



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

283  
89

**EL SUELO REFORZADO Y LOS METODOS CLASICOS  
DE RETENCION DE TIERRAS**

**T E S I S**  
Que para Obtener el Título de:  
**INGENIERO CIVIL**  
**P R E S E N T A N :**  
**JUAN MIGUEL GONZALEZ ECHANDI**  
**ERNESTO LOZANO OLEA**





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.

# INDICE

	Página
CAPITULO 1	
INTRODUCCION	1
CAPITULO 2	
GENERALIDADES SOBRE EL FENOMENO DE ESTABILIDAD DE TALUDES	3
2.1 Antecedentes sobre los métodos para análisis de la estabilidad de taludes.	3
2.2 Tipos y causas de falla más comunes en taludes.	5
2.3 Parámetros de resistencia del suelo al esfuerzo cortante.	9
2.4 Métodos para análisis de estabilidad.	13
2.5 Métodos para mejorar la estabilidad de taludes.	19
CAPITULO 3	
SOLUCIONES CLASICAS PARA LA RETENCION DE TIERRAS	23
3.1 Aspectos generales.	23
3.2 Análisis en condiciones estáticas.	27
3.3 Análisis de efectos dinámicos.	42
CAPITULO 4	
SOLUCION MEDIANTE EL EMPLEO DE SUELO REFORZADO	46
4.1 Antecedentes.	46
4.2 Comportamiento del suelo reforzado.	47
4.3 Análisis en condiciones estáticas.	50
4.4 Análisis de efectos dinámicos.	57
4.5 Procedimiento constructivo.	61
CAPITULO 5	

<i>ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE MUROS DE CONCRETO Y SUELO REFOR-</i>	
<i>ZADOS</i>	<i>64</i>
<i>5.1 Planteamiento.</i>	<i>64</i>
<i>5.2 Solución con muros de concreto reforzado.</i>	<i>64</i>
<i>5.3 Solución con suelo reforzado.</i>	<i>80</i>
<i>5.4 Análisis comparativo.</i>	<i>85</i>
<i>CAPITULO 6</i>	
<i>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</i>	<i>92</i>
<i>APENDICE A</i>	
<i>RELACIONES DE ESFUERZOS EN EL SUELO</i>	<i>94</i>
<i>APENDICE B</i>	
<i>PROGRAMAS PARA CALCULADORA</i>	<i>97</i>
<i>Tablas</i>	<i>131</i>
<i>Figuras</i>	<i>137</i>
<i>Referencias</i>	<i>179</i>

## INTRODUCCION

La estabilidad de taludes es un problema que se presenta frecuentemente en obras de ingeniería, y buscando la mejor forma de resolverlo se han desarrollado numerosas teorías basadas en hipótesis que se alejan más o menos de la realidad.

Existen varios métodos para la solución de estos problemas, desde el mejoramiento de los taludes, cuando es posible, hasta la ejecución de costosas obras de retención de tierras. Para cada problema específico existe una solución que es la óptima, esta se determina sometiendo los diferentes métodos a un análisis comparativo desde el punto de vista ingenieril.

En el presente trabajo se lleva a cabo un estudio comparativo entre los métodos clásicos de retención de tierras que se describen en el capítulo 3 y uno de relativamente reciente aparición: el método del Suelo Reforzado.

En 1964 el ingeniero francés Henri Vidal patentó con el nombre de "Reinforced Earth" un novedoso sistema constructivo basado en una teoría propia con el cual se logra la estabilidad de un talud prescindiendo de cualquier método para mejorarlo o de alguna obra de retención de tierras, ya que consiste en colocar en el material de relleno barras de acero de refuerzo, lo que le proporciona al suelo una gran capacidad para resistir esfuerzos. Este sistema constructivo y su teoría se exponen en detalle en el capítulo 4.

A lo largo del presente trabajo se podrá apreciar lo siguiente:

En el capítulo 2 se exponen los aspectos fundamentales sobre la estabilidad de taludes, antecedentes y métodos para análisis. El capítulo 3 como se mencionó anteriormente, versa sobre los métodos clásicos de retención de tierras, incluyendo el análisis para diferentes solicitaciones. - El capítulo 4 se dedica a exponer detalladamente la teoría del Suelo Reforzado, incluyendo descripciones y recomendaciones prácticas para su construcción, y el capítulo 5, como parte medular de este trabajo, a comparar rigurosamente, desde el punto de vista ingenieril los sistemas tradicionales de retención de tierras y el sistema de Suelo Reforzado. Finalmente, en el capítulo 6 se dan las conclusiones y recomendaciones inherentes a la problemática tratada en este trabajo.

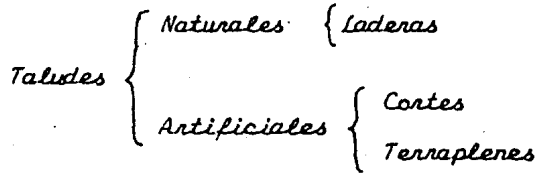
Es de notarse la importancia que reviste este trabajo, ya que además de proporcionar información sobre un ingenioso método como lo es el Suelo Reforzado, apoya uno de los propósitos de la Ingeniería, experimentando, introduciendo, comparando e innovando métodos que conduzcan a la solución óptima para los múltiples problemas que se presentan en la vida cotidiana.

## CAPITULO 2

### GENERALIDADES SOBRE EL FENOMENO DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

#### 2.1 Antecedentes sobre los métodos para análisis de la estabilidad de taludes.

Se comprende bajo el nombre genérico de TALUD cualquier superficie inclinada con respecto a la horizontal que tenga que adoptar permanentemente una estructura de tierra, ya sea en forma natural o como consecuencia de la intervención de la mano del hombre en una obra de ingeniería. Desde este punto de vista, los taludes se pueden clasificar de la siguiente manera (ref. 3):



La construcción de estas estructuras es probablemente tan antigua como el hombre mismo; sin embargo, desde casi siempre han constituido un problema al margen de toda investigación científica. Hasta hace relativamente poco tiempo, los taludes se manejaron con normas puramente empíricas, sin ningún criterio que generalizara las experiencias adquiridas. El acelerado desarrollo que han tenido las actuales vías de comunicación, tales como caminos, canales y ferrocarriles, además del auge que ha tenido la construcción de presas de tierra y de obras de -

protección contra la acción de ríos han colocado al diseño y construcción de taludes en un plano de primer orden desde el punto de vista ingenieril. Los taludes constituyen actualmente una de las estructuras que requieren mayor cuidado al proyectarse, ya que, generalmente, representan inversiones económicas muy cuantiosas, además de que de su falla podrían desprenderse consecuencias graves.

La expansión del canal y del ferrocarril primero y de la carretera después indujo los primeros intentos para un estudio racional en este campo; pero fue hasta el advenimiento de la actual Mecánica de Suelos (ref. 1) cuando fue posible aplicar al diseño de taludes normas y criterios que tomasen en cuenta sistemáticamente las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constitutivos.

A pesar del desarrollo que ha tenido la Mecánica de Suelos, la determinación del estado de esfuerzos en los diferentes puntos del talud es un problema al que en la actualidad no se le ha encontrado una solución general, ni aún para casos idealizados, como suponer el material plástico o elástico, de tal manera que no son aplicables los procedimientos usuales de estabilidad de estructuras, por lo que se tiene que recurrir a métodos especiales (ref. 4). Estos métodos consisten en imaginar un mecanismo de falla para el talud y aplicarle los criterios de resistencia del material y determinar si con tal resistencia existe la posibilidad de que el mecanismo de falla supuesto llegue a presentarse.

En este campo ha habido diversos investigadores cuya labor ha sido muy meritoria (ref. 3). En 1845, Collin habló por primera vez de superficies de deslizamiento curvas y los mecanismos de falla que imaginó son semejantes a los que actualmente se consideran en algunos métodos -



de diseño. Sin embargo sus ideas no tuvieron éxito debido a opiniones anteriores, en especial de C.A. Coulomb, quien suponía una falla plana de taludes. En 1916, resurgieron en Suecia las ideas de superficies no planas de deslizamiento, apoyadas por Petterson e impulsadas por W. Fellenius en 1927. En la actualidad, los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes que emplean la hipótesis de falla circular, reciben el nombre genérico de "Método Sueco". En 1935, Rendulic propuso la espiral logarítmica como traza de una superficie de deslizamiento más real, pero en 1937 Taylor comprobó que con esta curva se obtienen resultados muy similares a los que proporciona la circunferencia, por lo que no se justifica su uso práctico, ya que el análisis se complica considerablemente. En la Fig. 2.1 se presenta la nomenclatura usual en taludes simples.

## 2.2 Tipos y causas de falla más comunes en taludes.

Toda masa de suelo situada debajo de la superficie de un talud, tiene tendencia a desplazarse hacia abajo y hacia afuera por el efecto de su propio peso. Cuando esta tendencia es contrarrestada por la resistencia al corte del suelo, el talud es estable; en caso contrario, se produce la falla. Los tipos de falla más frecuentes en taludes son los que se mencionan a continuación (ref. 1,3).

