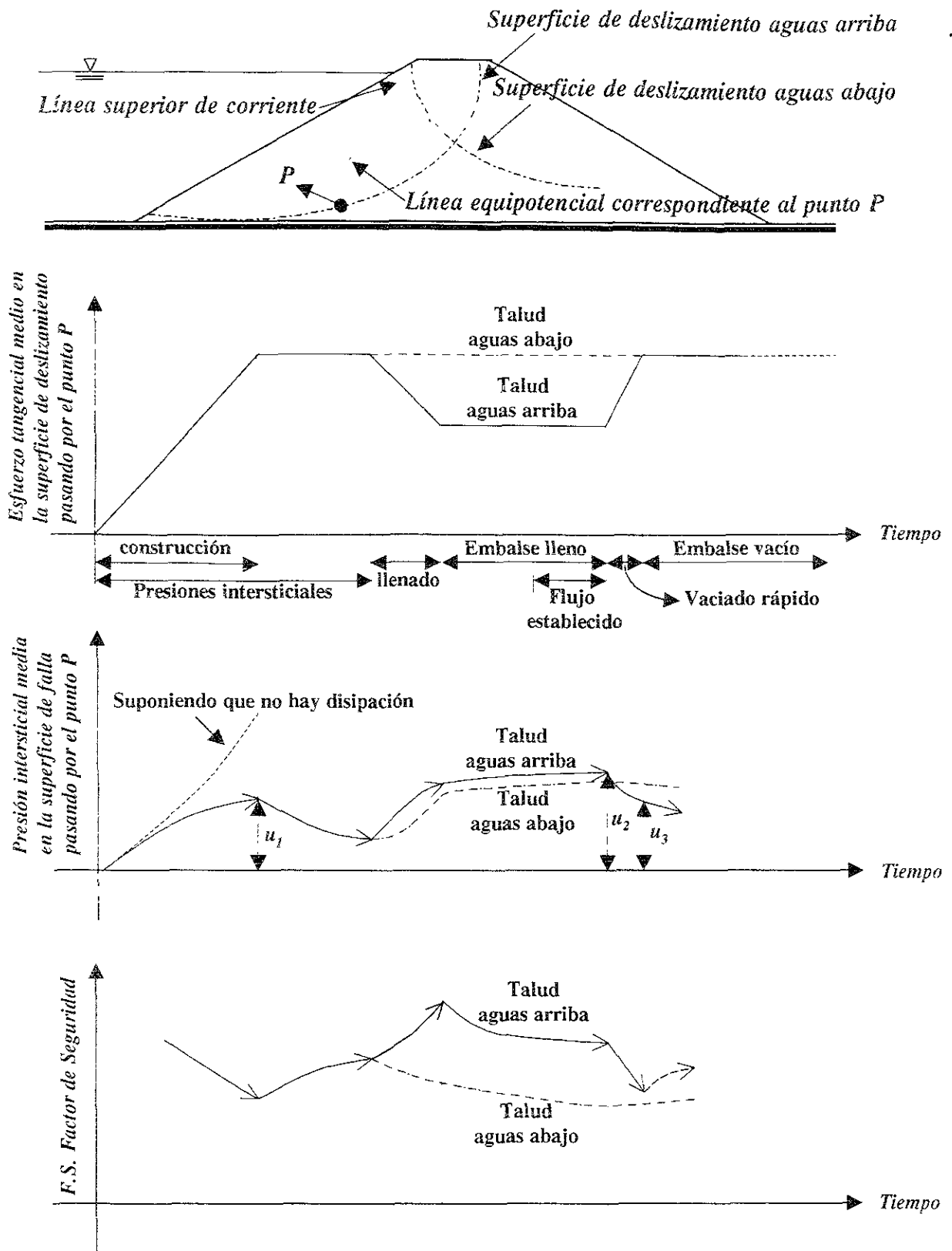


Fig.4.3 Variación de los esfuerzos tangenciales, presiones intersticiales y el factor de seguridad durante y después de la construcción de una presa de tierra.

Estabilidad de los taludes aguas abajo con flujo en régimen establecido

El cálculo de la estabilidad de un talud aguas abajo con flujo establecido se suele realizar siempre utilizando el criterio de los esfuerzos efectivos estimando las presiones intersticiales a partir de una red de flujo. El proyecto del talud aguas abajo para reducir los riesgos de inestabilidad por flujo en régimen establecido supone el empleo de un suelo permeable en el manto de aguas abajo y/o la construcción de filtros para drenar la corriente de filtración, de manera que la línea freática en el talud de aguas abajo permanezca baja. Si se permitiera el brote de la filtración en el talud de aguas abajo, se produciría una inestabilidad local en tal punto, originándose una erosión gradual y finalmente la socavación de la presa. Este tipo de falla, denominada tubificación, ha sido una causa frecuente de la falla total o parcial de presas de tierra.

4.3 Resultados y cartas de diseño

Para la obtención de resultados, se analizaron diversos casos con los programas de cómputo descritos en capítulo anterior; estos ejemplos no representan ningún caso en específico.

El prototipo de análisis, se obtuvo de observar diversas presas de tierra encontradas en la bibliografía, y se decidió tomar las geometrías más usuales así como las características y propiedades de los materiales. Por otra parte todos los círculos analizados fueron círculos de base, es decir son tangentes al estrato impermeable sobre el cual se cimentó la presa de tierra.

En la siguiente tabla se proporcionan cada uno de los casos estudiados:

Caso	Talud aguas arriba y aguas abajo	Características	K_v / k_b	Figura
a ₁	2:1	Sin filtro	1/3	4.4
a ₂	2:1	Filtro horizontal a $\frac{1}{2} L$.	1/3	4.4
a ₃	2:1	Filtro horizontal a $\frac{3}{4} L$.	1/3	4.4
b ₁	3:1	Sin filtro	1/3	4.5
b ₂	3:1	Filtro horizontal a $\frac{1}{2} L$.	1/3	4.5
b ₃	3:1	Filtro horizontal a $\frac{3}{4} L$.	1/3	4.5
c ₁	2:1	Filtro horizontal a $\frac{1}{2} L$.	0	4.4
c ₂	3:1	Filtro horizontal a $\frac{1}{2} L$.	0	4.5

Los terraplenes que conforman a las distintas presas de tierra analizadas tienen las siguientes características:

- Altura: $H = 25.00 \text{ m}$
- Ancho de corona: $cor = 18.00 \text{ m}$
- Nivel aguas arriba: $h_{up} = 22.50 \text{ m}$

- Nivel aguas abajo: $h_{ba} = 0.00 \text{ m}$
- Peso volumétrico del material seco: $\gamma = 16.50 \text{ kN/m}^3$
- Peso volumétrico del material saturado: $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- Permeabilidad horizontal y vertical: $4E^{-04} \text{ m/s}$

Los parámetros de resistencia c y ϕ fueron variables, al igual que los coeficientes de sismicidad k_h y k_v .

La relación entre el coeficiente sísmico horizontal y vertical fue $k_v = \frac{1}{3} \cdot k_h$, para los casos a_1 , a_2 , a_3 , b_1 , b_2 y b_3 ; mientras que para los casos c_1 y c_2 solamente se analizaron tomando en cuenta el coeficiente sísmico horizontal.

La razón por la cual se realizaron los análisis de estabilidad en los casos anteriormente citados, con las relaciones indicadas entre los coeficientes sísmicos, se debió a que cuando las presas se encuentran ubicadas cerca del epicentro, las ondas sísmicas no se deforman demasiado debido a la corta distancia de trayecto desde el epicentro hasta el punto de ubicación de la presa (casos c_1 y c_2); no así sucede cuando estas ondas viajan distancias muy grandes, en donde la deformación de éstas es muy importante (casos a_1 , a_2 , a_3 , b_1 , b_2 y b_3); es por ello la importancia de tomar en cuenta tales efectos a través de la relación entre dichos coeficientes sísmicos.

Es preciso hacer notar que las presas analizadas en este capítulo, solamente presentan flujo interior a través del terraplén, ya que se supusieron construidas sobre una base de material impermeable.

Los sistemas de referencia para el cálculo de la red de flujo y para el de análisis de estabilidad coinciden en el caso a_1 y b_1 , mientras que para los demás casos, el sistema de referencia de análisis de estabilidad se muestra en las figuras correspondientes a este capítulo, y el sistema de

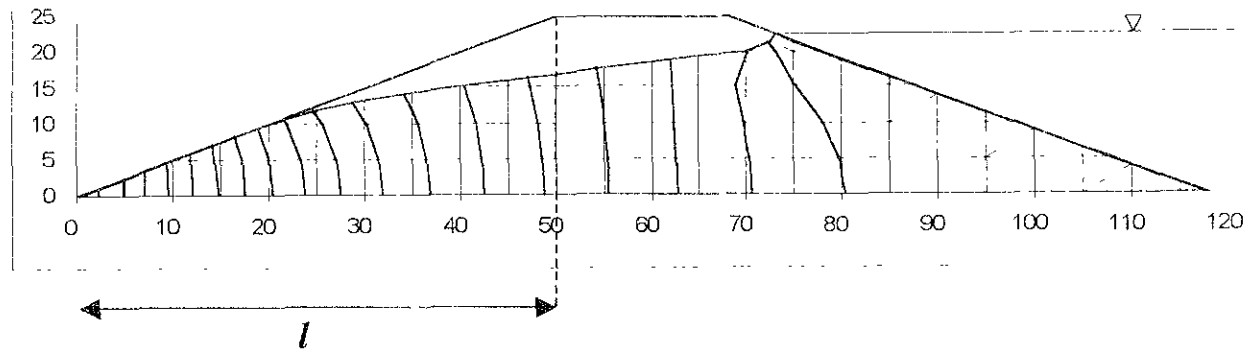
referencia para la red de flujo está desplazado hacia la derecha, precisamente la distancia l correspondiente a cada caso descrito en la tabla mostrada anteriormente.

Los resultados de los análisis, se presentan en cuadros con la siguiente nomenclatura en cada una de las columnas:

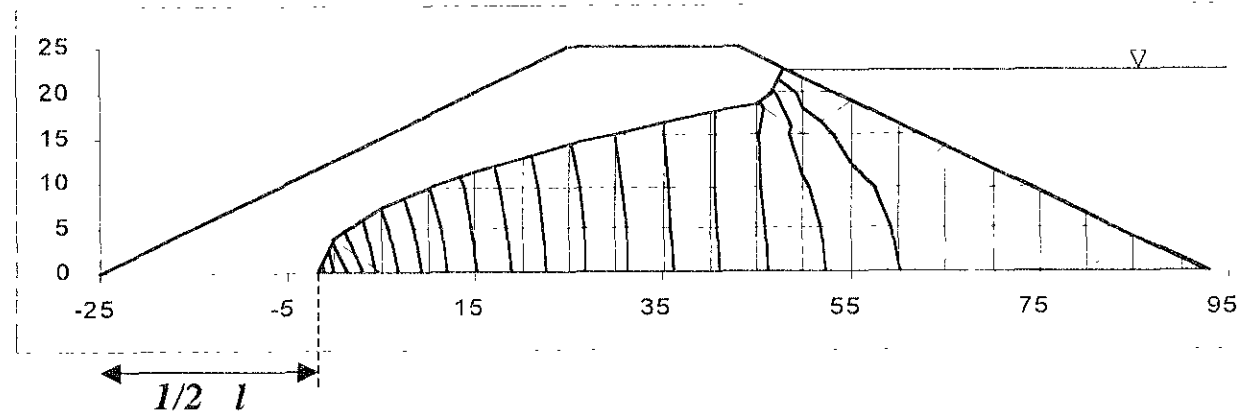
- c cohesión en kN/m^2
- ϕ ángulo de fricción interna del material
- $F.S.pp$ factor de seguridad obtenido con el programa que utiliza presión de poro.
- $F.S.ff$ factor de seguridad obtenido con el programa que utiliza fuerzas de filtración.
- Δ % diferencia porcentual entre el $F.S.pp$ y $F.S.ff$

Las dos últimas columnas de cada cuadro, están representadas por el eje de las abscisas y el de las ordenadas respectivamente, en cada una de las cartas de diseño anexadas al final de este capítulo. Es importante mencionar que las cartas de diseño se realizaron con el factor de seguridad obtenido con las fuerzas de filtración $F.S.ff$, puesto que resultó ser en casi todos los casos el menor.

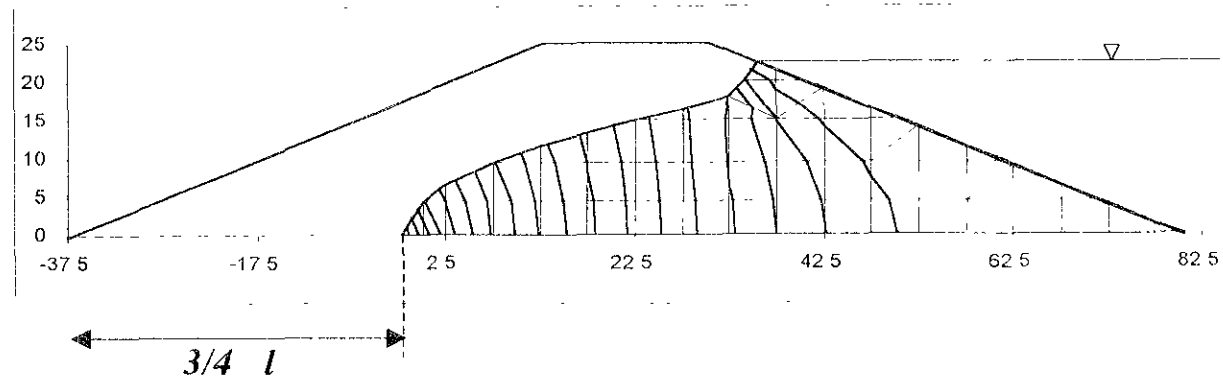
Caso a₁



Caso a₂



Caso a₃



Escala en m

Fig. 4.4 Presa de tierra, zona de flujo discretizada por una malla y líneas equipotenciales.