### 2.2.1 Falla por deslizamiento superficial.

Como se mencionó anteriormente, cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas de suelo cerca

nas a su frontera deslicen hacia abajo y hacia afuera; este fenómeno se intensifica cerca de la superficie inclinada del talud debido a la falta de presión normal confinante. A causa de esto, la zona mencionada — puede quedar sometida a un flujo viscoso hacia abajo que, generalmente, se desarrolla con extrema lentitud. El desequilibrio puede producirse — por un incremento en las cargas actuantes en la corona del talud, por una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo o por — razones de conformación geológica a gran escala.

Este fenómeno se presenta frecuentemente en laderas naturales y en este caso, abarca generalmente áreas tan importantes que cualquier — solución para estabilizar una estructura alojada en esa zona resulta incosteable.

Recientes investigaciones (ref. 2) sobre comportamiento triaxial de suelos arcillosos en pruebas drenadas demuestran que su resistencia es función del tiempo que dura la prueba; la curva esfuerzo-deformación depende también del tiempo que actúe sobre la muestra cada incremento — de carga. Este fenómeno influye en el deslizamiento superficial, ya que los esfuerzos cortantes en la superficie del talud pueden actuar duran — te mucho tiempo sobre los materiales arcillosos.

### 2.2.2. Deslizamiento en laderas sobre superficies de falla preexistentes.

Cuando en las laderas naturales se encuentra en movimiento hacia abajo una capa importante de material, ya no se trata de un mecanismo — superficial como el descrito en 2.2.1, sino de otro debido a un proceso de deformación bajo esfuerzo cortante en partes más profundas, que lle — ga frecuentemente a producir una superficie de falla.

Estos movimientos generalmente son tan lentos que no se advierten sino hasta que se ha de actuar en alguna obra situada en la zona. Si los movimientos se aceleran puede llegar a producirse un deslizamiento de tierras. Investigaciones recientes indican que la mayor parte de este tipo de movimientos están asociados a ciertas estratigrafías favorables a ellos, a la vez que a flujos de agua dentro de la ladera.

Este tipo de falla se presenta en materiales cohesivos, en los que las fuerzas gravitacionales, actuando por largo tiempo, producen grandes deformaciones que llegan a generar la superficie de falla. Una vez generada la superficie de falla, la resistencia disponible a lo largo de ella será sólo la resistencia residual de los materiales en contacto.

### 2.2.3 Falla por licuación.

Este tipo de falla se presenta cuando en la zona de deslizamiento el suelo pasa súbitamente de una condición más o menos firme a la que corresponde a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante; puede ocurrir tanto en arcillas extrasensitivas como en arenas poco compactas.

Cuando se tiene la condición correspondiente a una suspensión, el suelo fluye; esta condición llega a presentarse cuando un suelo del tipo de los que se mencionan arriba se ve sometido a acciones dinámicas. Un claro ejemplo de estas acciones lo constituyen las vibraciones del suelo producidas por ondas sísmicas.

### 2.2.4 Falla por movimiento del cuerpo del talud.

En los taludes pueden ocurrir movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente dentro del cuerpo del talud. Este fenómeno recibe el nombre de deslizamiento de tierras. Dentro de los deslizamientos, existen dos tipos bien diferenciados. En primer lugar, se tiene el caso en el que se presenta una superficie de falla curva bien definida a lo largo de la cual ocurre el deslizamiento; esta superficie forma una traza con un plano perpendicular que se asemeja a una circunferencia, y esta es la curva que se adopta por facilidad. Estas son las llamadas fallas por rotación. En segundo lugar, se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, similares a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos débiles suelen ser horizontales o con muy pequeña inclinación con respecto a la horizontal. A este tipo de falla se le llama comúnmente falla por traslación.

Las fallas por rotación pueden presentarse pasando por el pie del talud sin afectar al terreno de cimentación; estas son las fallas por el pie del talud. Pueden pasar también adelante del pie afectando al terreno de cimentación y entonces se tiene la llamada falla de base. Además pueden presentarse las fallas locales, que ocurren en el cuerpo del talud pero afectando zonas relativamente superficiales. En la Fig. 2.2 se muestran estos tipos de falla.

#### 2.2.5 Fallas por erosión.

Estas fallas son también del tipo superficial, provocadas por arrastres de agua o viento en los taludes. El fenómeno va siendo más notorio a medida que aumenta el ángulo del talud. Una manifestación tpi-

ca del fenómeno es la aparición de irregularidades en el talud, el cual era originalmente uniforme. Desde el punto de vista técnico esta falla suele ser imposible de cuantificar detalladamente, pero existen ciertas normas empíricas que la atenúan notablemente si se aplican con el debido cuidado.

### 2.2.6 Falla por falta de capacidad de carga del terreno de cimentación.

Cuando el suelo sobre el cual está apoyado un talud (terreno de cimentación) carece de la capacidad de carga suficiente para soportar el peso del mismo, se presenta la falla. La capacidad de carga de un suelo se refiere a su resistencia al esfuerzo cortante, ya que es por este tipo de esfuerzo por el que el suelo falla.

Al analizar la estabilidad de un talud es necesario considerar un factor de seguridad adecuado para la capacidad de carga del terreno de cimentación, asunto que se discute adelante.

### 2.3 Parámetros de resistencia del suelo al esfuerzo cortante.

Los parámetros que determinan la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo son la cohesión,  $c$ , y el ángulo de fricción interna,  $\phi$ . Hay suelos en los que el ángulo de fricción interna es nulo y entonces el único parámetro que define su resistencia al corte es la cohesión, es tos suelos se denominan "cohesivos". Por el contrario, los suelos en los que la cohesión es nula, tienen como único parámetro el ángulo de fricción interna y son los llamados suelos "friccionantes". En algunos suelos la resistencia al esfuerzo cortante está en función de ambos pa-

metros, estos son los suelos "cohesivo-friccionantes".

A continuación se indican las pruebas que deben hacerse a los suelos (ref. 3,4) para la determinación de estos parámetros de acuerdo con las condiciones que se tengan en campo.

### 2.3.1 Terraplenes sobre arcillas blandas saturadas.

Supóngase un terraplén construido sobre una arcilla blanda saturada y que la construcción se verifica en forma rápida, es decir, en un tiempo durante el cual no ocurre consolidación primaria apreciable del terreno de cimentación. Ver Fig. 2.3.

En la parte a) aparece el terraplén con una superficie potencial de deslizamiento supuesta; en la b) se muestra la variación de la altura del terraplén,  $H$ , y del esfuerzo cortante medio,  $\tau$ , en la superficie de falla, con el tiempo; en la c) se indica la variación de la presión de poro,  $u$ , en un punto  $P$  de la superficie de deslizamiento supuesta; - por último, en la parte d) se presenta, en forma cualitativa, cómo varía el factor de seguridad,  $F.S.$ , del terraplén contra el deslizamiento, definido como la relación entre la resistencia media del suelo y el esfuerzo cortante medio actuante.

Las condiciones de seguridad contra el deslizamiento son más desfavorables durante el periodo de construcción, ya que durante él aumenta el esfuerzo cortante medio actuante a medida que el terraplén crece, mientras que la resistencia potencial media a lo largo de la superficie de falla se mantiene constante por la consideración de que en el lapso considerado no hubo consolidación apreciable, ya que esta sobreviene a partir del fin de la construcción, aumentando la resistencia.

De lo anterior se desprende que durante el periodo de construcción la resistencia que debe considerarse, es la que corresponde a una prueba rápida (no consolidada no drenada), hecha sobre muestras inalteradas representativas. Si se deseara conocer las condiciones finales del terraplén, debería considerarse el aumento de resistencia al corte por consolidación, y entonces los parámetros a considerarse serían los correspondientes a una prueba lenta (consolidada drenada).

### 2.3.2 Terraplenes de arcilla parcialmente saturada sobre suelos resistentes.

Estos terraplenes revisten gran importancia desde el punto de vista ingenieril, ya que su uso es muy común en obras de ingeniería. Se construyen compactando la arcilla con un cierto contenido de agua, el cual generalmente variará con el paso del tiempo. En los terraplenes de las vías terrestres lo usual es llegar a una humedad de equilibrio, por abajo de la saturación, compatible con las condiciones ambientales y en torno a la cual puede haber variaciones estacionales. Por el contrario, en los bordos de protección de ríos, presas y otras obras hidráulicas, los cambios de humedad posteriores a la construcción pueden incluir la condición de saturación.

En estructuras como las antes mencionadas, es necesario conocer las condiciones de estabilidad al fin de la construcción. Para este análisis se supone que la construcción fue tan rápida que la humedad de compactación de la arcilla no ha sufrido variaciones durante ella. En estos casos, la resistencia de la arcilla se puede estimar en el laboratorio compactando una muestra de tal manera que se reproduzcan lo mejor

posible las condiciones de campo, utilizando la misma humedad de compactación; la resistencia se obtiene efectuando una prueba triaxial rápida aplicando una presión de cámara similar a la horizontal estimada que sufra el suelo en la obra. De aquí que los parámetros a considerar son los correspondientes a una prueba rápida.

### 2.3.3 Excavaciones o cortes en arcillas blandas saturadas.

La condición crítica, en estos casos, se presenta a largo plazo (ver Fig. 2.4), cuando las presiones de poro se han adaptado ya sea a una condición estática o a una de flujo establecido. El análisis de esta estabilidad debe hacerse empleando los parámetros de resistencia de una prueba lenta.

### 2.3.4 Taludes en arenas.

En el caso de un talud construido con suelo puramente friccionante y homogéneo con su terreno de cimentación, la estabilidad depende de la fricción que se desarrolla entre las partículas que lo constituyen, así que para garantizar la estabilidad, basta que el ángulo del talud,  $\alpha$ , sea menor que el ángulo de fricción interna del suelo,  $\phi$ . En este caso el factor de seguridad está dado por la relación entre el ángulo de fricción interna y el ángulo del talud, esto es:

$$F.S. = \frac{\phi}{\alpha}$$

Experimentalmente se ha demostrado que con un factor de seguridad



dad del orden de 1.15 se garantiza la estabilidad del talud.

Existen otras pruebas para los suelos mediante las cuales se obtiene en forma directa la resistencia al esfuerzo cortante, pero que sirven únicamente para una estimación preliminar de ella, ya que no reproducen ni en forma aproximada las condiciones de campo ni permiten conocer la curva esfuerzo-deformación del material. Dichas pruebas son la de corte directo y la de compresión simple, en esta última se considera la resistencia al esfuerzo cortante aproximadamente igual a la mitad de la resistencia a la compresión (ref. 2).

En la tabla 2.1 se hace un resumen de las pruebas adecuadas para la obtención de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo en función de las condiciones que se tengan en campo.

#### 2.4 Métodos para análisis de estabilidad.

Desde el comienzo de la Mecánica de Suelos se han desarrollado diferentes métodos para análisis de estabilidad de taludes basados en sus respectivas teorías. Se describen a continuación algunos métodos que debido a su sencillez y a su fácil aplicación práctica tienen un uso muy generalizado en la actualidad.

##### 2.4.1 El Método Sueco.

Como se mencionó al principio de este capítulo, se comprenden bajo el nombre genérico de Método Sueco a aquellos procedimientos de análisis de estabilidad respecto a falla por rotación en los que se considera que la superficie de falla es un cilindro cuya traza con un plano

perpendicular es un arco de circunferencia.

#### 2.4.1.1 Suelos puramente cohesivos.

En un talud homogéneo con su terreno de cimentación, con suelo puramente cohesivo ( $c \neq 0$ ,  $\phi = 0$ ), la ley de resistencia al esfuerzo cortante es (ref. 5):

$$s = c \quad (2-1)$$

donde  $s$  es la resistencia al esfuerzo cortante y  $c$  es el parámetro de resistencia llamado cohesión. Se describe la aplicación del método según un procedimiento debido al Dr. A. Casagrande (ref. 3). La descripción del procedimiento se refiere a la Fig. 2.5.

Considérese un arco de circunferencia con centro en  $O$  y de radio  $R$  como la traza con un plano perpendicular de una superficie de falla supuesta, de longitud  $L$ . Se considera un espesor unitario del talud y que la masa que se movilizaría sería la que aparece rayada en la figura. Tomando momentos con respecto a un eje normal que pasa por el punto  $O$ , el momento producido por la masa de suelo (peso del área  $ABCD$  y espesor unitario) es:

$$M_m = W d \quad (2-2)$$

donde  $M_m$  es el momento motor,  $W$  es el peso de la masa de suelo y  $d$  es la distancia entre el eje con respecto al cual se toman momentos y el centro de gravedad de la figura.

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de suelo son los efectos de la cohesión a lo largo de la superficie de deslizamiento supuesta. El momento que estas fuerzas producen es:

$$M_R = c L R \quad (2-3)$$

que es el momento resistente.

En el instante de falla incipiente,

$$M_m = M_R$$

de tal manera que, en general,

$$\Sigma W d = c L R \quad (2-4)$$

donde  $\Sigma W d$  indica la suma algebraica de los momentos, con respecto al eje antes mencionado, de todas las fuerzas actuantes (pesos y sobrecargas, si las hay).

El factor de seguridad se define como la relación entre el momento resistente y el momento motor, esto es:

$$F.S. = \frac{M_R}{M_m} = \frac{c L R}{\Sigma W d} \quad (2-5)$$

Obviamente no se garantiza que la superficie de falla supuesta represente las condiciones más críticas del talud en estudio (círculo crítico). Es posible que el factor de seguridad disminuya al tener otra superficie de falla; esto hace que el procedimiento descrito se con

vuelta en un método de tanteos, suponiendo otras superficies de falla - con diferentes centros y radios, calculando para cada una su factor de seguridad y ver que el mínimo no sea menor que 1,5, que es un valor razonable proporcionado por la experiencia (ref. 3). Esto es, para afirmar que un talud es estable, se debe cumplir que

$$F.S. \geq 1.5 \quad (2-6)$$

#### 2.4.1.2. Suelos cohesivo-friccionantes.

La ley que determina la resistencia al esfuerzo cortante en suelos con cohesión y fricción ( $c \neq 0$ ,  $\phi \neq 0$ ) es la siguiente (ref. 2):

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (2-7)$$

El procedimiento más usual por ser el más rápido para la aplicación del Método Sueco a este tipo de suelo es el llamado método de las dovelas, debido a Fellenius (ref. 3). En primer lugar se propone un círculo de falla, y la masa de suelo que desliza se divide en dovelas, como se indica en la parte a) de la Fig. 2.6. El número de dovelas es cuestión de elección dependiendo del criterio del proyectista, aunque a mayor número de ellas los resultados del análisis se hacen más confiables.

Con el diagrama de cuerpo libre de una dovela se puede analizar su equilibrio, como se muestra en la parte b) de la Fig. 2.6. En este caso también se considera un espesor unitario del talud.  $W_i$  es el peso de la dovela;  $N_i$  y  $T_i$  son las reacciones normal y tangencial respectiva

mente del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento  $\Delta L_i$ , las dovelas contiguas a la  $i$ -ésima en estudio, ejercen ciertas acciones sobre esta, representadas en este caso por las fuerzas normales  $P_1$  y  $P_2$  y las tangenciales  $T_1$  y  $T_2$ . Para la aplicación del procedimiento de Fellenius se consideran las siguientes hipótesis: las fuerzas  $P_1$  y  $P_2$  son iguales; colineales y contrarias; las fuerzas  $T_1$  y  $T_2$  son iguales y el momento que producen es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela es independiente de las demás y que las fuerzas  $N_i$  y  $T_i$  equilibran a  $W_i$ .

La presión normal  $\sigma_i$  actuante en el arco de circunferencia  $\Delta L_i$  es la relación  $N_i/L_i$ ; con este valor y los parámetros de resistencia del suelo ( $c$  y  $\phi$ ) se obtiene la resistencia al esfuerzo cortante  $s_i$ , - que se considera constante en todo el arco  $\Delta L_i$ .

El momento motor debido al peso de las dovelas está dado por la expresión

$$M_m = R \sum |T_i| \quad (2-8)$$

ya que las fuerzas normales no producen momento por ser la superficie de falla un arco de circunferencia, lo que implica que dichas fuerzas pasan por  $O$ . Si en la corona del talud existiesen sobrecargas, su momento deberá calcularse y añadirse al obtenido con la expresión anterior.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante  $s_i$  que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y su valor es:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i \quad (2-9)$$

El factor de seguridad queda definido por la relación entre el momento resistente y el momento motor

$$F.S. = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\sum s_i \Delta L_i}{\sum |T_i|} \quad (2-10)$$

y en este caso también se considera que con un factor de seguridad de 1.5 el talud es estable.

#### 2.4.1.3 Suelos estratificados.

En este caso el análisis de estabilidad puede hacerse mediante una superposición de los casos anteriores. La forma en que se idealiza este tipo de talud se ilustra en la Fig. 2.7.

El momento motor se obtiene de igual manera que en los casos anteriores, pero el momento resistente se debe calcular considerando los parámetros de resistencia para cada tipo de suelo. Al elegir las dovellas debe procurarse que la base de ninguna de ellas caiga entre dos estratos, esto simplifica los cálculos.

También en este caso el factor de seguridad se define como la relación entre el momento resistente y el momento motor y se considera 1.5 su valor mínimo para considerar estable el talud.

#### 2.4.2 Fallas por traslación.

Este tipo de falla se presenta cuando dentro del terreno de cimentación y a poca profundidad existe un estrato paralelo o casi paralelo a la superficie del terreno, cuya resistencia sea muy baja.

En la Fig. 2.8 se muestra una falla de este tipo. Supóngase que la masa de suelo que se moviliza es la ECFB, la fuerza motora que tiene de moverla es la diferencia entre  $E_A$ , empuje activo ejercido sobre la cara FB y  $E_p$ , empuje pasivo generado en la cara EC. La fuerza resistente,  $F_R$ , es la dada por la resistencia que se desarrolle en la superficie CB.

Los valores de los empujes activo ( $E_A$ ) y pasivo ( $E_p$ ) pueden calcularse empleando diferentes teorías, mismas que se exponen en el capítulo 3 de este trabajo.