Caso a₁:

$\gamma H = 500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$k_h = 0.00 \quad k_v = 0.00$

C (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	$c/\gamma H F.S$	Tan $\phi/F.S$
125.280	0	2.229	2.132	4.550	0.118	0.000
73.080	5	1.457	1.424	2.317	0.103	0.061
45.240	10	1.137	1.107	2.710	0.082	0.159
27.840	15	0.972	0.944	2.966	0.059	0.284
14.160	20	0.842	0.815	3.313	0.035	0.447
8.170	25	0.827	0.753	9.827	0.022	0.619
5.000	30	0.833	0.700	19.000	0.014	0.825

$k_h = 0.05 \quad k_v = 0.016$

C (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	$c/\gamma H F.S$	Tan $\phi/F.S$
125.280	0	1.91	1.84	3.804	0.136	0.000
73.080	5	1.261	1.235	2.105	0.118	0.071
45.240	10	0.996	0.977	1.945	0.093	0.180
27.840	15	0.86	0.838	2.625	0.066	0.320
14.160	20	0.748	0.723	3.458	0.039	0.503
8.170	25	0.736	0.683	7.760	0.024	0.683
5.000	30	0.74	0.626	18.211	0.016	0.922

$k_h = 0.10 \quad k_v = 0.033$

C (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	$c/\gamma H F.S$	tan $\phi/F.S$
125.280	0	1.671	1.601	4.372	0.157	0.000
73.080	5	1.101	1.081	1.850	0.135	0.081
45.240	10	0.88	0.865	1.734	0.105	0.204
27.840	15	0.77	0.752	2.394	0.074	0.356
14.160	20	0.673	0.652	3.221	0.043	0.558
8.170	25	0.662	0.613	7.993	0.027	0.761
5.000	30	0.665	0.573	16.056	0.017	1.008

$k_h = 0.15 \quad k_v = 0.050$

C (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	$c/\gamma H F.S$	tan $\phi/F.S$
125.280	0	1.474	1.407	4.762	0.178	0.000
73.080	5	0.976	0.958	1.879	0.153	0.091
45.240	10	0.786	0.774	1.550	0.117	0.228
27.840	15	0.696	0.681	2.203	0.082	0.393
14.160	20	0.612	0.594	3.030	0.048	0.613
8.170	25	0.602	0.561	7.308	0.029	0.831
5.000	30	0.604	0.527	14.611	0.019	1.096

$k_h = 0.20$ $k_v = 0.066$

C (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	$c/\gamma H F.S$	$\tan \phi / F.S$
125.280	0	1.313	1.248	5.208	0.201	0.000
73.080	5	0.874	0.857	1.984	0.171	0.102
45.240	10	0.709	0.699	1.431	0.129	0.252
27.840	15	0.635	0.623	1.926	0.089	0.430
14.160	20	0.561	0.544	3.125	0.052	0.669
8.170	25	0.551	0.517	6.576	0.032	0.902
5.000	30	0.552	0.486	13.580	0.021	1.188

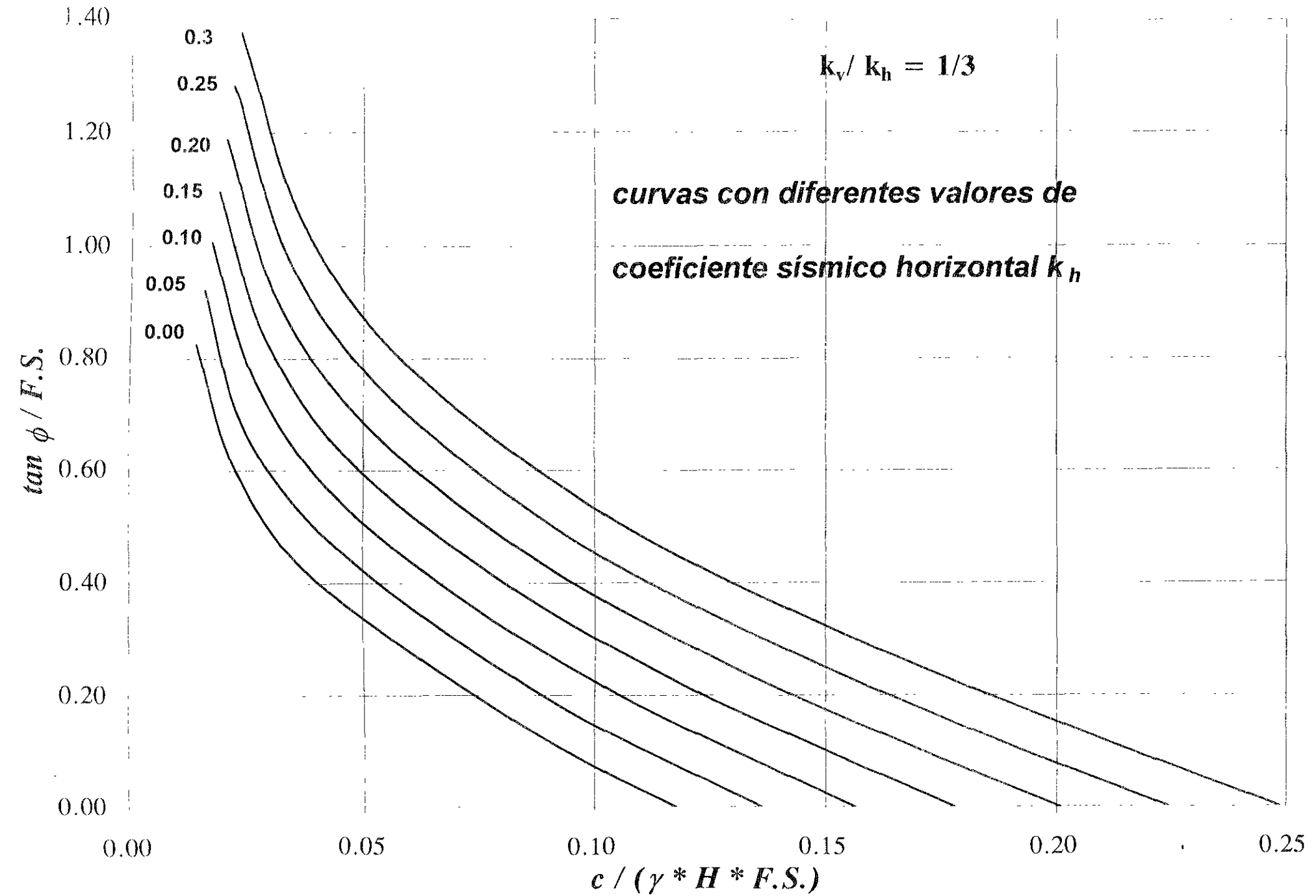
$k_h = 0.25$ $k_v = 0.083$

C (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	$c/\gamma H F.S$	$\tan \phi / F.S$
125.280	0	1.182	1.117	5.819	0.224	0.000
73.080	5	0.79	0.773	2.199	0.189	0.113
45.240	10	0.644	0.635	1.417	0.142	0.278
27.840	15	0.582	0.573	1.571	0.097	0.468
14.160	20	0.516	0.502	2.789	0.056	0.725
8.170	25	0.509	0.479	6.263	0.034	0.974
5.000	30	0.508	0.45	12.889	0.022	1.283

$k_h = 0.30$ $k_v = 0.100$

C (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	$c/\gamma H F.S$	$\tan \phi / F.S$
125.280	0	1.071	1.008	6.250	0.249	0.000
73.080	5	0.719	0.701	2.568	0.209	0.125
45.240	10	0.589	0.582	1.203	0.155	0.303
27.840	15	0.537	0.529	1.512	0.105	0.507
14.160	20	0.478	0.467	2.355	0.061	0.779
8.170	25	0.472	0.446	5.830	0.037	1.046
5.000	30	0.471	0.42	12.143	0.024	1.375

caso a₁: talud 2:1 sin filtro



caso a₂:

$$\gamma H = 500 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$k_h = 0.00 \quad k_v = 0.00$$

c (kN/m ²)	φ en grados	F.S pp	F.S ff	Δ%	c/γHF.S	tan φ/F.S
125.280	0	2.239	2.282	-1.884	0.110	0.000
73.080	5	1.544	1.536	0.521	0.095	0.057
45.240	10	1.282	1.272	0.786	0.071	0.139
27.840	15	1.187	1.178	0.764	0.047	0.227
14.160	20	1.151	1.142	0.788	0.025	0.319
8.170	25	1.262	1.254	0.638	0.013	0.372
5.000	30	1.446	1.437	0.626	0.007	0.402

$$k_h = 0.05 \quad k_v = 0.016$$

c (kN/m ²)	φ en grados	F.S pp	F.S ff	Δ%	c/γHF.S	tan φ/F.S
125.280	0	1.933	1.967	-1.729	0.127	0.000
73.080	5	1.339	1.333	0.450	0.110	0.066
45.240	10	1.117	1.112	0.450	0.081	0.159
27.840	15	1.05	1.043	0.671	0.053	0.257
14.160	20	1.021	1.014	0.690	0.028	0.359
8.170	25	1.121	1.115	0.538	0.015	0.418
5.000	30	1.284	1.279	0.391	0.008	0.451

$$k_h = 0.10 \quad k_v = 0.033$$

c (kN/m ²)	φ en grados	F.S pp	F.S ff	Δ%	c/γHF.S	tan φ/F.S
125.280	0	1.69	1.711	-1.227	0.146	0.000
73.080	5	1.175	1.168	0.599	0.125	0.075
45.240	10	0.989	0.984	0.508	0.092	0.179
27.840	15	0.935	0.929	0.646	0.060	0.288
14.160	20	0.916	0.91	0.659	0.031	0.400
8.170	25	1.008	1.007	0.099	0.016	0.463
5.000	30	1.154	1.148	0.523	0.009	0.503

$$k_h = 0.15 \quad k_v = 0.050$$

c (kN/m ²)	φ en grados	F.S pp	F.S ff	Δ%	c/γHF.S	tan φ/F.S
125.280	0	1.491	1.503	-0.798	0.167	0.000
73.080	5	1.044	1.035	0.870	0.141	0.085
45.240	10	0.882	0.878	0.456	0.103	0.201
27.840	15	0.839	0.835	0.479	0.067	0.321
14.160	20	0.83	0.826	0.484	0.034	0.441
8.170	25	0.917	0.913	0.438	0.018	0.511
5.000	30	1.043	1.043	0.000	0.010	0.554

$k_h = 0.20$ $k_v = 0.066$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	$F.S$ pp	$F.S$ ff	$\Delta\%$	$c/\gamma HF.S$	$\tan \phi/F.S$
125.280	0	1.33	1.333	-0.225	0.188	0.000
73.080	5	0.935	0.923	1.300	0.158	0.095
45.240	10	0.795	0.79	0.633	0.115	0.223
27.840	15	0.762	0.758	0.528	0.073	0.353
14.160	20	0.759	0.754	0.663	0.038	0.483
8.170	25	0.839	0.835	0.479	0.020	0.558
5.000	30	0.955	0.955	0.000	0.010	0.605

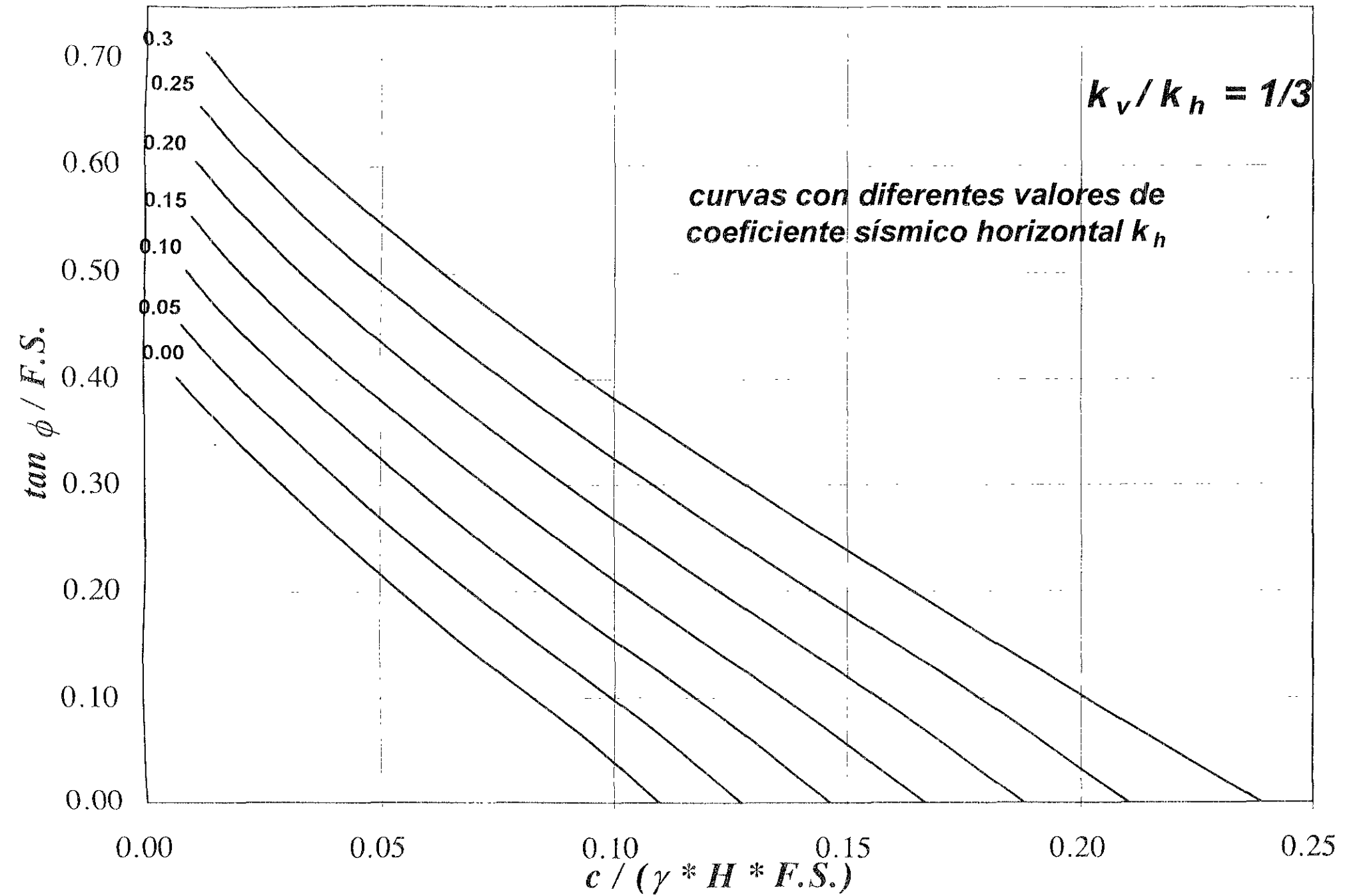
$k_h = 0.25$ $k_v = 0.083$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	$F.S$ pp	$F.S$ ff	$\Delta\%$	$c/\gamma HF.S$	$\tan \phi/F.S$
125.280	0	1.198	1.191	0.588	0.210	0.000
73.080	5	0.844	0.829	1.809	0.176	0.106
45.240	10	0.722	0.716	0.838	0.126	0.246
27.840	15	0.697	0.693	0.577	0.080	0.387
14.160	20	0.698	0.694	0.576	0.041	0.524
8.170	25	0.773	0.769	0.520	0.021	0.606
5.000	30	0.88	0.88	0.000	0.011	0.656

$k_h = 0.30$ $k_v = 0.100$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	$F.S$ pp	$F.S$ ff	$\Delta\%$	$c/\gamma HF.S$	$\tan \phi/F.S$
125.280	0	1.085	1.048	3.531	0.239	0.000
73.080	5	0.768	0.751	2.264	0.195	0.116
45.240	10	0.660	0.653	1.072	0.139	0.270
27.840	15	0.640	0.637	0.471	0.087	0.421
14.160	20	0.644	0.641	0.468	0.044	0.568
8.170	25	0.717	0.714	0.420	0.023	0.653
5.000	30	0.816	0.816	0.000	0.012	0.708

caso a₂: filtro horizontal 1/2 l



caso a₃:

$$\gamma H = 500 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$k_h = 0.00 \quad k_v = 0.00$$

c (kN/m ²)	φ en grados	F.S pp	F.S ff	Δ%	c/γHF.S	tan φ/F.S
125.280	0	2.316	2.299	0.739	0.109	0.000
73.080	5	1.630	1.616	0.866	0.090	0.054
45.240	10	1.381	1.373	0.583	0.066	0.128
27.840	15	1.300	1.300	0.000	0.043	0.206
14.160	20	1.222	1.221	0.082	0.023	0.298
8.170	25	1.292	1.292	0.000	0.013	0.361
5.000	30	1.440	1.440	0.000	0.007	0.401

$$k_h = 0.05 \quad k_v = 0.016$$

c (kN/m ²)	φ en grados	F.S pp	F.S ff	Δ%	c/γHF.S	tan φ/F.S
125.280	0	1.996	1.98	0.808	0.127	0.000
73.080	5	1.409	1.399	0.715	0.104	0.063
45.240	10	1.203	1.197	0.501	0.076	0.147
27.840	15	1.153	1.154	-0.087	0.048	0.232
14.160	20	1.088	1.09	-0.183	0.026	0.334
8.170	25	1.151	1.151	0.000	0.014	0.405
5.000	30	1.282	1.282	0.000	0.008	0.450

$$k_h = 0.10 \quad k_v = 0.033$$

c (kN/m ²)	φ en grados	F.S pp	F.S ff	Δ%	c/γHF.S	tan φ/F.S
125.280	0	1.752	1.72	1.860	0.146	0.000
73.080	5	1.236	1.226	0.816	0.119	0.071
45.240	10	1.064	1.057	0.662	0.086	0.167
27.840	15	1.026	1.022	0.391	0.054	0.262
14.160	20	0.979	0.981	-0.204	0.029	0.371
8.170	25	1.037	1.037	0.000	0.016	0.450
5.000	30	1.154	1.154	0.000	0.009	0.500

$$k_h = 0.15 \quad k_v = 0.050$$

c (kN/m ²)	φ en grados	F.S pp	F.S ff	Δ%	c/γHF.S	tan φ/F.S
125.280	0	1.538	1.508	1.989	0.166	0.000
73.080	5	1.095	1.082	1.201	0.135	0.081
45.240	10	0.95	0.941	0.956	0.096	0.187
27.840	15	0.922	0.918	0.436	0.061	0.292
14.160	20	0.89	0.89	0.000	0.032	0.409
8.170	25	0.943	0.943	0.000	0.017	0.494
5.000	30	1.049	1.049	0.000	0.010	0.550

$k_h = 0.20$ $k_v = 0.066$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.37	1.334	2.699	0.188	0.000
73.080	5	0.979	0.961	1.873	0.152	0.091
45.240	10	0.851	0.844	0.829	0.107	0.209
27.840	15	0.835	0.832	0.361	0.067	0.322
14.160	20	0.815	0.815	0.000	0.035	0.447
8.170	25	0.864	0.864	0.000	0.019	0.540
5.000	30	0.96	0.96	0.000	0.010	0.601

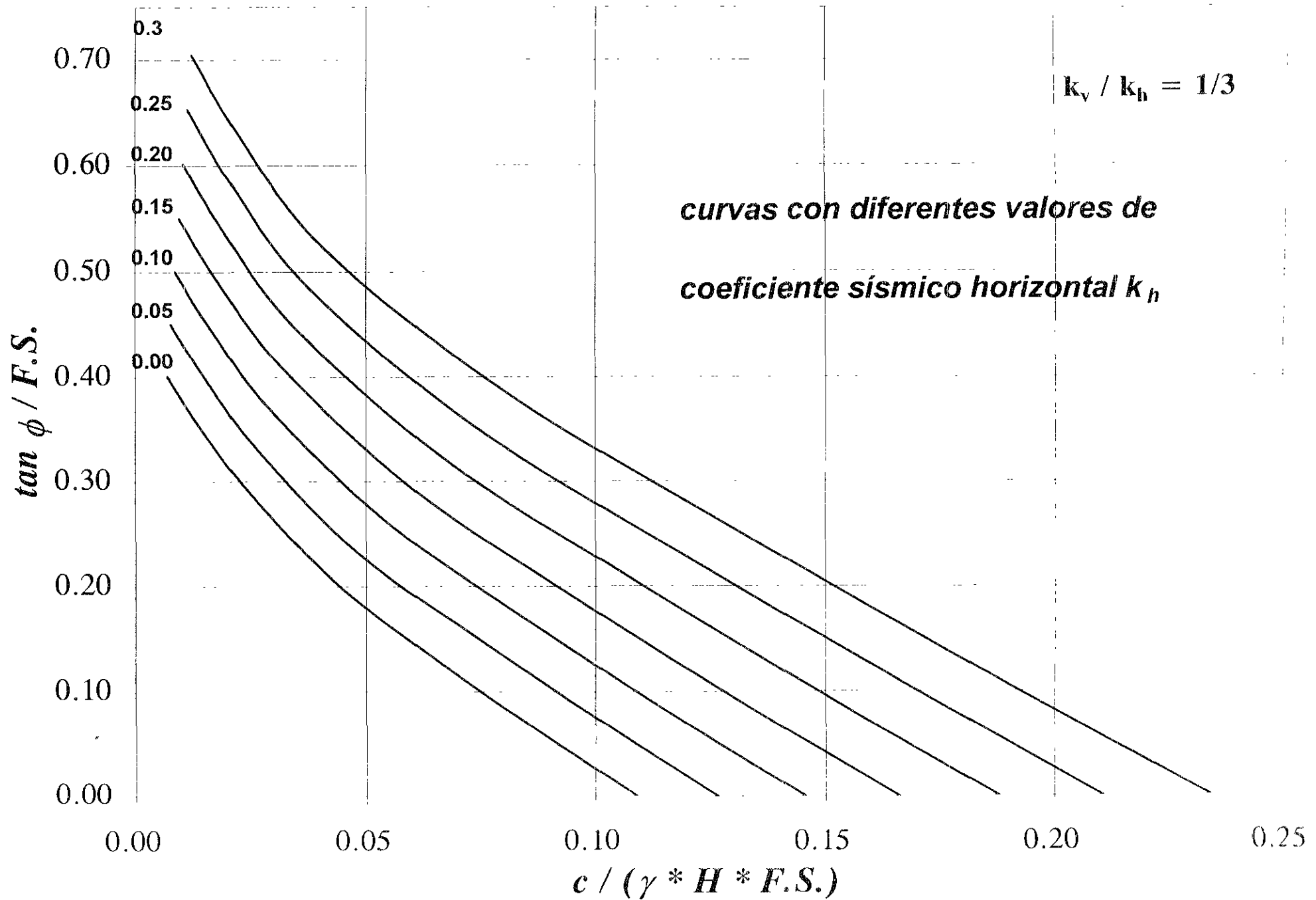
$k_h = 0.25$ $k_v = 0.083$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.233	1.19	3.613	0.211	0.000
73.080	5	0.883	0.862	2.436	0.170	0.101
45.240	10	0.772	0.763	1.180	0.119	0.231
27.840	15	0.761	0.758	0.396	0.073	0.353
14.160	20	0.752	0.751	0.133	0.038	0.485
8.170	25	0.797	0.797	0.000	0.021	0.585
5.000	30	0.884	0.884	0.000	0.011	0.653

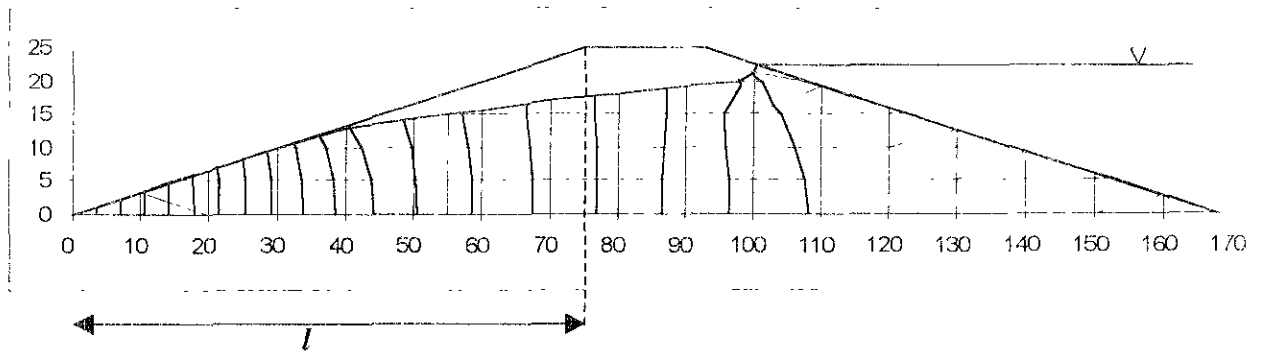
$k_h = 0.30$ $k_v = 0.100$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.116	1.07	4.299	0.234	0.000
73.080	5	0.803	0.78	2.949	0.187	0.112
45.240	10	0.704	0.694	1.441	0.130	0.254
27.840	15	0.697	0.694	0.432	0.080	0.386
14.160	20	0.697	0.696	0.144	0.041	0.523
8.170	25	0.739	0.739	0.000	0.022	0.631
5.000	30	0.819	0.819	0.000	0.012	0.705

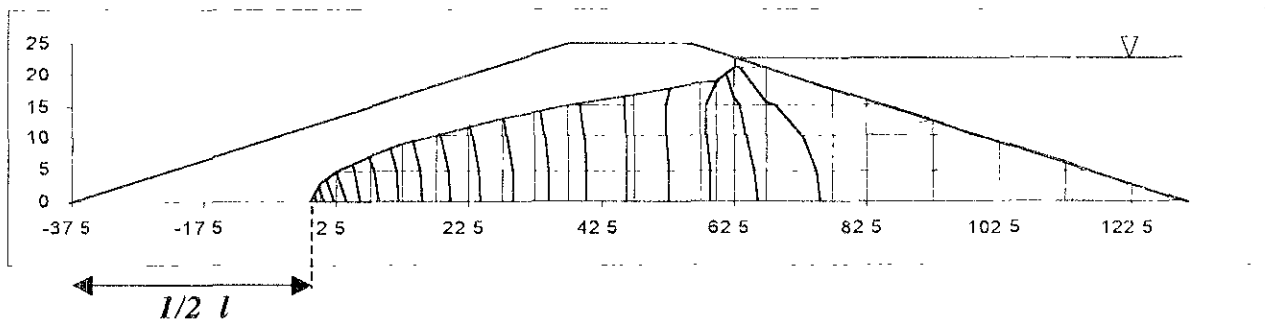
caso a₃: filtro horizontal 3/4 l



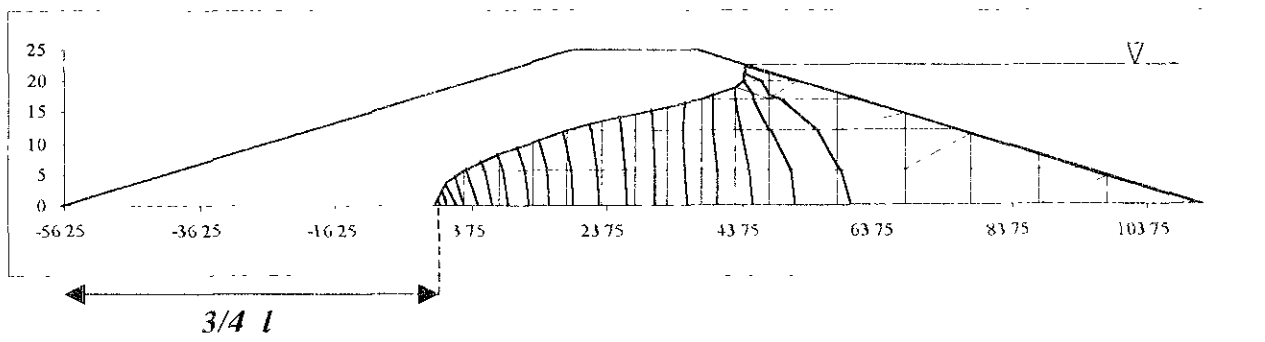
Caso b₁



Caso b₂



Caso b₃



Escala en m

4.5 Presas de tierra, zona de flujo discretizada por una malla y líneas equipotenciales

caso b₁:

$\gamma H = 500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$k_h = 0.00 \quad k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/γHF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	2.747	2.686	2.271	0.093	0.000
73.080	5	1.836	1.806	1.661	0.081	0.048
45.240	10	1.447	1.416	2.189	0.064	0.125
27.840	15	1.261	1.230	2.520	0.045	0.218
14.160	20	1.124	1.092	2.930	0.026	0.333
8.170	25	1.126	1.053	6.933	0.016	0.443
5.000	30	1.161	1.046	10.994	0.010	0.552

$k_h = 0.05 \quad k_v = 0.016$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/γHF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	2.263	2.216	2.121	0.113	0.000
73.080	5	1.523	1.497	1.737	0.098	0.058
45.240	10	1.218	1.195	1.925	0.076	0.148
27.840	15	1.07	1.051	1.808	0.053	0.255
14.160	20	0.96	0.936	2.564	0.030	0.389
8.170	25	0.966	0.913	5.805	0.018	0.511
5.000	30	0.998	0.912	9.430	0.011	0.633

$k_h = 0.10 \quad k_v = 0.033$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/γHF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.905	1.87	1.872	0.134	0.000
73.080	5	1.295	1.272	1.808	0.115	0.069
45.240	10	1.042	1.025	1.659	0.088	0.172
27.840	15	0.929	0.912	1.864	0.061	0.294
14.160	20	0.839	0.82	2.317	0.035	0.444
8.170	25	0.847	0.807	4.957	0.020	0.578
5.000	30	0.882	0.811	8.755	0.012	0.712

$k_h = 0.15 \quad k_v = 0.050$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/γHF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.638	1.606	1.993	0.156	0.000
73.080	5	1.122	1.102	1.815	0.133	0.079
45.240	10	0.909	0.898	1.225	0.101	0.196
27.840	15	0.82	0.807	1.611	0.069	0.332
14.160	20	0.744	0.73	1.918	0.039	0.499
8.170	25	0.755	0.723	4.426	0.023	0.645
5.000	30	0.783	0.73	7.260	0.014	0.791