En este caso el factor de seguridad queda definido por la expresión

$$F.S. = \frac{F_R + E_p}{E_A} \quad (2-11)$$

## 2.5 Métodos para mejorar la estabilidad de taludes.

A continuación se indican algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes cuyo valor práctico ha sido comprobado.

### 2.5.1 Tendido de taludes.

Esta solución, que consiste en disminuir la pendiente del talud, parece ser, a primera vista, la más obvia y sencilla en la práctica, - sin embargo muchas veces es irrealizable prácticamente.

Si el talud está constituido por suelo puramente friccionante, - esta es la solución óptima, ya que, como se vio anteriormente, la estabilidad de este tipo de suelos es fundamentalmente cuestión de inclinación.

ción del talud; la estabilidad deseada se obtiene tendiendo este en forma adecuada. En suelos cohesivos, la estabilidad del talud depende de su altura y no de la inclinación, por lo que en este caso el tender taludes representa una pequeña o nula ganancia de estabilidad. En suelos con cohesión y fricción, el tender el talud produce un aumento en la estabilidad general.

### 2.5.2 Empleo de bermas.

Las bermas son masas, generalmente del mismo material que el propio talud, que se colocan en el lado exterior del mismo con la finalidad de aumentar su estabilidad. En la Fig. 2.9 se presenta un esquema de estas estructuras.

Son dos los motivos por los que una berma incrementa la estabilidad del talud. Uno, por el peso propio de la parte que queda hacia fuera de la vertical que pasa por el centro del círculo de falla, disminuyendo el momento motor. Otro, que aumenta el momento resistente debido al incremento en la longitud del arco de falla.

### 2.5.3 Empleo de materiales ligeros.

Este método consiste en construir los taludes empleando materiales cuyo peso volumétrico sea bajo, logrando con esto una disminución en el momento motor. El empleo de tezontle, con peso volumétrico de 0.65 a 1.25 ton/m<sup>3</sup>, ha dado buen resultado (ref. 3). También llegan a utilizarse tubos o cajones de concreto reforzado, pero esta solución en carece considerablemente la obra, por lo que es muy limitado su uso prác



tico (ref. 4).

#### 2.5.4 Consolidación previa de suelos compresibles.

Esta solución puede emplearse cuando el terreno de cimentación del talud sea un manto compresible saturado de baja resistencia al esfuerzo constante, y consiste en inducir un proceso de consolidación tan acelerado como sea posible, aumentando de esta manera la resistencia del material. La forma en que se logra dicha consolidación es construyendo la estructura en varias etapas, es decir, se construye una parte de ella y se deja un lapso suficiente para lograr cierta consolidación antes de construir el resto, logrando así aumentar la resistencia del terreno a medida que se construye el talud.

Este método tiene la desventaja de requerir demasiado tiempo para su ejecución, lo que implica un incremento en el costo total de la obra, resultando la mayor parte de las veces incosteable, aunque llega a emplearse, por ejemplo, en la cimentación de tanques petroleros.

#### 2.5.5 Empleo de materiales estabilizadores.

Esta solución consiste en mejorar las características de resistencia del suelo mediante el empleo de sustancias que produzcan una cementación entre las partículas del mismo. Las sustancias más empleadas para estos fines son cementos, asfaltos y sales químicas, sin embargo su uso está muy limitado debido a que es muy costoso.

#### 2.5.6 Empleo de muros de retención.

*Esta solución es de particular importancia, ya que el presente trabajo se refiere a estructuras de retención. Se emplea cuando un tanque es en sí inestable y si se aplica en forma adecuada es correcta, aunque en general, costosa. En el capítulo siguiente se profundizará más en este método, así como en sus diversas modalidades.*

## CAPITULO 3

### SOLUCIONES CLASICAS PARA LA RETENCION DE TIERRAS.

#### 3.1 Aspectos generales.

La determinación de las presiones que la tierra ejerce sobre las estructuras encargadas de contenerla es el tema que se desarrolla en este capítulo.

En general las estructuras de retención se clasifican en dos tipos: rígidas y flexibles. Las primeras se denominan genéricamente muros y las segundas tablestacas. Se le dará especial importancia a las estructuras rígidas por ser estas las de uso más frecuente.

##### 3.1.1 Muros de retención.

Un muro diseñado con el propósito de mantener una diferencia entre los niveles del suelo de los dos lados se llama de retención. La tierra que produce el mayor nivel se llama de relleno y es el elemento generador de presión. En la Fig. 3.1 se muestra la nomenclatura empleada en muros de retención.

Son muchos los factores que deben considerarse en el diseño y construcción de muros de retención. En primer lugar, la cimentación del muro debe estar fuera de la masa de suelo movilizada por la falla hipotética del talud, ya que de lo contrario, en una falla por rotación el muro se movilizaría en conjunto con el suelo. Además, es preciso tomar precauciones en cuanto al drenaje, dotando al muro, en su paramento in-

terno, de filtros de material permeable que canalicen las aguas hacia - las salidas que se proyecten a través del muro. En suelos con contenido apreciable de finos plásticos debe tomarse en cuenta la posibilidad de que el material del talud se sature, incrementando los empujes contra - la estructura debido a la presencia de la presión hidrostática. En la Fig. 3.2 se ilustra el drenaje recomendado para muros de retención (ref. 7).

Dependiendo de la forma característica en que los muros se com- portan para proporcionar estabilidad, se clasifican de la siguiente ma- nera:

- a) Muros de gravedad. Estos muros dependen de su gran peso para contener la masa de suelo (Fig. 3.3.a).
- b) Muros en voladizo. Estos muros se construyen de concreto re- forzado y se consideran empotrados en su base, logrando de es- ta manera estabilizar el suelo además de aprovechar el peso - propio del suelo que actúa en la base del muro para disminuir o anular el momento de volteo (Fig. 3.3.b).
- c) Muros con contrafuertes. Estos muros son similares a los des- critos en el inciso anterior, con la salvedad de que se re- fuerzan con contrafuertes que unen la base y la espalda del - muro. Se utilizan cuando el voladizo es muy grande o cuando - existen presiones considerables (Fig. 3.3.c).
- d) Muros de semigravedad. Son muros intermedios entre los de gra- vedad y los muros en voladizo. Tienen una gran masa de concre- to y la cantidad mínima de acero de refuerzo (Fig. 3.3.d).

En la Fig. 3.4 se presentan algunos de los usos más comunes de -

muros de retención.

En el diseño de estas estructuras intervienen diversas fuerzas, las cuales se ilustran en la Fig. 3.5 y se describen a continuación (ref. 3):

- a) El peso propio del muro ( $W$ ). Fuerza vertical permanente que actúa en el centro de gravedad de la sección del muro considerando una longitud unitaria de este.
- b) La presión del relleno contra la espalda del muro con su correspondiente intensidad y distribución, que da como resultado el empuje activo ( $E$ ).
- c) El componente vertical de las reacciones de la cimentación ( $\Sigma V$ ). El diagrama de presiones en la cimentación suele suponerse trapecial y es debido a las fuerzas verticales actuantes en el muro y a la presencia del momento de volteo originado por las fuerzas horizontales. La resultante de las presiones verticales actúa en el centroide del diagrama.
- d) El componente horizontal de las reacciones de la cimentación ( $\Sigma H$ ) es la resultante de las reacciones en la cimentación debidas a fuerzas horizontales.
- e) La presión del suelo contra el frente del muro ( $E^p$ ) correspondiente al empuje pasivo como una reacción al empuje activo del relleno.
- f) Fuerzas de puente,  $p_v$  y  $p_h$ , que actuarían sobre el muro si este es utilizado en un estribo de puente y se debe a acciones de arranque y frenaje o a fuerzas centrífugas. En este caso debe considerarse el efecto del impacto.
- g) Sobrecargas actuantes sobre el relleno,  $q$ , generalmente dis-

- tribuidas uniformemente por unidad de área o de longitud.
- h) Las Fuerzas de filtración ( $F$ ) que producen empujes hidrostáticos, incrementando el empuje total actuante en la espalda del muro.
  - i) las subpresiones ( $S$ ) son presiones ascendentes debidas a la presencia de agua bajo el muro; puede quedar alojada en esa zona si el sistema de drenaje empleado no es el adecuado.
  - j) Los efectos dinámicos en el muro y en el relleno,  $D_m$  y  $D_r$ , respectivamente debidos a sollicitaciones sísmicas incrementan en forma instantánea el empuje sobre el muro.
  - k) las expansiones y contracciones debidas a cambios de humedad en el relleno incrementan considerablemente el empuje sobre el muro; se presentan cuando el relleno o parte de él está constituido por suelos expansivos o con índices de contracción altos.

### 3.1.2 Tablestacas.

Las tablestacas son elementos de soporte del suelo que se usan generalmente en fronteras con agua. Dependiendo de la profundidad de hincado para un determinado tipo de suelo, se clasifican en tablestacas de "apoyo libre" y de "apoyo empotrado" (ref. 7). En el segundo caso la tablestaca se hince lo suficiente como para que sólo pueda fallar por flexión o por deficiencia del anclaje, excluyéndose la posibilidad de falla por desplazamiento de su apoyo enterrado; es evidente que son tablestacas de apoyo libre las que no cumplen con estas condiciones. En la Fig. 3.6 se muestran los dos tipos de tablestacas de acuerdo a sus

condiciones de apoyo.