$k_h = 0.20$ $k_v = 0.066$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.431	1.402	2.068	0.179	0.000
73.080	5	0.985	0.968	1.756	0.151	0.090
45.240	10	0.806	0.796	1.256	0.114	0.222
27.840	15	0.733	0.724	1.243	0.077	0.370
14.160	20	0.67	0.659	1.669	0.043	0.552
8.170	25	0.682	0.655	4.122	0.025	0.712
5.000	30	0.708	0.664	6.627	0.015	0.870

$k_h = 0.25$ $k_v = 0.083$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.267	1.239	2.260	0.202	0.000
73.080	5	0.875	0.859	1.863	0.170	0.102
45.240	10	0.723	0.714	1.261	0.127	0.247
27.840	15	0.663	0.655	1.221	0.085	0.409
14.160	20	0.61	0.6	1.667	0.047	0.607
8.170	25	0.623	0.602	3.488	0.027	0.775
5.000	30	0.647	0.609	6.240	0.016	0.948

$k_h = 0.30$ $k_v = 0.100$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.134	1.104	2.717	0.227	0.000
73.080	5	0.786	0.772	1.813	0.189	0.113
45.240	10	0.656	0.646	1.548	0.140	0.273
27.840	15	0.604	0.599	0.835	0.093	0.447
14.160	20	0.56	0.551	1.633	0.051	0.661
8.170	25	0.573	0.554	3.430	0.029	0.842
5.000	30	0.597	0.564	5.851	0.018	1.024

caso b₂:

$\gamma H = 500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$k_h = 0.00 \quad k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	φ en grados	F.S pp	F.S ff	Δ%	c/γHF.S	tan φ/F.S
125.280	0	2.783	2.808	-0.890	0.089	0.000
73.080	5	1.936	1.922	0.728	0.076	0.046
45.240	10	1.616	1.609	0.435	0.056	0.110
27.840	15	1.522	1.517	0.330	0.037	0.177
14.160	20	1.511	1.501	0.666	0.019	0.242
8.170	25	1.692	1.678	0.834	0.010	0.278
5.000	30	1.962	1.946	0.822	0.005	0.297

$k_h = 0.05 \quad k_v = 0.016$

c (kN/m ²)	φ en grados	F.S pp	F.S ff	Δ%	c/γHF.S	tan φ/F.S
125.280	0	2.306	2.300	0.261	0.109	0.000
73.080	5	1.61	1.603	0.437	0.091	0.055
45.240	10	1.357	1.351	0.444	0.067	0.131
27.840	15	1.294	1.289	0.388	0.043	0.208
14.160	20	1.291	1.285	0.467	0.022	0.283
8.170	25	1.449	1.439	0.695	0.011	0.324
5.000	30	1.681	1.669	0.719	0.006	0.346

$k_h = 0.10 \quad k_v = 0.033$

c (kN/m ²)	φ en grados	F.S pp	F.S ff	Δ%	c/γHF.S	tan φ/F.S
125.280	0	1.954	2.013	-2.931	0.124	0.000
73.080	5	1.372	1.367	0.366	0.107	0.064
45.240	10	1.165	1.16	0.431	0.078	0.152
27.840	15	1.118	1.114	0.359	0.050	0.241
14.160	20	1.126	1.12	0.536	0.025	0.325
8.170	25	1.267	1.257	0.796	0.013	0.371
5.000	30	1.471	1.462	0.616	0.007	0.395

$k_h = 0.15 \quad k_v = 0.050$

c (kN/m ²)	φ en grados	F.S pp	F.S ff	Δ%	c/γHF.S	tan φ/F.S
125.280	0	1.688	1.681	0.416	0.149	0.000
73.080	5	1.119	1.181	0.762	0.124	0.074
45.240	10	1.017	1.015	0.197	0.089	0.174
27.840	15	0.984	0.98	0.408	0.057	0.273
14.160	20	0.997	0.992	0.504	0.029	0.367
8.170	25	1.123	1.117	0.537	0.015	0.417
5.000	30	1.307	1.299	0.616	0.008	0.444

$k_h = 0.20$ $k_v = 0.066$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.479	1.469	0.681	0.171	0.000
73.080	5	1.046	1.035	1.063	0.141	0.085
45.240	10	0.902	0.901	0.111	0.100	0.196
27.840	15	0.877	0.875	0.229	0.064	0.306
14.160	20	0.892	0.889	0.337	0.032	0.409
8.170	25	1.009	1.005	0.398	0.016	0.464
5.000	30	1.176	1.17	0.513	0.009	0.493

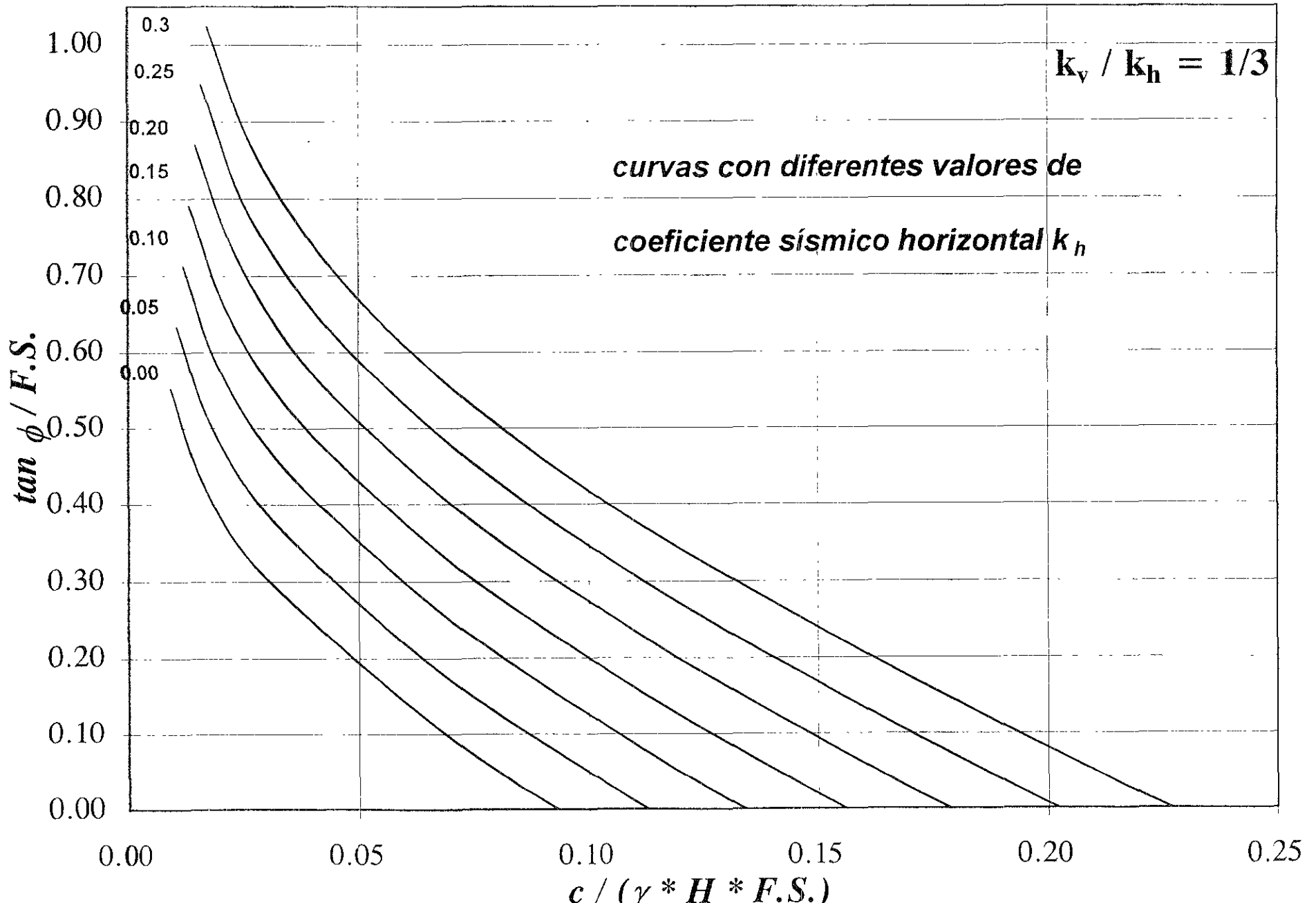
$k_h = 0.25$ $k_v = 0.083$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.309	1.281	2.186	0.196	0.000
73.080	5	0.93	0.918	1.307	0.159	0.095
45.240	10	0.806	0.8	0.750	0.113	0.220
27.840	15	0.79	0.788	0.254	0.071	0.340
14.160	20	0.808	0.806	0.248	0.035	0.452
8.170	25	0.916	0.913	0.329	0.018	0.511
5.000	30	1.07	1.065	0.469	0.009	0.542

$k_h = 0.30$ $k_v = 0.100$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.171	1.142	2.539	0.219	0.000
73.080	5	0.837	0.822	1.825	0.178	0.106
45.240	10	0.728	0.721	0.971	0.125	0.245
27.840	15	0.717	0.714	0.420	0.078	0.375
14.160	20	0.739	0.737	0.271	0.038	0.494
8.170	25	0.84	0.837	0.358	0.020	0.557
5.000	30	0.981	0.977	0.409	0.010	0.591

caso b_1 : talud 3:1 sin filtro



caso b_3 :

$\gamma H = 500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$k_h = 0.00 \quad k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	$c/\gamma H F.S$	$\tan \phi / F.S$
125.280	0	2.927	2.878	1.703	0.087	0.000
73.080	5	2.061	2.046	0.733	0.071	0.043
45.240	10	1.785	1.764	1.190	0.051	0.100
27.840	15	1.711	1.711	0.000	0.033	0.157
14.160	20	1.661	1.661	0.000	0.017	0.219
8.170	25	1.805	1.805	0.000	0.009	0.258
5.000	30	2.038	2.038	0.000	0.005	0.283

$k_h = 0.05 \quad k_v = 0.016$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	$c/\gamma H F.S$	$\tan \phi / F.S$
125.280	0	2.403	2.387	0.670	0.105	0.000
73.080	5	1.712	1.702	0.588	0.086	0.051
45.240	10	1.484	1.477	0.474	0.061	0.119
27.840	15	1.452	1.447	0.346	0.038	0.185
14.160	20	1.422	1.422	0.000	0.020	0.256
8.170	25	1.546	1.546	0.000	0.011	0.302
5.000	30	1.748	1.748	0.000	0.006	0.330

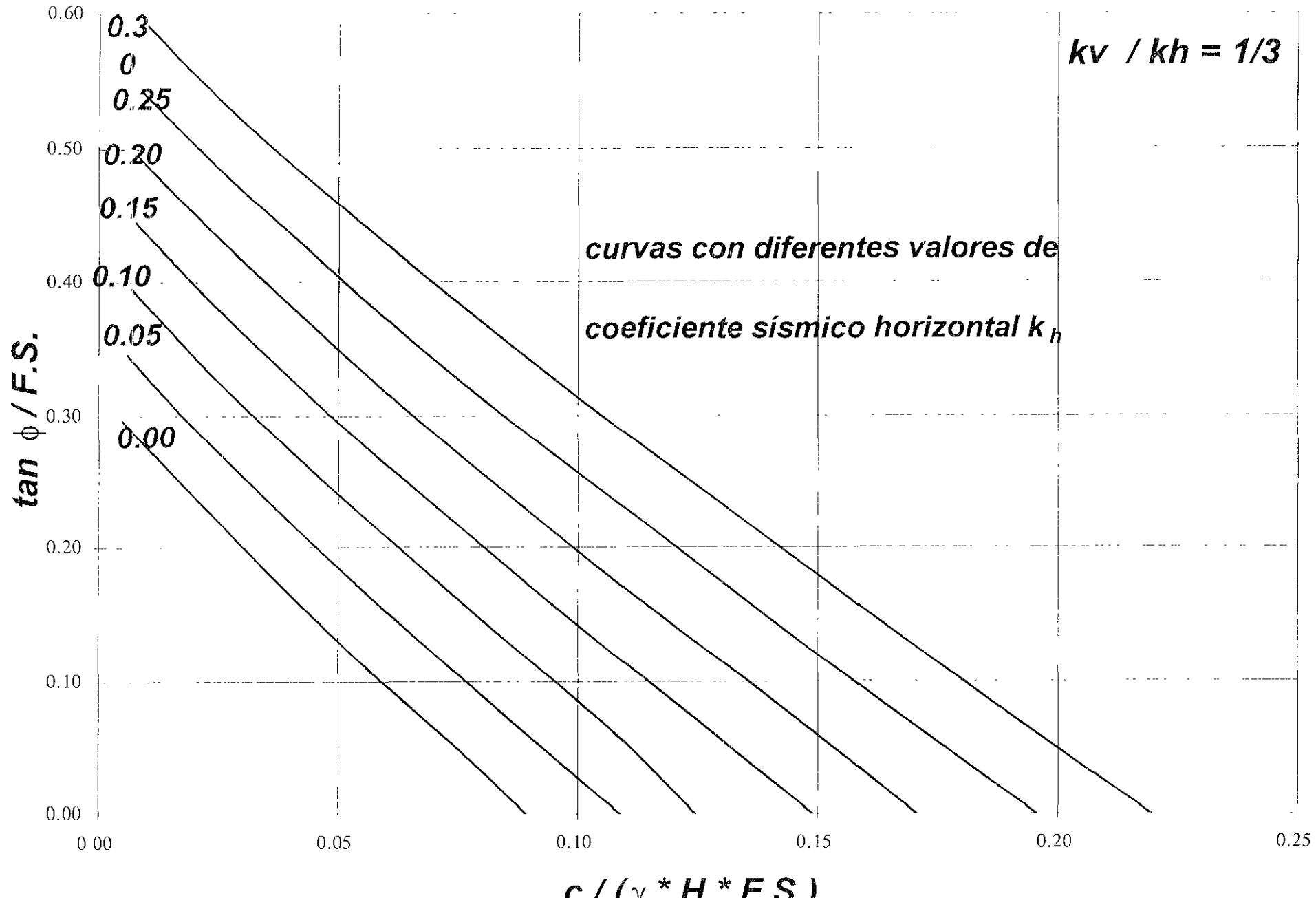
$k_h = 0.10 \quad k_v = 0.033$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	$c/\gamma H F.S$	$\tan \phi / F.S$
125.280	0	2.036	2.027	0.444	0.124	0.000
73.080	5	1.456	1.449	0.483	0.101	0.060
45.240	10	1.272	1.266	0.474	0.071	0.139
27.840	15	1.251	1.247	0.321	0.045	0.215
14.160	20	1.243	1.243	0.000	0.023	0.293
8.170	25	1.353	1.353	0.000	0.012	0.345
5.000	30	1.531	1.531	0.000	0.007	0.377

$k_h = 0.15 \quad k_v = 0.050$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	$c/\gamma H F.S$	$\tan \phi / F.S$
125.280	0	1.753	1.732	1.212	0.145	0.000
73.080	5	1.261	1.251	0.799	0.117	0.070
45.240	10	1.109	1.104	0.453	0.082	0.160
27.840	15	1.098	1.094	0.366	0.051	0.245
14.160	20	1.105	1.105	0.000	0.026	0.329
8.170	25	1.204	1.204	0.000	0.014	0.387
5.000	30	1.362	1.362	0.000	0.007	0.424

caso b₂: talud 3:1 filtro horizontal 1/2 l



$k_h = 0.20$ $k_v = 0.066$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1 532	1.502	1.997	0.167	0 000
73.080	5	1 106	1.091	1.375	0.134	0 080
45.240	10	0.978	0.97	0.825	0.093	0.182
27.840	15	0.977	0.972	0.514	0.057	0 276
14.160	20	0 993	0.993	0.000	0.029	0.367
8.170	25	1 084	1.084	0.000	0.015	0 430
5.000	30	1 226	1.226	0.000	0.008	0 471

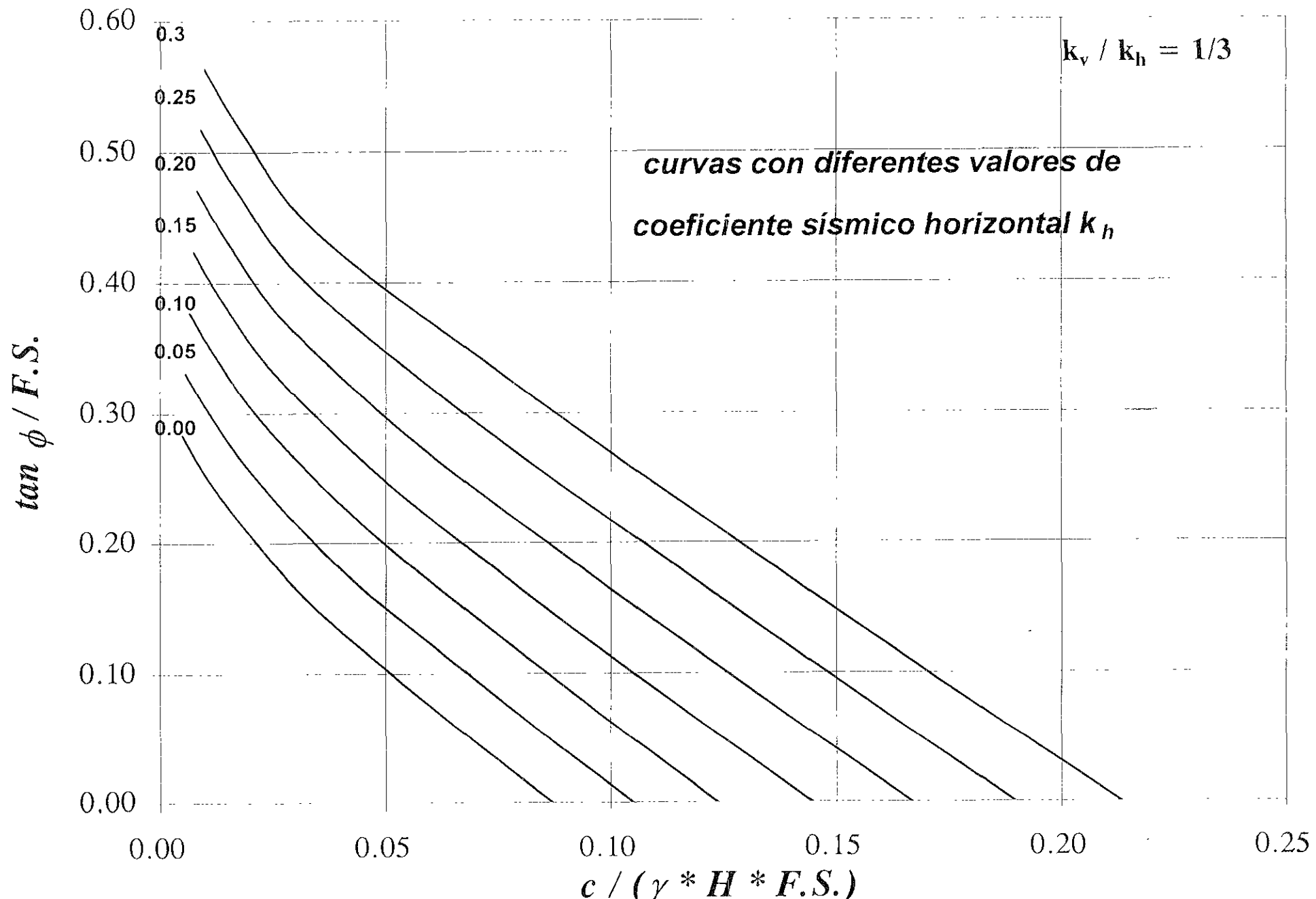
$k_h = 0.25$ $k_v = 0.083$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1 354	1.321	2.498	0.190	0 000
73.080	5	0.982	0.963	1.973	0.152	0.091
45.240	10	0.871	0.861	1.161	0.105	0.205
27.840	15	0.873	0.869	0.460	0.064	0.308
14.160	20	0 903	0.903	0.000	0.031	0 403
8.170	25	0 987	0.987	0.000	0.017	0 472
5.000	30	1 116	1 116	0.000	0.009	0.517

$k_h = 0.30$ $k_v = 0.100$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.21	1 175	2.979	0.213	0.000
73.080	5	0.88	0.861	2.207	0.170	0 102
45.240	10	0 784	0.774	1.292	0.117	0 228
27.840	15	0 789	0.784	0.638	0.071	0.342
14.160	20	0 828	0.828	0.000	0.034	0 440
8.170	25	0 905	0.905	0.000	0.018	0 515
5.000	30	1 024	1.024	0.000	0.010	0 564

caso b_3 : talud 3:1 filtro horizontal 3/4 l



caso c1

$\gamma H = 500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$k_h = 0.00 \quad k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	2.239	2.282	-1.884	0.110	0.000
73.080	5	1.544	1.536	0.521	0.095	0.057
45.240	10	1.282	1.272	0.786	0.071	0.139
27.840	15	1.187	1.178	0.764	0.047	0.227
14.160	20	1.151	1.142	0.788	0.025	0.319
8.170	25	1.262	1.254	0.638	0.013	0.372
5.000	30	1.446	1.437	0.626	0.007	0.402

$k_h = 0.05 \quad k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.959	1.947	0.616	0.129	0.000
73.080	5	1.354	1.345	0.669	0.109	0.065
45.240	10	1.125	1.119	0.536	0.081	0.158
27.840	15	1.053	1.046	0.669	0.053	0.256
14.160	20	1.021	1.013	0.790	0.028	0.359
8.170	25	1.119	1.115	0.359	0.015	0.418
5.000	30	1.283	1.282	0.078	0.008	0.450

$k_h = 0.10 \quad k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.734	1.712	1.285	0.146	0.000
73.080	5	1.198	1.189	0.757	0.123	0.074
45.240	10	0.997	0.993	0.403	0.091	0.178
27.840	15	0.937	0.931	0.644	0.060	0.288
14.160	20	0.914	0.908	0.661	0.031	0.401
8.170	25	1.003	0.999	0.400	0.016	0.467
5.000	30	1.149	1.146	0.262	0.009	0.504

$k_h = 0.15 \quad k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.54	1.513	1.785	0.166	0.000
73.080	5	1.068	1.055	1.232	0.139	0.083
45.240	10	0.892	0.886	0.677	0.102	0.199
27.840	15	0.841	0.835	0.719	0.067	0.321
14.160	20	0.825	0.82	0.610	0.035	0.444
8.170	25	0.907	0.902	0.554	0.018	0.517
5.000	30	1.037	1.036	0.097	0.010	0.557

$k_h = 0.20$ $k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	$F.S$ pp	$F.S$ ff	$\Delta\%$	$c/\gamma H F.S$	$\tan \phi/F.S$
125.280	0	1.381	1.344	2.753	0.186	0.000
73.080	5	0.957	0.94	1.809	0.155	0.093
45.240	10	0.8	0.793	0.883	0.114	0.222
27.840	15	0.757	0.753	0.531	0.074	0.356
14.160	20	0.746	0.742	0.539	0.038	0.491
8.170	25	0.822	0.819	0.366	0.020	0.569
5.000	30	0.942	0.937	0.534	0.011	0.616

$k_h = 0.25$ $k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	$F.S$ pp	$F.S$ ff	$\Delta\%$	$c/\gamma H F.S$	$\tan \phi/F.S$
125.280	0	1.248	1.204	3.654	0.208	0.000
73.080	5	0.865	0.843	2.610	0.173	0.104
45.240	10	0.723	0.714	1.261	0.127	0.247
27.840	15	0.684	0.681	0.441	0.082	0.393
14.160	20	0.678	0.674	0.593	0.042	0.540
8.170	25	0.748	0.746	0.268	0.022	0.625
5.000	30	0.859	0.854	0.585	0.012	0.676

$k_h = 0.30$ $k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	$F.S$ pp	$F.S$ ff	$\Delta\%$	$c/\gamma H F.S$	$\tan \phi/F.S$
125.280	0	1.133	1.084	4.520	0.231	0.000
73.080	5	0.785	0.762	3.018	0.192	0.115
45.240	10	0.656	0.646	1.548	0.140	0.273
27.840	15	0.622	0.618	0.647	0.090	0.434
14.160	20	0.619	0.616	0.487	0.046	0.591
8.170	25	0.686	0.682	0.587	0.024	0.684
5.000	30	0.785	0.783	0.255	0.013	0.737

caso c2

$\gamma H = 500$ (kN/m²)

$k_h = 0.00$ $k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	2.808	2.783	0.898	0.090	0.000
73.080	5	1.922	1.936	-0.723	0.075	0.045
45.240	10	1.609	1.616	-0.433	0.056	0.109
27.840	15	1.517	1.522	-0.329	0.037	0.176
14.160	20	1.501	1.511	-0.662	0.019	0.241
8.170	25	1.678	1.692	-0.827	0.010	0.276
5.000	30	1.946	1.962	-0.815	0.005	0.294

$k_h = 0.05$ $k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	2.337	2.328	0.387	0.108	0.000
73.080	5	1.625	1.619	0.371	0.090	0.054
45.240	10	1.365	1.358	0.515	0.067	0.130
27.840	15	1.296	1.291	0.387	0.043	0.208
14.160	20	1.291	1.284	0.545	0.022	0.283
8.170	25	1.451	1.436	1.045	0.011	0.325
5.000	30	1.676	1.664	0.721	0.006	0.347

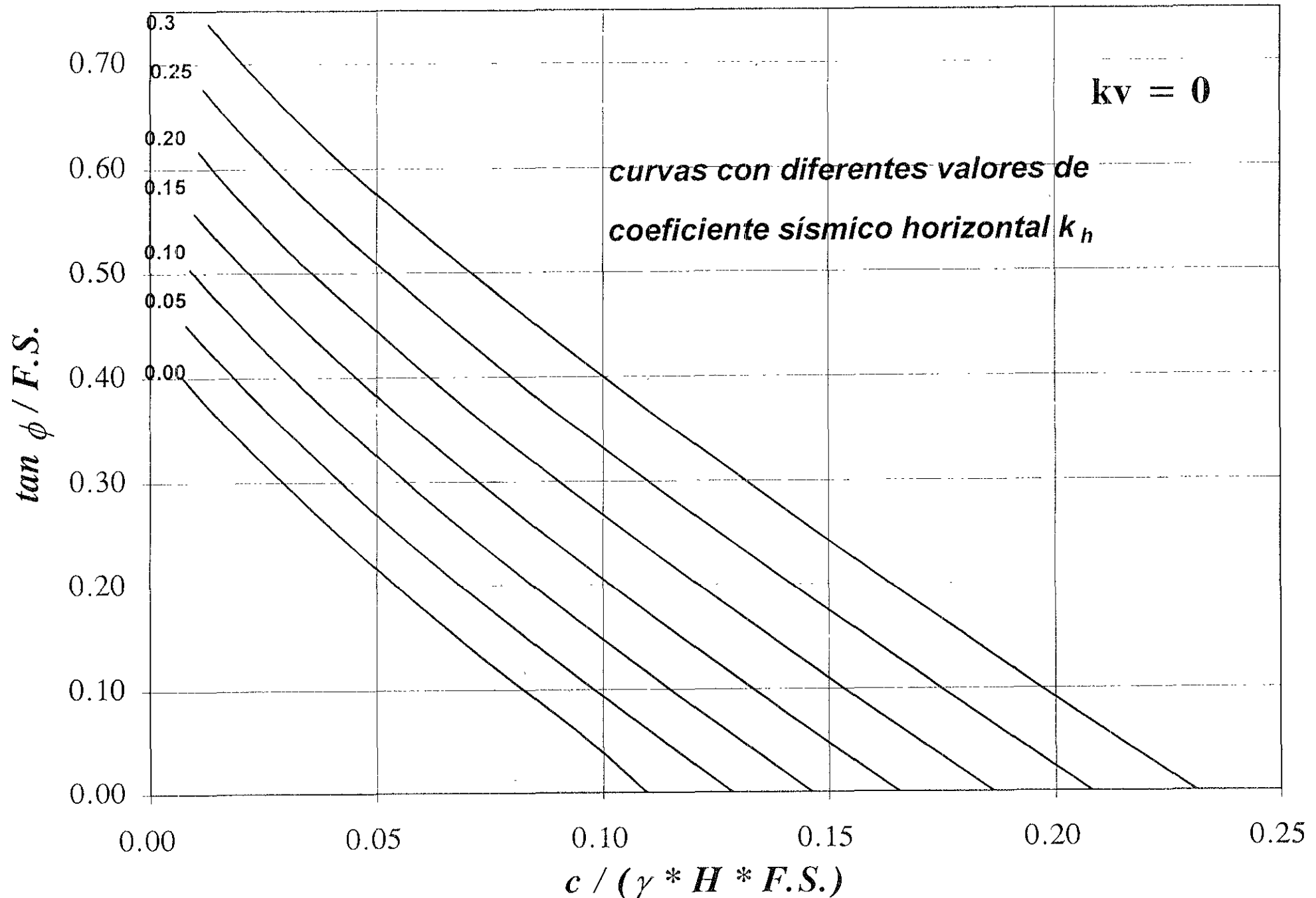
$k_h = 0.10$ $k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	2.002	1.988	0.704	0.126	0.000
73.080	5	1.394	1.389	0.360	0.105	0.063
45.240	10	1.174	1.17	0.342	0.077	0.151
27.840	15	1.118	1.114	0.359	0.050	0.241
14.160	20	1.119	1.114	0.449	0.025	0.327
8.170	25	1.254	1.246	0.642	0.013	0.374
5.000	30	1.456	1.446	0.692	0.007	0.399