De acuerdo con las características de su construcción, las tablestacas pueden ser de dragado o de relleno; en las primeras, la estructura se hincan en el terreno natural y posteriormente se draga su lado exterior cediendo espacio a las aguas; en las segundas, por el contrario, se gana terreno al agua hincando la tablestaca de modo que una altura importante de ella quede libre y relleno posteriormente el lado interior.

Las tablestacas son estructuras que presentan muchas particularidades, por lo que ameritan un análisis especial, mismo que se esboza en los siguientes párrafos. Haciendo referencia a la Fig. 3.7 se presentan a continuación las hipótesis básicas de las teorías para el análisis de estas estructuras (ref. 3).

En la parte a) de la figura se muestra una tablestaca con apoyo inferior libre con su correspondiente diagrama de presiones. Se supone que la totalidad de la superficie interior está sujeta a presión activa y que en la parte enterrada de la superficie exterior actúa una resistencia pasiva, calculable también por las teorías clásicas.

En la parte b) de la misma figura se presenta una tablestaca con apoyo inferior empotrado indicando también su diagrama de presiones. En este caso, en el punto b existe una inflexión en la curva elástica de la tablestaca. Abajo de dicho punto, las presiones se invierten, teniendo la activa en el lado exterior y la pasiva en el interior. La profundidad de hincado,  $t$ , se calcula de tal manera que la elástica de la tablestaca satisfaga la condición de apoyo empotrado.

### 3.2 Análisis en condiciones estáticas.

### 3.2.1 Teoría de Rankine.

#### 3.2.1.1 Suelo puramente friccionante.

Se tratara como primer caso el correspondiente a un relleno constituido por suelo puramente friccionante ( $c = 0, \phi \neq 0$ ). Un elemento de suelo de altura  $dz$  situado a una profundidad  $z$  dentro de un semiespacio de suelo en reposo (Fig. 3.8) está sujeto a una presión vertical efectiva

$$p_v = \gamma z \quad (3-1)$$

donde  $\gamma$  es el peso específico del suelo.

Bajo la presión vertical actuante el elemento de suelo se presiona lateralmente, originándose así un esfuerzo horizontal,  $p_h$ , el cual se ha aceptado como directamente proporcional a  $p_v$ .

$$p_h = K_0 \gamma z \quad (3-2)$$

La constante de proporcionalidad entre  $p_v$  y  $p_h$  se denomina coeficiente de presión de tierra en reposo. Representando en un diagrama de Mohr el círculo correspondiente al estado de esfuerzos descrito para el elemento mencionado (Fig. 3.9) se obtiene un círculo como el 1, el cual no es de falla (ref. 5).

Partiendo de estas condiciones de esfuerzo en reposo, se puede llegar a la falla de dos maneras de interés práctico. La primera consiste en disminuir el esfuerzo horizontal manteniendo el vertical constan-



te, obteniendo así el círculo 2 de falla, con un esfuerzo principal menor  $\sigma_3 = K_A \gamma z$ , siendo  $K_A$  el coeficiente de presión activa de tierras; este esfuerzo  $\sigma_3$  corresponde en este círculo a la presión horizontal - pues, por hipótesis, el esfuerzo principal mayor correspondiente es la presión vertical debida al peso del material sobreyacente al elemento, como se indica en la Fig. 3.10.a. La segunda manera de llegar a la falla consiste en tomar al esfuerzo  $\gamma z$  como principal menor, aumentando consecuentemente la presión horizontal hasta llegar a un valor  $K_p \gamma z$ , obteniendo así el círculo 3 de falla. El valor  $K_p$  se denomina coeficiente de presión pasiva de tierras.

Un suelo está en estado plástico cuando se encuentra en estado de falla incipiente generalizado.

Un muro de retención puede físicamente ser llevado a la falla de dos maneras. Una por empuje del relleno, cediendo la estructura hacia su frente; otra, por acción de algún empuje exterior, incrustándose el muro en el relleno y deformándose hacia su espalda.

En el estado plástico activo se tiene que (ref. 3):

$$\frac{P_h}{P_v} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{N_\phi} \quad (3-3)$$

(en el apéndice A se presenta la obtención de este valor) de aquí que

$$K_A = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad (3-4)$$

Análogamente para el estado plástico pasivo se tiene que

$$\frac{p_h}{p_v} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = N\phi \quad (3-5)$$

por lo que

$$K_p = N\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (3-6)$$

Integrando las expresiones para las presiones activa y pasiva obtenidas para una profundidad  $z$  a lo largo de la altura  $H$  de un muro de retención, se obtienen los empujes totales correspondientes. Este procedimiento implica la suposición de que los estados plásticos respectivos se han desarrollado totalmente, es decir, que el muro se ha deformado lo suficiente. En la tabla 3.1 se presentan los valores de  $K_A$  y de  $K_p$  para diferentes ángulos de fricción interna,  $\phi$ .

Con base en la ecuación (3-3), para el estado plástico activo se tiene:

$$p_h = \frac{p_v}{N\phi} = \frac{\gamma z}{N\phi} \quad (3-7)$$

Esta expresión da la presión horizontal que actúa sobre el muro a la profundidad  $z$  para el caso de relleno con superficie horizontal. En un elemento  $dz$  del respaldo del muro a la profundidad  $z$ , actúa el empuje

$$dE_A = \frac{1}{N\phi} \gamma z dz$$

Suponiendo una longitud unitaria, por lo que en la altura  $H$  el empuje total será:

$$E_A = \frac{\gamma}{N\phi} \int_0^H dz = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (3-8)$$

De manera análoga, para el estado plástico pasivo y con base en la ecuación (3-5) se tiene:

$$E_p = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (3-9)$$

Expresiones válidas para muros con respaldo vertical y superficie horizontal del relleno.

Dada la distribución de presiones, el empuje se puede sustituir por una fuerza concentrada cuya magnitud corresponde al volumen de esfuerzos y su punto de aplicación está en el centroide, a un tercio de la altura del muro a partir de la base.

En el caso de una superficie del relleno inclinada un ángulo  $\beta$  con respecto a la horizontal, llevando a cabo un proceso de integración análogo al anterior, se llega a las siguientes expresiones para los empujes activo y pasivo (ref. 3).

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \frac{\cos\beta \cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right] \quad (3-10)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \frac{\cos\beta \cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right] \quad (3-11)$$

Dado que las distribuciones de presiones son también lineales y su dirección es paralela a la superficie del relleno, las resultantes - serán paralelas a la superficie del relleno y estarán aplicadas a un - tercio de la altura del muro a partir de su base. La Fig. 3,22 ilustra los valores de los coeficientes de empuje, en función del ángulo de fricción interna,  $\phi$ , y del ángulo de inclinación de la superficie del relleno,  $\beta$ .

Es común en la práctica el tener un relleno con superficie horizontal sujeto a una sobrecarga uniformemente distribuida de magnitud  $q$ . En este caso el esfuerzo vertical actuante es:

$$\sigma_1^* = \sigma_1 + q$$

y el horizontal es:

$$\sigma_3^* = \sigma_3 + \Delta\sigma_3$$

por lo que de la ecuación (3-3) puede ponerse,

$$\frac{1}{N\phi} = \frac{\sigma_3 + \Delta\sigma_3}{\sigma_1 + q}$$

de donde

$$\sigma_3 + \Delta\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N\phi} + \frac{q}{N\phi}$$

Por comparación con el caso de sobrecarga nula se deduce que:

$$\Delta p_h = \Delta \sigma_3 = \frac{q}{N_\phi} = K_A q \quad (3-12)$$

Es decir, para el estado plástico activo, el efecto de una sobrecarga uniformemente distribuida es incrementar en la misma medida la presión actuante sobre el muro en el valor dado por la ecuación (3-12).

De manera análoga puede verse que para el caso pasivo, el efecto de la sobrecarga es incrementar la presión en el valor:

$$\Delta p_h = \Delta \sigma_1 = q N_\phi = K_p q \quad (3-13)$$

Como se indicó anteriormente, las ecuaciones (3-12) y (3-13) son válidas para el caso de relleno con superficie horizontal. Se ha venido haciendo la consideración de que el respaldo del muro es liso, es decir, que no hay fricción entre este y el relleno.

### 3.2.1.2 Suelo puramente cohesivo.

Se trata ahora el caso de un relleno puramente cohesivo ( $c \neq 0$ ,  $\phi = 0$ ). Al igual que en el caso anterior, un elemento de suelo a la profundidad  $z$  en una masa de superficie horizontal en reposo, está sujeto a una presión vertical  $\gamma z$  y a una horizontal  $K_0 \gamma z$ . En este caso  $K_0$  depende del suelo y de su historia de esfuerzos. Debe tenerse presente que la cohesión de las arcillas no es una propiedad intrínseca y está sujeta a variaciones en el tiempo que pueden deberse a consolidación o a absorción de agua.

En la Fig. 3.11 se representa con el círculo 1 el estado de es-

fuerzas del elemento antes mencionado. Si se permite deformación lateral, el material puede llegar a la falla de dos maneras. En la primera se permite que el elemento se deforme lateralmente por disminución de la presión horizontal, de esta manera se obtiene el círculo 2 de falla correspondiente al estado plástico activo, en el cual las presiones son:

$$p_h = \gamma z - 2c \quad (3-14)$$

$$p_v = \gamma z \quad (3-15)$$

La otra manera de alcanzar la falla es incrementando la presión horizontal hasta sobrepasar el valor  $\gamma z$ , obteniendo así el círculo 3 de falla, que corresponde al estado plástico pasivo en el cual se tienen las presiones:

$$p_h = \gamma z + 2c \quad (3-16)$$

$$p_v = \gamma z \quad (3-17)$$

La interpretación práctica respecto a la generación de los estados plásticos es la misma que para el caso anterior.

Las expresiones para los empujes activo y pasivo se obtienen integrando las fórmulas (3-15) y (3-17) a lo largo de la altura  $H$  del muro. Así, se tiene que

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad (3-18)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2 c H \quad (3-19)$$

Estos empujes son horizontales y pasan por el centroide de los diagramas de presiones que aparecen en la Fig. 3.12.

Las fórmulas (3-18) y (3-19) son aplicables si la superficie del relleno fuese horizontal y si los estados plásticos se desarrollasen completamente en el relleno.

Mediante la ecuación (3-18) puede calcularse la máxima altura a la que puede llegarse en un corte vertical de material cohesivo sin soporte y sin derrumbe, esto se tiene cuando  $E_A = 0$ , esto es:

$$\frac{1}{2} \gamma H^2 - 2 c H = 0$$

de donde

$$H_c = \frac{4 c}{\gamma} \quad (3-20)$$

donde  $H_c$  es la altura crítica del material cohesivo.

En el estado plástico activo la distribución de presiones del relleno es lineal con una zona de tensiones. Dado que la resistencia del suelo a la tensión es despreciable, aparecerán en esa zona grietas cuya profundidad puede calcularse igualando a cero la ecuación (3-14), por lo que

$$z_0 = \frac{2 c}{\gamma} \quad (3-21)$$

### 3.2.1.3 Suelo con cohesión y fricción.

En el caso de un relleno constituido por suelo con cohesión y fricción se puede razonar de manera análoga a los casos anteriores si la superficie del relleno es horizontal. Estando la masa de suelo en reposo, el estado de esfuerzos de un elemento situado a una profundidad  $z$  está representado por el círculo 1 de la Fig. 3.13. Con los círculos 2 y 3 de falla se representan los estados plásticos activo y pasivo respectivamente.

La relación entre el esfuerzo principal máximo y el mínimo está dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi}.$$

En el caso del estado activo,  $\sigma_3 = p_A$  y  $\sigma_1 = \gamma z$ , por lo que

$$p_A = \frac{\gamma z}{N_\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} \quad (3-22)$$

Para el estado pasivo,  $\sigma_1 = p_p$  y  $\sigma_3 = \gamma z$ , entonces

$$p_p = \gamma z N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \quad (3-23)$$

Integrando las fórmulas (3-22) y (3-23) a lo largo de la altura  $H$  del muro se obtienen las expresiones para los empujes activo y pasivo:

$$E_A = \frac{1}{2} \frac{\gamma H^2}{N_\phi} - \frac{2cH}{\sqrt{N_\phi}} \quad (3-24)$$



$$E_p = \frac{1}{2} N \phi \gamma H^2 + 2 c H \sqrt{N \phi} \quad (3-25)$$

Teóricamente las líneas de acción son horizontales a través del centroide del área de presiones.

Al igual que en suelos puramente cohesivos, existe en el diagrama de presiones una zona de tensión, por lo que el suelo sufre agrietamiento; la profundidad a la que llegan las grietas se obtiene haciendo  $p_A = 0$ , así:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N \phi} \quad (3-26)$$

Y de igual manera, haciendo  $E_A = 0$  se obtiene la altura máxima de corte sin soporte y sin derrumbes, esta altura máxima es:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N \phi} \quad (3-27)$$

La forma en que la rugosidad del muro influye en el empuje es - inclinando este un ángulo  $\delta$  con respecto a la normal al muro; este es - el ángulo de fricción entre el suelo y el muro y se considera positivo cuando la reacción del muro sobre el relleno tiene componente vertical ascendente.

Lo hasta aquí expuesto es lo que considera la teoría de Rankine como fue enunciada originalmente. Con base en esta teoría, Terzaghi - (ref. 5) creó un método gráfico que permite obtener los empujes activo y pasivo en el caso de que la superficie del relleno esté inclinada un ángulo,  $\beta$ , con respecto a la horizontal. Este método se describe a con-

tinuación y se ilustra en la Fig. 3.14. Los puntos que representan los esfuerzos en secciones paralelas a la superficie se localizan, en el diagrama de Mohr (Fig. 3.14.d) en una línea que pasa por 0 y que está inclinada un ángulo  $\beta$  con respecto al eje horizontal. El círculo  $C_0$ , que toca el eje vertical y las líneas de falla, representa el estado de esfuerzos a la profundidad  $z_0$ . El polo correspondiente al estado activo  $P_A(z = z_0)$  coincide con el origen, 0. Se ve así que a la profundidad  $z_0$  el esfuerzo principal mayor es vertical y el menor es nulo. A partir de la geometría de la Fig. 3.14.d se obtiene:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \tan(45^\circ + \phi/2) = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N\phi}$$

expresión que es igual a la ecuación (3-26). Al incrementar la profundidad,  $z$ , el polo activo se mueve sobre la línea  $OW$ , de tal manera que la orientación de la superficie de deslizamiento cambia, teniendo como consecuencia superficies de deslizamiento curvas, como se muestra en la parte b de la Fig. 3.14. A una profundidad infinita la orientación de las superficies de deslizamiento llega a ser igual a la correspondiente a un suelo friccionante, ya que la cohesión se hace despreciable comparada con la resistencia al corte debida a la fricción interna.

En el estado pasivo de Rankine las superficies de deslizamiento también son curvas, pero forman con la superficie del relleno un ángulo de  $45^\circ - \phi/2$ . Al aumentar la profundidad las superficies de deslizamiento se aproximan a las correspondientes a un relleno friccionante equivalente.

En la Fig. 3.15 se presenta el caso en que  $\beta > \phi$ . Los puntos que representan el estado de esfuerzos en una sección paralela a la su-

perficie del relleno están localizados en la línea  $ON'$ , la cual interseca a la línea  $MoM$  en un punto,  $b$ . Partiendo de la geometría de la Fig. 3.15.b se llega a que la abscisa del punto  $b$  es:

$$\sigma = \frac{c}{\tan \beta - \tan \phi} \quad (3-28)$$

y que la profundidad correspondiente es:

$$z_1 = \frac{c}{\gamma} \frac{1}{(\tan \beta - \tan \phi) \cos^2 \beta} \quad (3-29)$$

El círculo de falla  $C_1$ , que pasa por el punto  $b$ , interseca a la línea  $ON'$  en el punto  $P_1$ , siendo este el polo del círculo. Uniendo este polo con los puntos de contacto  $b$  y  $b_1$  se obtiene la dirección de las correspondientes superficies de deslizamiento, de las cuales una es paralela a la superficie del relleno. A la derecha del punto  $b$ , la línea  $ON'$  está localizada sobre la línea de falla  $MoM$ , de donde se desprende que a una profundidad  $z > z_1$  el suelo se encuentra en estado de flujo plástico, ya que en esta zona el estado de esfuerzos representado por la línea  $ON'$  es incompatible con las condiciones de equilibrio.

El estado de esfuerzos a la profundidad  $z_0$  está representado por el círculo  $C_0$  y las superficies de deslizamiento correspondientes están indicadas en el lado derecho de la Fig. 3.15.a.

### 3.2.2 Teoría de Coulomb.

La rugosidad del paramento interno de un muro de retención es al

go que no está bien contemplado en la teoría de Rankine y es un hecho - que casi la totalidad de los muros de retención son rugosos, por lo que las condiciones que debe satisfacer dicha teoría raramente se cumplen, de modo que los cálculos basados en ella pueden llegar a tener un error apreciable. La mayor parte de este error puede evitarse empleando la - teoría de Coulomb (ref. 1).

La superficie de deslizamiento que se origina detrás de un muro de retención es ligeramente curva; a efecto de simplificar los cálculos Coulomb supone que es un plano. Esta hipótesis induce un error muy pequeño.

En la Fig. 3.16 se muestra el mecanismo de empuje para suelos pu ramente friccionantes. La cuña OAB tiende a deslizarse bajo el efecto de su peso y debido a esa tendencia se producen esfuerzos de fricción tanto en la espalda del muro como en el plano OB. Dado que se supone que - las resistencias friccionantes se desarrollan por completo, las fuerzas  $E_A$  y  $F$  están inclinadas con respecto a las normales correspondientes - los ángulos  $\delta$  y  $\phi$  de fricción entre suelo y muro y entre suelo y suelo respectivamente. El rango de valores en que se encuentra  $\delta$  es

$$0 \leq \delta \leq \phi$$

(3-30)

$\delta = 0$  corresponde a un muro liso. Es posible que se presente la condi- ción de que  $\delta > \phi$ , en tal caso la falla se produciría en la inmediata vecindad del muro, pero enter suelo y suelo. Lo que prácticamente es igual a que el deslizamiento se produzca entre muro y suelo. Terzaghi - (ref. 1) recomienda un rango de valores  $\phi/2 \leq \delta \leq 3\phi/2$ .