$k_h = 0.15$ $k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	F.S pp	F.S ff	$\Delta\%$	c/ γ HF.S	tan ϕ /F.S
125.280	0	1.74	1.716	1.399	0.146	0.000
73.080	5	1.212	1.202	0.832	0.122	0.073
45.240	10	1.024	1.019	0.491	0.089	0.173
27.840	15	0.978	0.974	0.411	0.057	0.275
14.160	20	0.981	0.978	0.307	0.029	0.372
8.170	25	1.102	1.096	0.547	0.015	0.425
5.000	30	1.281	1.273	0.628	0.008	0.454

caso c_1 : talud 2:1 filtro horizontal 1/2 l



$k_h = 0.20$ $k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	$F.S$ pp	$F.S$ ff	$\Delta\%$	$c/\gamma HF.S$	$\tan \phi/F.S$
125.280	0	1.528	1.497	2.071	0.167	0.000
73.080	5	1.066	1.051	1.427	0.139	0.083
45.240	10	0.901	0.894	0.783	0.101	0.197
27.840	15	0.865	0.861	0.465	0.065	0.311
14.160	20	0.87	0.868	0.230	0.033	0.419
8.170	25	0.978	0.975	0.308	0.017	0.478
5.000	30	1.14	1.133	0.618	0.009	0.510

$k_h = 0.25$ $k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	$F.S$ pp	$F.S$ ff	$\Delta\%$	$c/\gamma HF.S$	$\tan \phi/F.S$
125.280	0	1.355	1.321	2.574	0.190	0.000
73.080	5	0.946	0.928	1.940	0.158	0.094
45.240	10	0.8	0.791	1.138	0.114	0.223
27.840	15	0.768	0.764	0.524	0.073	0.351
14.160	20	0.779	0.776	0.387	0.036	0.469
8.170	25	0.876	0.874	0.229	0.019	0.534
5.000	30	1.02	1.016	0.394	0.010	0.568

$k_h = 0.30$ $k_v = 0.00$

c (kN/m ²)	ϕ en grados	$F.S$ pp	$F.S$ ff	$\Delta\%$	$c/\gamma HF.S$	$\tan \phi/F.S$
125.280	0	1.215	1.176	3.316	0.213	0.000
73.080	5	0.847	0.828	2.295	0.177	0.106
45.240	10	0.717	0.707	1.414	0.128	0.249
27.840	15	0.689	0.684	0.731	0.081	0.392
14.160	20	0.697	0.696	0.144	0.041	0.523
8.170	25	0.791	0.788	0.381	0.021	0.592
5.000	30	0.921	0.917	0.436	0.011	0.630

4.4 Ejemplos de aplicación

Para una mejor comprensión del uso de las cartas de diseño obtenidas, se plantean a continuación dos ejemplos de aplicación con fines prácticos. Nótese que ambos ejes están normalizados con el factor de seguridad $F.S.$, lo que significa que se puede entrar a la carta indistintamente por el eje de las abscisas o de las ordenadas según los datos del problema, suponiendo siempre un factor de seguridad crítico, es decir unitario. Recuérdese que el método de análisis es iterativo por lo que hay que lograr la convergencia del factor de seguridad (*ver ec. 2.10*).

problema 1

Se solicita el análisis de estabilidad para el diseño sísmico de un cierto terraplén de prueba, localizado en una zona sísmica de baja intensidad. Supóngase que los parámetros de resistencia del suelo que conforma a dicho terraplén son: $c = 7 \text{ kN/m}^2$ y $\phi = 28^\circ$, con un peso volumétrico saturado $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$. El talud de aguas arriba y aguas abajo es 2:1, y la altura del terraplén es $H = 12.0 \text{ m}$.

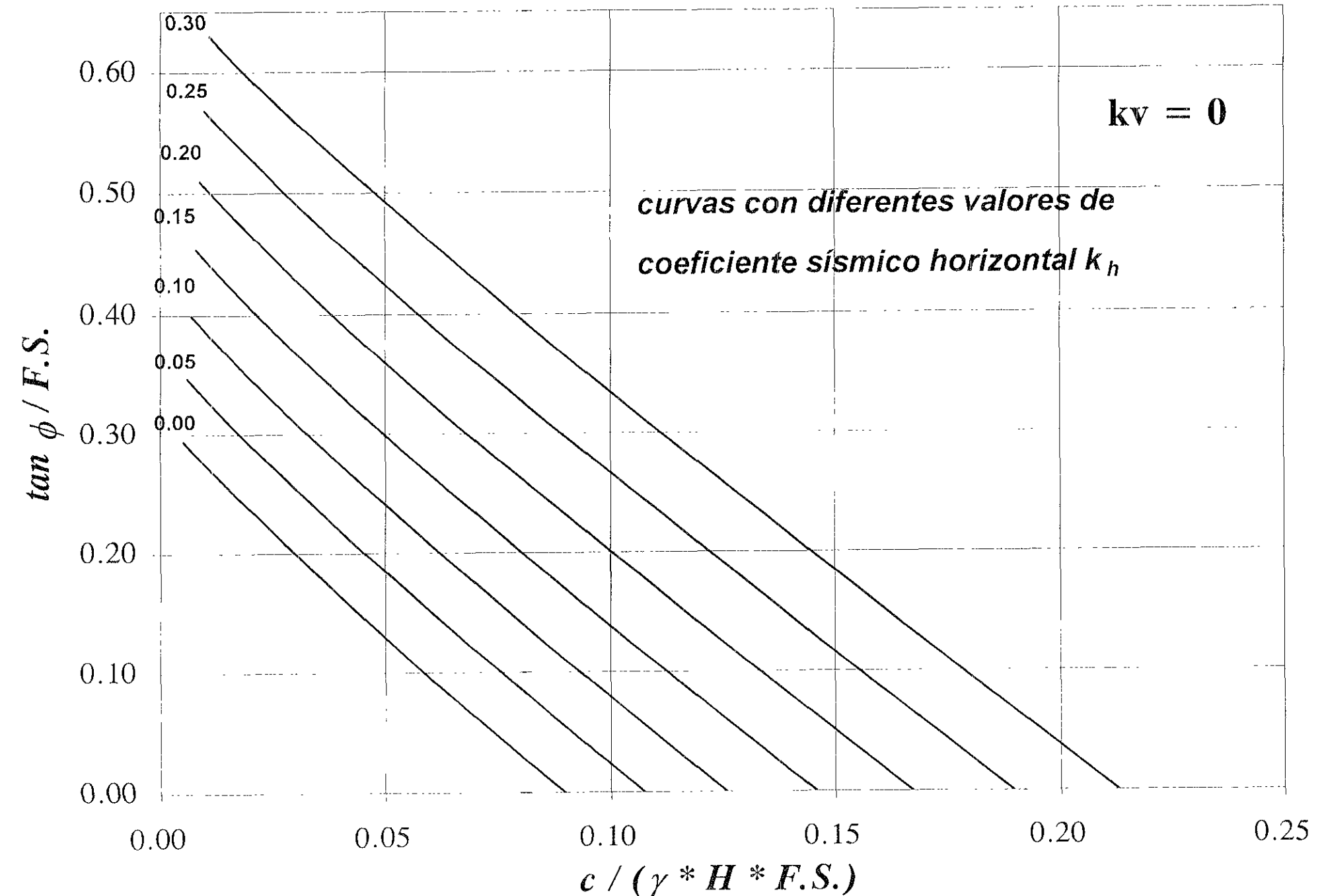
- Analicemos el terraplén sin filtro horizontal considerando:

$$a) \quad k_h = 0.0 \text{ y } k_v = 0.0$$

- 1ra. Iteración con $F.S. = 1$

Haciendo uso de la carta de diseño para el caso a_1 , y suponiendo un $F.S. = 1$ se obtiene un valor en el eje de las abscisas de $\frac{c}{\gamma_{sat} \cdot H \cdot F.S.} = 0.029$, trazando una vertical por este valor y toque a la curva de $k_h = 0.0$, se obtiene un valor sobre el eje de las ordenadas

caso c_2 : talud 3:1 filtro horizontal 1/2 l



correspondiente a la relación $\frac{\tan\phi}{F.S.} = 0.48$ despejando al factor de seguridad se obtiene:

$$F.S. = 1.107$$

- 2da. iteración con $F.S. = 1.107$

$$\frac{7}{20 \cdot 12 \cdot 1.107} = 0.026 \Rightarrow \frac{\tan\phi}{F.S.} = 0.56 \quad \therefore F.S. = 0.95; \text{ no converge}$$

- 3ra. iteración con $F.S. = 0.95$

$$\frac{7}{20 \cdot 12 \cdot 0.95} = 0.030 \Rightarrow \frac{\tan\phi}{F.S.} = 0.49 \quad \therefore F.S. = 1.10; \text{ no converge}$$

- 4ta. iteración con $F.S. = 1.10$

$$\frac{7}{20 \cdot 12 \cdot 1.10} = 0.027 \Rightarrow \frac{\tan\phi}{F.S.} = 0.53 \quad \therefore F.S. = 1.03; \text{ converge}$$

Finalmente, el valor del factor de seguridad es $F.S. = 1.10$, por lo tanto la estructura es estable.

$$b) \quad k_h = 0.05 \text{ y } k_v = 1/3 \cdot k_h$$

- 1ra. iteración con $F.S. = 1.0$

Haciendo uso de la misma carta, se obtiene un valor en el eje de las abscisas

$$\text{de } \frac{c}{\gamma_{sat} \cdot H \cdot F.S.} = 0.029; \text{ el valor de } \frac{\tan\phi}{F.S.} = 0.61 \text{ correspondiente a la curva de } k_h = 0.05,$$

por lo tanto el factor de seguridad es de $F.S. = 0.87$

- 2da. iteración con $F.S. = 0.87$

$$\frac{7}{20 \cdot 12 \cdot 0.87} = 0.033 \Rightarrow \frac{\tan \phi}{F.S.} = 0.56 \quad \therefore F.S. = 0.95; \text{ no converge}$$

- 3ra. Iteración con $F.S. = 0.95$

$$\frac{7}{20 \cdot 12 \cdot 0.95} = 0.030 \Rightarrow \frac{\tan \phi}{F.S.} = 0.59 \quad \therefore F.S. = 0.90; \text{ no converge}$$

- 4ta. iteración con $F.S. = 0.90$

$$\frac{7}{20 \cdot 12 \cdot 1.10} = 0.032 \Rightarrow \frac{\tan \phi}{F.S.} = 0.575 \quad \therefore F.S. = 0.92; \text{ converge}$$

Finalmente, el valor del factor de seguridad es $F.S. = 0.90$, por lo tanto la estructura es inestable.

- Analicemos el terraplén con filtro horizontal a $\frac{1}{2} l$ considerando:

a) $k_r = 0.0$ y $k_v = 0.0$

Procediendo de la misma manera, solamente que utilizando ahora la carta de diseño correspondiente al caso a_2 , se obtuvieron los siguientes valores:

- 1ra. iteración con $F.S. = 1.0$

$$\frac{7}{20 \cdot 12 \cdot 1.0} = 0.029 \Rightarrow \frac{\tan \phi}{F.S.} = 0.30 \quad \therefore F.S. = 1.77; \text{ no converge}$$

- 2da. iteración con $F.S. = 1.77$

$$\frac{7}{20 \cdot 12 \cdot 0.87} = 0.016 \Rightarrow \frac{\tan \phi}{F.S.} = 0.353 \quad \therefore F.S. = 1.50; \text{ no converge}$$

- 3ra. Iteración con $F.S. = 1.50$

$$\frac{7}{20 \cdot 12 \cdot 1.50} = 0.019 \Rightarrow \frac{\tan \phi}{F.S.} = 0.35 \quad \therefore F.S. = 1.52; \text{ converge}$$

Finalmente el F.S. es de 1.50, y por lo tanto la estructura es estable.

b) $k_n = 0.05$ y $k_v = 1/3 * k_n$

- 1ra. iteración con $F.S. = 1.0$

$$\frac{7}{20 \cdot 12 \cdot 1.0} = 0.029 \Rightarrow \frac{\tan \phi}{F.S.} = 0.35 \quad \therefore F.S. = 1.52; \text{ no converge}$$

- 2da. iteración con $F.S. = 1.52$

$$\frac{7}{20 \cdot 12 \cdot 1.52} = 0.019 \Rightarrow \frac{\tan \phi}{F.S.} = 0.395 \quad \therefore F.S. = 1.35; \text{ no converge}$$

- 3ra. Iteración con $F.S. = 1.35$

$$\frac{7}{20 \cdot 12 \cdot 1.35} = 0.021 \Rightarrow \frac{\tan \phi}{F.S.} = 0.387 \quad \therefore F.S. = 1.37; \text{ converge}$$

Finalmente el F.S. es de 1.35, y por lo tanto la estructura es estable.

Obsérvese que en el análisis del terraplén sin filtro, si no se presenta sismo el talud es estable, y es inestable si éste último se presenta. Mientras que para el análisis del terraplén con filtro horizontal, este es estable con o sin la presencia de sismo.

problema 2

Se analizó el proyecto de dos terraplenes de distinta geometría y diferentes condiciones internas de flujo. El material que constituye a ambos terraplenes tiene los siguientes parámetros de resistencia $c=20 \text{ kN/m}^2$ y $\phi=17^\circ$, y un peso volumétrico saturado de $\gamma_{sat}=18\text{kN/m}^3$. $k_h / k_v = 1/3$, $k_h = 0.10$. Calcular las alturas críticas H_{cr} . (La altura crítica es cuando el factor de seguridad toma el valor de la unidad)

a) Terraplén con filtro horizontal a $1/2 l$ y talud 2:1 (caso a₂); $k_h=0.10$, $F.S. = 1.0$

$$\frac{\tan 17}{1.0} = 0.305 \Rightarrow \frac{20}{18 \cdot H_{cr} \cdot 1.0} = 0.055 \quad \therefore H_{cr} = 20.2 \text{ m}$$

b) Terraplén sin filtro horizontal y talud 3:1 (caso b₁); $k_h=0.10$, $F.S. = 1.0$

$$\frac{\tan 17}{1.0} = 0.305 \Rightarrow \frac{20}{18 \cdot H_{cr} \cdot 1.0} = 0.058 \quad \therefore H_{cr} = 19.20 \text{ m}$$

Con alturas menores a las obtenidas en ambos casos, se garantiza la estabilidad de ambas estructuras; debido a que el factor de seguridad será mayor a la unidad.

5. CONTROL DE FLUJO EN LA CIMENTACIÓN DE PRESAS

5.1 Generalidades

El flujo que ocurre a través de los terrenos en que se apoya una presa de tierra o de concreto, ha sido probablemente mal interpretado en el pasado. Existe, muy frecuentemente, la idea de que lo importante es que escape bajo la cortina la menor cantidad de agua posible; este criterio se extiende también frecuentemente a las filtraciones que tienen lugar a través de la cortina propiamente dicha. Así, el control del gasto de filtración resulta el problema principal a superar.