Para que se satisfaga el equilibrio de la cuña del mecanismo de

falla es necesario que el polígono de fuerzas constituido por  $W$ ,  $E_A$  y  $F$  se cierre. Dado que se conoce  $W$  en dirección y magnitud y se conocen las direcciones de  $E_A$  y  $F$ , puede construirse el polígono para una cuña dada y así conocer la magnitud del empuje sobre el muro. Es evidente que la cuña escogida no es necesariamente la que produce el empuje máximo, por lo que deben seleccionarse varias cuñas y calcular el empuje correspondiente a cada una de ellas, llegando así a una aproximación razonable para el valor máximo producido por la cuña crítica.

Aplicando un tratamiento matemático a las hipótesis de Coulomb para el caso de un relleno friccionante limitado por un plano y de un muro de respaldo plano, se obtiene la fórmula para el empuje máximo; es esta es:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\delta + \omega) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)}} \right]}$$

ecuación (3-37), en la cual:

$E_A$  = empuje activo máximo por la teoría de Coulomb

$\omega$  = ángulo entre el respaldo del muro y la vertical

las literales restantes tienen el significado usual.

Existen varios métodos gráficos para el cálculo del empuje activo de Coulomb de los cuales los más usuales son los debidos a Culmann y a Engesser.

A continuación se presenta la teoría de Coulomb aplicable a suelos con cohesión y fricción, haciendo referencia a la Fig. 3.17.

Dada una cuña de deslizamiento supuesta, su equilibrio queda garantizado por el de las siguientes fuerzas: el peso propio de la cuña -

( $W$ ); la reacción entre la cuña y el suelo, con dos componentes,  $F$  debido a la reacción normal y a la fricción y  $C$ , debido a la cohesión; la adherencia ( $C'$ ) entre el suelo y el muro y, por último, el empuje activo  $E$ .

Estas fuerzas deben formar un polígono cerrado en el cual puede calcularse el valor de  $E$ , ya que las fuerzas restantes pueden ser conocidas en magnitud y dirección.

El procedimiento para la aplicación de la teoría se vuelve de tanteos, proponiendo diferentes cuñas de deslizamiento y calculando el empuje producido por cada una de ellas, hasta obtener el empuje máximo asociado a la cuña crítica.

La teoría de Coulomb contempla únicamente el caso de empuje activo; pueden hacerse modificaciones y obtener empujes pasivos, aunque esto no es recomendable debido a que los resultados así obtenidos están del lado de la inseguridad.

De todo lo anteriormente expuesto se desprende que, dependiendo de las características del muro, este experimenta un determinado empuje del relleno. Si el muro es lo suficientemente rígido como para no permitir deformaciones, entonces el empuje será el correspondiente a la masa de suelo en reposo (coeficiente  $K_0$ ). Por el contrario, si el muro es flexible y sufre deformaciones, puede disminuir el empuje hasta alcanzar el estado activo. Downrick (ref. 8) propone la tabla 3.1, donde aparecen relaciones desplazamiento/altura para diferentes tipos de suelo con las cuales se presenta el estado activo.

### 3.3 Análisis de efectos sísmicos.

La magnitud de las presiones sísmicas que actúan sobre un muro de retención depende de la rigidez de la estructura y de la masa de suelo asociada a ella.

Existen básicamente dos tipos de análisis sísmico para este tipo de estructuras: el estático, empleando el método estático equivalente - basado ya sea en la teoría de Rankine o en la de Coulomb y el análisis dinámico modal, que se lleva a cabo discretizando la masa distribuida - del suelo en, pequeñas masas concentradas; en este tipo de análisis se - obtienen buenos resultados aplicando el método del elemento finito, pa- ra lo cual es recomendable el empleo de programas para computadora.

El método estático equivalente considera el empuje sísmico como un incremento en el empuje estático producido por el relleno, dicho in- cremento es proporcional al peso de la cuña de falla.

Los movimientos que experimenta un muro durante un sismo dependen de su empotramiento en la cimentación y de su rigidez. Se pueden emplear los siguientes coeficientes de presión de tierras según la rigi- dez del muro:

- a) Muros flexibles. Cimentados en materiales no pétreos o muros en voladizo con altura mayor de 5.0 m, coeficiente  $K_{AS}$ .
- b) Muros intermedios. En voladizo con altura menor de 5.0 m ci- mentados en roca, coeficiente  $0.5 (K_0 + K_{AS}) + \Delta K_{AS}$ .
- c) Muros rígidos. Muros de gravedad o con contrafuertes cimenta- dos con pilas o sobre roca, coeficiente  $K_0 + \Delta K_{AS}$ .

$K_{AS}$  es el coeficiente de presiones sísmicas totales,  $\Delta K_{AS}$  es el incremento de empuje activo debido a la acción del sismo y  $K_0$  es el co- eficiente de presión de tierras en reposo.

La solución más común es la debida a Mononobe y Okabe, basada en

la teoría de Coulomb (ref. 8). El empuje total sobre el muro debido a las presiones activas estática y sísmica está dado por las expresiones que siguen, haciendo referencia a la Fig. 3.18.

$$E_{AS} = \frac{1}{2} K_{AS} \gamma H^2 \quad (3-32)$$

donde

$$K_{AS} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \omega - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\beta - \omega)}} \right]^2}$$

expresión (3-33), en donde

$E_{AS}$  = empuje total activo debido a presiones estática y sísmica

$$\theta = \tan^{-1} \alpha$$

$\alpha$  = coeficiente sísmico

las literales restantes tienen el significado usual.

Para encontrar el punto de aplicación de  $E_{AS}$ , el empuje activo total se divide en dos componentes, el de empuje estático,  $E_A$ , y el incremento por sismo  $\Delta E_{AS} = E_{AS} - E_A$ . Los empujes  $E_A$  y  $\Delta E_{AS}$  están aplicados en las posiciones indicadas en la misma Fig. 3.18.

Esta misma aplicación puede hacerse a la teoría de Rankine, ya que únicamente varía el empuje activo estático, como lo indica la Fig. 3.19.

En la parte a) de la Fig. 3.20 se ilustra el mecanismo de empuje cuando se presenta un sismo en un muro con relleno cohesivo. Para que exista equilibrio, el polígono formado por las fuerzas  $W$ ,  $F$ ,  $\alpha W$ ,  $c l$  y



$E_{AS}$  debe cerrarse. Dado que se conocen en magnitud y dirección todas las fuerzas excepto  $E_{AS}$ , esta se puede calcular para una cuña dada. Este procedimiento se torna de tanteos calculando el empuje para diferentes cuñas hasta obtener, aproximadamente, el empuje máximo producido por la cuña crítica. También puede obtenerse gráficamente el empuje máximo tal como se indica en la parte b) de la Fig. 3.20.

Para las condiciones de Rankine, el empuje se considera paralelo a la superficie del relleno; en las condiciones de Coulomb,  $E_{AS}$  tendrá una inclinación con respecto a la normal al respaldo del muro.

En la Fig. 3.21 se muestra un ejemplo de la aplicación del método del elemento finito al análisis sísmico dinámico de un muro de retención, en este caso se trata de un estribo de puente; en la figura aparece la discretización de elementos finitos de la masa de suelo.

## CAPITULO 4

### SOLUCION MEDIANTE EL EMPLEO DE SUELO REFORZADO.

#### 4.1 Antecedentes.

A fines de 1964, el ingeniero y arquitecto francés Henri Vidal, pa tentó con el nombre de "Reinforced Earth" (que en lo sucesivo se denomina rd Suelo Reforzado) un ingenioso sistema para dar consistencia a la tierra, cuyas características tienen similitud con las raíces vegetales y con este principio fue ideado el método. Al enterrarse las raíces, se lleva a caso un proceso de consolidación del suelo, acarreado consigo un despla- zaamiento de volumen. Con sus obvias diferencias, el suelo reforzado indu- ce un proceso similar. Entendiendo en este caso por consolidación un in- crremento en la consistencia del material, puede lograrse en arena suelta e incluso en grava, debido a que el refuerzo absorbe los esfuerzos cortan- tes que se generan internamente.

El propósito de este sistema es formar un bloque de una sola pieza que sustituye a las estructuras de retención o a cimentaciones complejas. Los elementos que lo constituyen son (ver Fig. 4.1):

1. suelo
2. refuerzo
3. cubierta lateral (que evita la erosión del bloque de tierra).

Las condiciones generales que debe cumplir el material constituti- vo del relleno son: tener una cantidad menor del 15% de finos y un ángulo de fricción interna mayor de 25 , esto último con la finalidad de que se satisfagan las condiciones de fricción suelo - suelo y suelo - refuerzo.

En lo que se refiere al refuerzo, puede emplearse cualquier tipo de armado resistente, como malla de alambre o soleras, ya sean metálicas o no. El tipo de refuerzo que se emplea actualmente es una barra dentada a intervalos hecha de acero galvanizado, de 40 a 70 mm de ancho y hasta de 5 mm de espesor.