Sin restar su debida importancia al control del gasto, puesto que toda filtración a través de la cortina o de su cimentación representa indudablemente una pérdida indeseable, conviene sin embargo, enfatizar que de todos los malos efectos del flujo a través de las cortinas de tierra y sus cimentaciones, probablemente el gasto perdido representa el de menor significación para el ingeniero. En efecto, esta pérdida como tal, será probablemente insignificante en comparación

a otras de carácter inevitable, como la evaporación en la superficie del vaso o filtraciones de consideración de diversas zonas del mismo. Lo que en cambio es fundamental es que el agua que fluye a través del suelo no haga daño al mismo, produciendo subpresiones perjudiciales en la estructura, erosiones, tubificación, etc. En realidad, este es el problema realmente importante y el que debe preocupar al proyectista en relación con las filtraciones bajo la cortina de una presa o, inclusive a través de la cortina de la misma.

De hecho puede decirse que todas las estructuras mencionadas por la práctica para controlar el flujo bajo una presa y aún dentro de la misma, cuando es de tierra, pertenecen a uno de dos grandes grupos. En primer lugar se tienen el tipo de estructuras auxiliares que tratan de controlar los malos efectos del agua que se infiltra, disminuyendo su gasto. Estas son estructuras impermeables e históricamente representan los primeros esfuerzos para resolver el problema. De este estilo son los dentellones, las pantallas de inyección, los delantales impermeables, etc. El segundo tipo de estructuras auxiliares para controlar los efectos nocivos del flujo está constituido por obras permeables que su función es tratar de recoger el agua que fluye, eliminándola de modo que resulte inofensiva desde el punto de vista de generar subpresiones o fuerzas de filtración peligrosas o de producir arrastres o tubificación. Los filtros, los pozos de alivio, las galerías filtrantes, etc., son obras de esta clase. Estas estructuras del segundo tipo nunca tienen como misión el disminuir el gasto de filtración, inclusive éste se ve incrementado por la presencia de dichas estructuras.

El modo de trabajar de las estructuras del primer tipo, es en general, de acuerdo con la idea elemental de que el gasto de filtración disminuye si se pone al paso del agua un obstáculo impermeable que cierre su paso o que, por lo menos lo obligue a aumentar la longitud de su trayectoria. Los dentellones y los delantales impermeables logran ese efecto, aumentando el número de líneas equipotenciales en la red de flujo bajo la presa, para un mismo número de canales de flujo, con lo que el gasto disminuye correspondientemente; también se logra en este caso que disminuya la caída de carga hidráulica entre dos equipotenciales sucesivas, signo de la disminución de los gradientes hidráulicos, en general en todos los puntos de la región de

flujo y, en particular, en las zonas de salida de agua debajo de la presa, que es donde sus efectos pueden ser más peligrosos. De esta manera, aun las estructuras del primer tipo mencionado, fundamentalmente reductoras del gasto, cumplen también una función de eliminar la peligrosidad de las aguas que todavía alcanzan a infiltrarse, pese a la presencia de la estructura.

Las estructuras protectoras auxiliares del segundo grupo trabajan con base en un criterio diferente y, en general, facilitan inclusive la salida del agua, para evitar que su presión en el suelo bajo la presa produzca efectos indeseables.

Las estructuras que permiten el control de flujo en la cimentación de presas, no solo sirven para la disminución de filtraciones como se vio en párrafos anteriores, sino que también su utilidad se refleja en la estabilidad de la estructura. Ejemplo de lo anterior sería que, si colocamos un delantal impermeable aguas arriba de una presa de tierra, éste contribuirá a disminuir el gradiente hidráulico, y por consiguiente las fuerzas de filtración. Siguiendo con la lógica de este análisis, al disminuir las fuerzas de filtración, disminuye el momento motor de las fuerzas actuantes, que a su vez provocan el aumento del factor de seguridad (ver cuadros de resultados).

Es posible realizar análisis de estabilidad en presas de tierra con flujo de agua a través de la cimentación, con ayuda de los programas desarrollados en este trabajo; dichos programas tienen la capacidad de calcular el peso de las dovelas delimitadas por el círculo de falla propuesto, tomando en cuenta dos estratos con diferentes materiales y permeabilidades. El primer estrato con material uno representa al terraplén, mientras que el segundo estrato con material dos representa a la cimentación.

Para mostrar lo comentado en párrafos anteriores, a continuación se presentan los análisis de dos presas de tierra con las siguientes características. Ver figura 5.1

TABLA 5.1

CASO	CARACTERÍSTICAS	TALUD
d ₁	Sin delantal impermeable	3:1
d ₂	Con delantal impermeable	3:1

Los terraplenes que conforman a dichas presas analizadas tienen las siguientes características:

- Altura: $H = 29.00 \text{ m}$
- Ancho de corona: $cor = 12.00 \text{ m}$
- Nivel aguas arriba: $h_{up} = 25.00 \text{ m}$
- Nivel aguas abajo: $h_{dr} = 0.00 \text{ m}$
- Peso volumétrico del material seco del terraplén: $\gamma = 19.80 \text{ kN/m}^3$
- Peso volumétrico del material saturado del terraplén: $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$
- Permeabilidad horizontal y vertical del terraplén: $3E^{-07} \text{ m/s}$
- Cohesión del material del terraplén: 10.00 kN/m^2
- Ángulo de fricción interna del material del terraplén: 35°
- Peso volumétrico del material saturado de la cimentación: $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- Permeabilidad horizontal y vertical de la cimentación: $16E^{-04} \text{ m/s}$
- Cohesión del material de la cimentación: 5.00 kN/m^2
- Ángulo de fricción interna del material de la cimentación: 30°
- Profundidad de la cimentación: 7.00 m
- Longitud del delantal impermeable (caso d₂): 307.00 m
- Coeficiente sísmico horizontal $k_h = 0.30$
- Coeficiente sísmico vertical $k_v = 0.10$

Es preciso mencionar que se analizaron los mismos círculos de falla propuestos en ambos casos; es decir, se utilizaron los mismos centros de los círculos propuestos para realizar el

análisis, esto con el fin de comparar los factores de seguridad para cada caso, y para cada método.

Todos los círculos de falla propuestos y analizados en este capítulo, fueron tangentes al fondo de la cimentación. Es posible realizar análisis variando el radio del círculo sin tocar el fondo de la cimentación. Además, es preciso mencionar que existen en estos casos estudiados, dos sistemas de referencia; el primero toma en cuenta toda la región de flujo, y es mostrado en las figuras correspondientes a este capítulo. El segundo sirve para el análisis de estabilidad, y su origen es precisamente el punto de intersección entre el talud aguas abajo y el terreno de cimentación.

Nótese que no se presenta ninguna carta de diseño para el análisis de estabilidad con flujo a través de la cimentación; sin embargo, se mostró el alcance de los programas creados para la estabilidad de taludes, tomando en cuenta éste efecto.

Cabe mencionar que para obtener una precisión mayor en la red de flujo, es necesario discretizar la región de flujo con más elementos, es decir, la malla propuesta debe ser un poco más fina, sobre todo en zonas donde existen quiebres o curvas muy pronunciadas.

En algunas de las figuras del capítulo anterior y el presente, que muestran líneas equipotenciales, se puede observar que algunas de estas no cumplen con las reglas establecidas por las redes de flujo; hay que recordar que a la línea superior de corriente es necesario corregirla a mano, para que cumpla con las condiciones de entrada y salida, por lo cual los programas de cómputo utilizados no entienden de esta corrección, ya que estos generan a la línea superior de corriente por medio de la parábola básica de Kozeny; motivo por el cual se observan líneas equipotenciales distorsionadas principalmente en la zona de entrada de la línea superior de corriente. Sin embargo, al proporcionar los datos de entrada a los programas de cómputo, como son las cargas hidráulicas en los nodos restringidos, estos son confiables, ya que toman en cuenta todas las correcciones requeridas para el cumplimiento con dichas

condiciones. Además, aunque en menor proporción, los efectos de escala en las figuras son de considerar, no todas las figuras tienen la misma y aunque se trató en lo posible de manejar la misma escala tanto horizontal como vertical en las figuras, no fue posible lograrlo del todo, ya que hubo la necesidad de ajustar las figuras al tamaño del papel utilizado en este trabajo.

Los dos primeros cuadros de resultados que se anexan al final de este capítulo, presentan a estos en forma de columnas; las dos primeras informan las coordenadas del centro del círculo de falla, la siguiente el radio del círculo, posteriormente las siguientes dos los factores de seguridad para cada caso respectivamente, y la última, la diferencia porcentual entre utilizar el caso d_2 y el caso d_1 .

Los dos últimos cuadros de resultados presentan la comparación entre los factores de seguridad obtenidos en ambos programas para cada caso respectivamente.

5.2 Resultados

A continuación se presentan en los siguientes cuadros los resultados obtenidos en el análisis de flujo de agua a través de la cimentación de una presa, con los programas de cómputo desarrollados. Las dos primeras columnas de cada cuadro representan las coordenadas del centro del círculo de falla crítico, la tercera columna al radio de éste, las columnas cuarta y quinta a los factores de seguridad correspondientes a cada caso estudiado, y finalmente en la última columna la diferencia porcentual entre los factores obtenidos en cada programa.

La discusión de los resultados obtenidos se presenta posteriormente en el capítulo seis de este trabajo de investigación.

Resultados obtenidos con el programa DAMSTAPP

Coordenadas del centro		Radio (m)	Factor de Seguridad		Δ %
x (m)	y (m)		caso d_1	caso d_2	
10.00	30.00	37.00	1.076	1.085	0.791
10.00	37.50	44.50	1.039	1.052	1.243
10.00	45.00	52.00	1.016	1.032	1.567
10.00	52.50	59.50	1.003	1.023	1.946
10.00	60.00	67.00	0.993	1.015	2.237
20.00	30.00	37.00	1.130	1.155	2.193
20.00	37.50	44.50	1.070	1.098	2.587
20.00	45.00	52.00	1.035	1.065	2.923
20.00	52.50	59.50	1.014	1.046	3.227
20.00	60.00	67.00	1.001	1.036	3.526
30.00	30.00	37.00	1.269	1.312	3.362
30.00	37.50	44.50	1.179	1.223	3.686
30.00	45.00	52.00	1.123	1.168	4.014
30.00	52.50	59.50	1.082	1.128	4.259
30.00	60.00	67.00	1.051	1.098	4.489
40.00	30.00	37.00	1.426	1.490	4.475
40.00	37.50	44.50	1.303	1.364	4.667
40.00	45.00	52.00	1.222	1.282	4.857
40.00	52.50	59.50	1.175	1.235	5.111
40.00	60.00	67.00	1.144	1.205	5.347
50.00	30.00	37.00	1.604	1.692	5.492
50.00	37.50	44.50	1.443	1.524	5.581
50.00	45.00	52.00	1.351	1.430	5.790
50.00	52.50	59.50	1.298	1.376	6.012
50.00	60.00	67.00	1.266	1.344	6.208

Resultados obtenidos con el programa DAMSTAFF

Coordenadas del centro		radio (m)	Factor de Seguridad		Δ %
x (m)	y (m)		caso d_1	caso d_2	
10.00	30.00	37.00	1.077	1.086	0.842
10.00	37.50	44.50	1.040	1.052	1.210
10.00	45.00	52.00	1.017	1.033	1.586
10.00	52.50	59.50	1.004	1.023	1.935
10.00	60.00	67.00	0.995	1.018	2.266
20.00	30.00	37.00	1.130	1.154	2.116
20.00	37.50	44.50	1.072	1.100	2.548
20.00	45.00	52.00	1.039	1.069	2.923
20.00	52.50	59.50	1.018	1.051	3.259
20.00	60.00	67.00	1.006	1.042	3.555
30.00	30.00	37.00	1.272	1.313	3.237
30.00	37.50	44.50	1.185	1.229	3.655
30.00	45.00	52.00	1.130	1.175	4.027
30.00	52.50	59.50	1.090	1.138	4.346
30.00	60.00	67.00	1.061	1.111	4.632
40.00	30.00	37.00	1.437	1.502	4.525
40.00	37.50	44.50	1.317	1.381	4.832
40.00	45.00	52.00	1.240	1.303	5.113
40.00	52.50	59.50	1.192	1.257	5.390
40.00	60.00	67.00	1.162	1.228	5.664
50.00	30.00	37.00	1.668	1.769	6.069
50.00	37.50	44.50	1.495	1.588	6.222
50.00	45.00	52.00	1.396	1.486	6.434
50.00	52.50	59.50	1.337	1.427	6.665
50.00	60.00	67.00	1.303	1.393	6.897

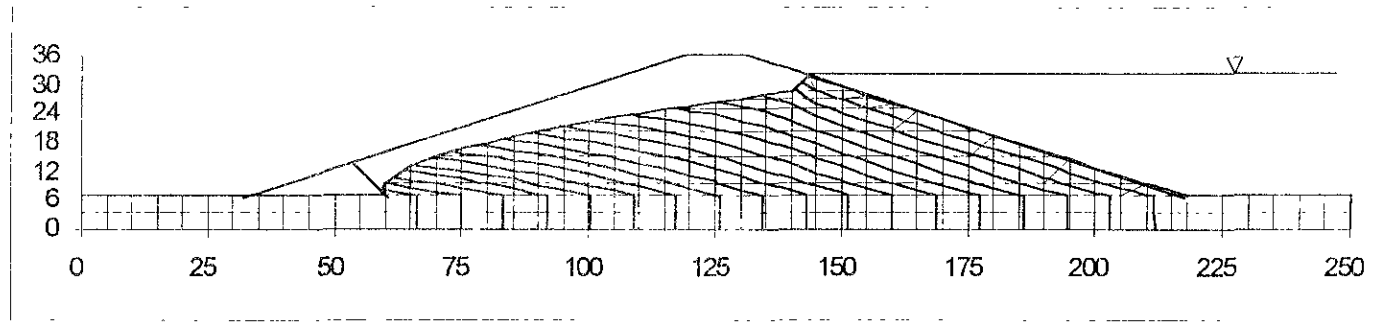
Comparación de resultados obtenidos con ambos programas para el caso d_1

Coordenadas del centro:		radio (m)	Factor de Seguridad		Δ %
x (m)	y (m)		DAMSTAPP	DAMSTAFF	
10.00	30.00	37.00	1.076	1.077	0.020
10.00	37.50	44.50	1.039	1.040	0.043
10.00	45.00	52.00	1.016	1.017	0.150
10.00	52.50	59.50	1.003	1.004	0.062
10.00	60.00	67.00	0.993	0.995	0.291
20.00	30.00	37.00	1.130	1.130	-0.006
20.00	37.50	44.50	1.070	1.072	0.174
20.00	45.00	52.00	1.035	1.039	0.379
20.00	52.50	59.50	1.014	1.018	0.458
20.00	60.00	67.00	1.001	1.006	0.492
30.00	30.00	37.00	1.269	1.272	0.212
30.00	37.50	44.50	1.179	1.185	0.504
30.00	45.00	52.00	1.123	1.130	0.648
30.00	52.50	59.50	1.082	1.090	0.817
30.00	60.00	67.00	1.051	1.061	1.028
40.00	30.00	37.00	1.426	1.437	0.738
40.00	37.50	44.50	1.303	1.317	1.079
40.00	45.00	52.00	1.222	1.240	1.438
40.00	52.50	59.50	1.175	1.192	1.443
40.00	60.00	67.00	1.144	1.162	1.621
50.00	30.00	37.00	1.604	1.668	3.995
50.00	37.50	44.50	1.443	1.495	3.571
50.00	45.00	52.00	1.351	1.396	3.302
50.00	52.50	59.50	1.298	1.337	3.057
50.00	60.00	67.00	1.266	1.303	2.937

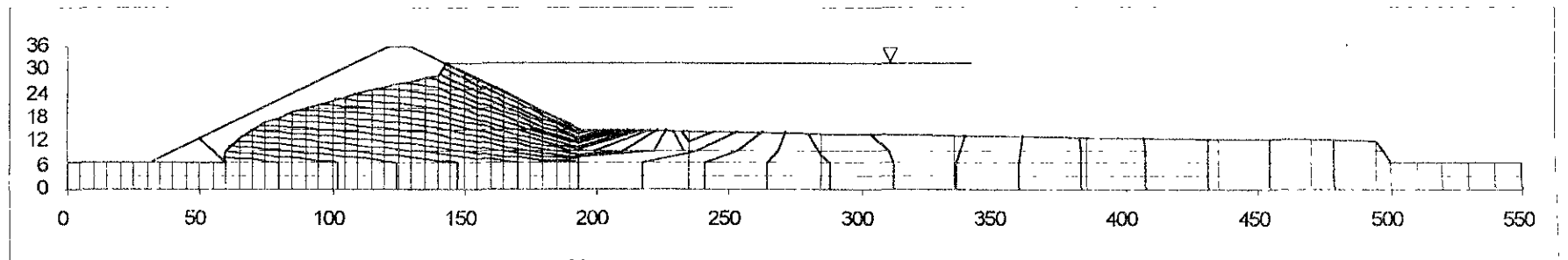
Comparación de resultados obtenidos con ambos programas para el caso d_2

Coordenadas del centro		radio (m)	Factor de Seguridad		Δ %
x (m)	y (m)		DAMSTAPP	DAMSTAFF	
10.00	30.00	37.00	1.085	1.086	0.070
10.00	37.50	44.50	1.052	1.052	0.010
10.00	45.00	52.00	1.032	1.033	0.169
10.00	52.50	59.50	1.023	1.023	0.051
10.00	60.00	67.00	1.015	1.018	0.320
20.00	30.00	37.00	1.155	1.154	-0.080
20.00	37.50	44.50	1.098	1.100	0.136
20.00	45.00	52.00	1.065	1.069	0.379
20.00	52.50	59.50	1.046	1.051	0.490
20.00	60.00	67.00	1.036	1.042	0.520
30.00	30.00	37.00	1.312	1.313	0.092
30.00	37.50	44.50	1.223	1.229	0.473
30.00	45.00	52.00	1.168	1.175	0.661
30.00	52.50	59.50	1.128	1.138	0.900
30.00	60.00	67.00	1.098	1.111	1.167
40.00	30.00	37.00	1.490	1.502	0.786
40.00	37.50	44.50	1.364	1.381	1.239
40.00	45.00	52.00	1.282	1.303	1.686
40.00	52.50	59.50	1.235	1.257	1.712
40.00	60.00	67.00	1.205	1.228	1.927
50.00	30.00	37.00	1.692	1.769	4.563
50.00	37.50	44.50	1.524	1.588	4.199
50.00	45.00	52.00	1.430	1.486	3.931
50.00	52.50	59.50	1.376	1.427	3.692
50.00	60.00	67.00	1.344	1.393	3.604

Caso d₁



Caso d₂



Escala en m

Fig. 5.1 Presas de tierra, regiones de flujo discretizadas por una malla y líneas equipotenciales.

6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1 Método de análisis

Con base en los programas de cómputo elaborados ad hoc para este trabajo de investigación, se analizaron diferentes casos de estabilidad en taludes en presas de tierra de sección homogénea, utilizando en todos ellos el método de Bishop simplificado, cuyos resultados se presentan en los Capítulos 4 y 5.

Según la bibliografía consultada y analizada al respecto, teóricamente el utilizar cualquiera de los dos métodos de análisis ya sea, el que considera a las fuerzas periféricas más peso total, o el que toma en cuenta a las fuerzas de filtración más peso sumergido, ambos conllevan al equilibrio de un elemento de suelo, ya que las fuerzas periféricas del agua son iguales al empuje de Arquímedes más las fuerzas de filtración. Esto se demostró para los casos de taludes infinitos de arena estudiados en el Capítulo 3 (*ver expresiones 3.12 y 3.15*), cuyos modelos matemáticos deducidos resultan exactamente iguales.

Sin embargo en los taludes finitos con una superficie circular propuesta de falla y constituidos por un material cohesivo friccionante, no se pudo encontrar la igualdad con dichos métodos de análisis, obteniéndose modelos matemáticos que difieren en algunos términos algebraicos (*expresiones 3.27 y 3.32*).

No obstante, aunque dichos modelos, que representan los factores de seguridad no son iguales, los valores numéricos obtenidos mostraron que la diferencia entre utilizar el primer método mediante el Programa DAMSTAPP y el segundo método mediante el Programa DAMSTAFF, es mínima, según lo indicado por las diferencias porcentuales obtenidas al comparar los factores de seguridad calculados con cada método, respectivamente.

Las razones por las cuales se pudo comprobar la igualdad de los métodos de análisis en el caso de taludes infinitos, mientras que no fue así en el caso de taludes finitos, son las hipótesis en las que se basan ambos casos; es decir, en los taludes infinitos es suficiente revisar el equilibrio de un solo elemento representativo de todo el talud, mientras que en los taludes finitos se requiere el equilibrio de las “*n*” dovelas en que se discretizó a la masa de suelo en potencia de falla.

Cabe resaltar que la diferencia principal de los casos estudiados fue la geometría del terraplén, así como las propiedades de resistencia de los materiales y los coeficientes sísmicos, para todos los casos.

En otro orden de ideas, se observó que en la mayoría de los casos analizados en el Capítulo 4, los factores de seguridad calculados con el programa que utiliza fuerzas periféricas, resultaron mayores que los obtenidos con el programa que utiliza a las fuerzas de filtración y viceversa, aunque esto último en muy contados casos. También se presentaron algunos casos en que ambos factores fueron iguales.

6.2 Influencia de las condiciones de flujo

Las diferencias mostradas en los factores de seguridad obtenidos con los dos programas desarrollados, se deban a los campos de flujo analizados; es decir, aunque la red de flujo no varía en ninguno de los casos aquí estudiados, ya que se supuso siempre un flujo establecido, las regiones o campos de flujo varían al cambiar los círculos de falla propuestos para el análisis; en otras palabras significa que, en ocasiones el campo de flujo es más grande o más pequeño dependiendo del centro del círculo de falla.

Por otra parte, de los cuadros de resultados incluidos en el capítulo 4 antes referido, se observó que conforme el campo de flujo se aleja del talud aguas abajo, o mejor dicho, conforme la red de flujo se reduce por la colocación de filtros horizontales, el factor de seguridad aumenta. Dichos resultados fueron de esperarse, puesto que es sabido que la presencia de flujo de agua a través de un talud suele reducir generalmente la estabilidad del mismo, por lo tanto al disminuir el campo de flujo dentro del talud la estabilidad aumenta.

La disminución del campo de flujo provocó un menor volumen de material saturado, lo que repercutió en el peso de cada una de las dovelas e influyó a su vez, directamente en las fuerzas actuantes y finalmente se reflejó en la sumatoria de momentos.

De lo anterior se deduce también, que las fuerzas o momentos actuantes son inversamente proporcionales al factor de seguridad; mientras que las fuerzas o momentos resistentes son directamente proporcionales al mismo.

Conviene señalar además que, los factores de seguridad en esos mismos cuadros de resultados aumentaron conforme aumenta la relación de talud; esto se pudo observar si se comparan los factores de seguridad obtenidos con ambos programas en los casos con talud 2:1 y 3:1. Véanse los factores de seguridad para los casos a_1 y b_1 .

Otro resultado es que, al analizar por ambos programas el mismo círculo de falla, guardando la misma posición de su centro, el campo de flujo es idéntico; sin embargo, esto no significa que las fuerzas periféricas en el Programa DAMSTAPP causen los mismos efectos que las fuerzas de filtración el programa DAMSTAFF, debido a que por un lado, las fuerzas periféricas convertidas a presiones de poro o presiones periféricas, son invariables en la sumatoria de momentos al calcular el factor de seguridad; es decir, la presión de poro " u " siempre es un término negativo dentro de la ecuación que representa al factor de seguridad (véase expresión 3.27 del Capítulo 3).

Por el otro, las fuerzas de filtración provocan una variación en la sumatoria de momentos, puesto que la resultante de la fuerza que actúa en cada una de las dovelas puede cambiar de dirección, dependiendo de la zona donde se encuentran estas dentro del campo de flujo, limitado éste por el círculo de falla y el terraplén; o bien, por el círculo de falla, el terraplén y el terreno de cimentación.

Esto último se observó en los cuadros de resultados presentados en el Capítulo 5, al ser comparados los factores de seguridad obtenidos con el Programa DAMSTAPP y con el Programa DAMSTAFF, resultando para esos casos, mayores los calculados con el segundo programa.

En este mismo capítulo, se observó además, la conveniencia de utilizar el delantal impermeable para aumentar el factor de seguridad hasta en un 6.208 % y 6.897 % con la aplicación respectiva de cada una de los programas antes mencionados.

Es muy importante mencionar que en esta investigación solamente se tomó en cuenta en los diferentes casos estudiados la condición de flujo establecido o estacionario. Es de comprenderse que esta condición no es constante, debido a la variación del tirante de agua que a su vez depende de la época del año y de condiciones climatológicas, además de probables situaciones de llenado o vaciado rápido.

El haber considerado únicamente el flujo establecido en los ejemplos aquí estudiados permitió representar la condición más desfavorable de análisis, dado que el material se encontró totalmente saturado, reflejándose esto en la presencia de mayores fuerzas actuantes, incidiendo directamente en el peso de las dovelas en las que se dividió al círculo de falla en análisis.

6.3 Influencia de las condiciones sísmicas

El efecto provocado por la presencia de fuerzas sísmicas induce a la inestabilidad de las estructuras estudiadas. Obsérvese que en todos los casos estudiados al aumentar el valor de los coeficientes sísmicos k_h y k_v , disminuye el factor de seguridad.

Otra razón por la cual no se pudo comprobar la igualdad de los métodos de análisis ya mencionados, en el caso de taludes finitos, fue que en el análisis que considera a las fuerzas de filtración y el peso sumergido, las fuerzas sísmicas se calcularon con el peso total del material; lo anterior se debió a que el tiempo de duración de un sismo, no es suficiente con el tiempo necesario para drenar el material que constituye a la masa de suelo en potencia de falla. Se observa que en este método de análisis es necesario considerar al peso volumétrico sumergido y al peso volumétrico seco (ver expresión 3.32).

6.4 Observaciones y comentarios

Como una inquietud y con el propósito de profundizar en la investigación de este trabajo, en los capítulos 4 y 5 se calcularon las diferencias porcentuales “ $\Delta\%$ ” en todos los diferentes casos, con el objeto de poder decidir cual de los programas era más conveniente a utilizar en el cálculo de la estabilidad de taludes.

Al respecto, se observaron diferencias porcentuales considerables, desde -2.931% hasta en un 19% como es en el caso a_1 , donde los coeficientes sísmicos valen cero, la cohesión 5 kN/m^2 .

$\phi=30^\circ$ y los factores de seguridad correspondientes a los programas DAMSTAPP y DAMSTAFF: 0.833 y 0.700, respectivamente.

Lo anterior aparentemente no representa problema alguno, ya que ambos factores mostrados son menores a la unidad, y aunque su diferencia porcentual sea considerable las estructuras analizadas son inestables. En este mismo orden de ideas podría presentarse el caso crítico; es decir, cuando un método arroje un factor de seguridad un poco mayor a la unidad, y el otro método un valor un poco menor a la misma; lo que significaría que en un caso la estructura sería estable y en el otro la misma sería inestable, y la diferencia porcentual entre ambos factores de seguridad sea mínima. Aunque en los resultados expuestos en capítulos anteriores no se presenta ningún caso como el citado en renglones anteriores, existen casos muy próximos a éste, incluidos en los cuadros de resultados.

No obstante lo anterior y la inquietud antes señalada, se concluye en este estudio que dichos valores no tienen significado alguno; en otras palabras, la diferencia porcentual, no es factor de peso para decidir cual método utilizar para la revisión y diseño de una presa de tierra.

Probablemente, si se incrementa considerablemente el número de análisis de diferentes casos bajo condiciones distintas (geometría, tipo de materiales, red de flujo, fuerzas sísmicas, etc.) y se profundiza en la investigación, se pudiera obtener algún indicador que permitiera lograr una posible correlación de valores y de esta forma poder elegir claramente cuando emplear uno u otro método de análisis.

Sin embargo, las cartas de diseño presentadas en este trabajo fueron construidas con base en los resultados obtenidos con el programa que utiliza a las fuerzas de filtración; esto debido a que los factores de seguridad calculados con éste fueron los más críticos.

7. CONCLUSIONES

Se enlistan a continuación las conclusiones más relevantes del presente trabajo de investigación:

1. Se demostró en el caso de taludes infinitos de arena, que trabajar con las fuerzas periféricas más peso total o con las fuerzas de filtración más peso sumergido, resulta el mismo factor de seguridad.
2. En el caso de taludes finitos no resultó posible demostrar que trabajar con las fuerzas periféricas más el peso total sea igual que trabajar con las fuerzas de filtración más el peso sumergido.
3. Resultan menores los factores de seguridad con el uso del programa que considera en su análisis a las fuerzas de filtración (DAMSTAFF), que los obtenidos con el programa que considera a en su análisis a la presión de poro (DAMSTAPP).

4. Las condiciones de flujo en el interior del talud, influyen de manera notoria en la estabilidad del mismo.
5. Resulta más estable la estructura del terraplén sí la relación del talud "k:1" aumenta.
6. Resulta conveniente utilizar el delantal impermeable para disminuir el gradiente hidráulico, reflejándose en el aumento correspondiente de factor de seguridad.
7. La diferencia porcentual entre los resultados que arroja un programa y otro, calculada en todos los casos estudiados en este trabajo, no es factor de peso para decidir cual método utilizar en la revisión y diseño de una presa de tierra.
8. Las cartas de diseño presentadas en este trabajo de investigación se elaboraron con los factores de seguridad menores, que en este caso fueron los obtenidos con el programa que utiliza a las fuerzas de filtración y el peso sumergido.