La longitud de la barra de refuerzo queda definida por la altura del bloque y generalmente varía de un 70 a 80 por ciento de esta. En la práctica pueden construirse bloques hasta de 50 m de altura, misma que sería imposible de salvar con un muro de retención convencional.

Con respecto al paramento (o piel), está formado por escamas (ver Fig. 4.1), de las cuales las de uso más generalizado son piezas de concreto simple precoladas. La función del paramento es únicamente evitar la erosión y en ningún caso tiene función estructural, como es el caso de un muro de retención. Al quedar completamente instaladas, las escamas quedan sujetas de los refuerzos con la carga distribuida en el bloque reforzado y no sobre ellas mismas.

En cuanto a la cimentación, esta es únicamente el suelo sobre el cual se apoya el bloque, formando una sola pieza, por lo que los movimientos de ambos serán compatibles.

Las aplicaciones de este sistema son muy variadas, ya que puede emplearse en muros de viaductos, autopistas, puentes, etc.; en la industria encuentra su aplicación en tolvas de almacenamiento de materiales granulares, muros de protección contra explosiones, muros de retención en plantas de cribado, etc.

#### 4.2 Comportamiento del Suelo Reforzado.

El fenómeno por el cual funciona el suelo reforzado es, esencialmente, la fricción entre el suelo y el refuerzo. A través de esta fricción la tierra transmite al refuerzo esfuerzos que se desarrollan en la masa de suelo. El refuerzo es colocado para resistir esfuerzos de tensión, logrando con esto que el suelo adquiera, en la dirección en que se colocó el refuerzo, una fuerza de cohesión que es directamente proporcional al esfuerzo que tiene lugar en él.

Considérese, en un relleno, el conjunto de partículas (granos) de suelo en contacto con el refuerzo. La cara de uno cualquiera de los granos en contacto, forma un ángulo,  $\alpha$ , con la normal al refuerzo (ver Fig. 4.2). Si dicho ángulo es menor que el ángulo de fricción suelo - refuerzo la fricción tiene lugar sin deslizamiento. Todos los granos que están en contacto con el refuerzo, están también ligados unos con otros. Así pues, el conjunto formado por el refuerzo y los granos, es equivalente a otro en el cual los granos están ligados entre sí.

Para que este fenómeno se cumpla, debe verificarse que en cada punto de contacto de una tira de refuerzo con el suelo, tenga lugar el rozamiento sin llegar al deslizamiento.

Haciendo referencia a la Fig. 4.3,  $F_1$  y  $F_2$  son tensiones conocidas en dos puntos distantes entre ellos  $dl$ ;  $\sigma$  es el esfuerzo de compresión conocido ejercido por el suelo en dirección perpendicular al plano del refuerzo, de ancho  $e$ . Se tiene entonces que la fuerza normal al refuerzo sobre  $dl$  y sobre las dos caras es

$$N = 2 \sigma e dl$$

la fricción tiene lugar sin deslizamiento si se cumple que

$$\frac{df}{2\sigma e dl} < f \quad (4-1)$$

donde  $df = F_1 - F_2$  es la fuerza de tensión actuante en  $dl$  y  $f$  es el coeficiente de fricción suelo - refuerzo.

En la práctica, no todos los granos están en contacto directo con el refuerzo; se supone que el enlace entre los granos que sí lo están con aquellos que no lo están, se realiza mediante la formación de lvedas, como lo indica la Fig. 4.4.

Mediciones en modelos a escala natural han aportado datos sobre la distribución de los esfuerzos de tensión en el refuerzo, a la vez que han explicado el mecanismo del suelo reforzado. Las estructuras estudiadas fueron muros de retención con refuerzos horizontales; una piel formada de escamas constituyó el paramento vertical, al cual se fijaron los refuerzos. En la Fig. 4.5 se muestra la distribución de esfuerzos en un determinado nivel de refuerzo, y tiene las siguientes características:

1. la fuerza de tensión en el paramento es muy pequeña, en ocasiones constituye solamente una mínima parte del máximo esfuerzo que soporta el refuerzo. Como se mencionó anteriormente, el paramento exterior no interpreta papel mecánico alguno.

2. los puntos de máximo esfuerzo de tensión en los diferentes niveles de refuerzo están alojados en una curva parabólica que divide a la masa en dos zonas: una, localizada cerca del paramento, en la cual los esfuerzos tangenciales ejercidos por la tierra en el refuerzo están dirigidos hacia el paramento, esta es la llamada zona activa; otra, en la cual los esfuerzos tangenciales tienen la misma dirección que los anteriores, pero de sentido opuesto, estos esfuerzos son los que mantienen el refuerzo en su lugar, esta zona se denomina pasiva y es la que resiste las a-

cciones.

3. El componente tangencial del esfuerzo producido por el suelo en cada cara del refuerzo está dado por

$$T = \frac{1}{2b} \frac{dT}{dl} \quad (4-2)$$

donde  $b$  es el ancho del refuerzo;  $T$  es el esfuerzo de tensión en el refuerzo; y  $l$  es la abscisa del punto considerado a lo largo del refuerzo. Se ve entonces que el componente tangencial es directamente proporcional a la pendiente de la distribución de esfuerzos en el refuerzo.

4. El coeficiente de fricción  $f^* = T/\sigma$  que se genera a lo largo del refuerzo en la zona activa tiene valores cercanos al coeficiente de fricción  $f$  desarrollado entre el suelo y el refuerzo. En la zona pasiva, su valor varía a lo largo del refuerzo y depende principalmente de la longitud del mismo en esa zona.

El principio del suelo reforzado supone la existencia de la suficiente fricción entre el suelo y el refuerzo. El empleo de materiales cohesivos como relleno requiere del conocimiento de la influencia de las partículas finas en la fricción entre el suelo y el refuerzo para establecer criterios en cuanto a la selección del relleno óptimo.

Las estructuras de suelo reforzado se construyen generalmente de tal manera que se evite la saturación del relleno, ya que este constituye el caso más desfavorable. No se ha podido cuantificar hasta ahora el porcentaje en que disminuye la fricción natural con la saturación.

4.3 Análisis en condiciones estáticas.

Existen básicamente dos tipos de falla que pueden presentarse en un muro de retención de suelo reforzado. Estos se ilustran en la Fig. 4.6 y se describen a continuación.

1. Falla por deslizamiento del refuerzo. En este tipo de falla, los refuerzos deslizan debido a la insuficiencia en la cuantía de acero o en su longitud, provocando con esto que no se desarrolle la fricción requerida. Para evitar este tipo de falla debe cumplirse la condición (4-1).

2. Falla por rotura del refuerzo. Se presenta cuando el refuerzo se ve sometido a fuerzas de tensión excesivas.

Pruebas en modelos a escala demuestran que la falla de una estructura de suelo reforzado es progresiva y se propaga rápidamente a partir del primer nivel de refuerzo.

La representación esquemática del mecanismo del suelo reforzado (Fig. 4.5) indica que para diseñar una estructura se debe calcular en cada nivel de refuerzo el valor máximo de la fuerza de tensión por unidad de longitud con el fin de prevenir la falla por rotura del refuerzo.

El método a emplear debe ser uno de tipo local, de manera que permita calcular los esfuerzos de tensión en cada nivel de refuerzo independientemente de los producidos en otros niveles.

El principio de cálculo empleado supone el equilibrio local entre la piel y el refuerzo en el nivel considerado, además de la consideración de que el suelo que se encuentra entre dos niveles consecutivos de refuerzo está en estado límite de equilibrio y que las direcciones de los esfuerzos principales son vertical y horizontal. Como se puede apreciar en la Fig. 4.7, la expresión que se considera para un muro de suelo reforzado es:

$$T = K_A \sigma_v \Delta H \quad (4-3)$$

donde  $T$  es la fuerza de tensión en el refuerzo;  $\sigma_v$  es el esfuerzo vertical al nivel del refuerzo; y  $\Delta H$  es el espaciamiento vertical de los refuerzos. Ahora bien, dado que a una cierta profundidad  $H$  el esfuerzo vertical actuante es igual a  $\gamma H$ , entonces la fuerza de tensión en el refuerzo está dada por

$$T = K_A \gamma H \Delta H \quad (4-4)$$

Considerando distribuciones para el esfuerzo vertical trapecial y de Meyerhof, las fuerzas de tensión son, respectivamente:

$$T = K_A \gamma H \Delta H \left[ 1 + K_A \left( \frac{H^2}{L^2} \right) \right]$$

$$T = K_A \gamma H \Delta H / \left[ 1 - \left( \frac{K_A}{3} \right) \frac{H^2}{L^2} \right]$$

En este método se supone que los esfuerzos cortantes que se desarrollan a lo largo del refuerzo se equilibran entre sí, lo cual no se ha comprobado mediante estudios experimentales, ya que es falsa esa afirmación.

Los resultados obtenidos teóricamente mediante las fórmulas anteriores se compararon con resultados experimentales obtenidos en modelos a escala y en estructuras reales. En los modelos a escala se colocaron lechos de refuerzo de igual resistencia y los valores de las fuerzas de tensión se dedujeron a partir de las alturas en que se presentó la falla, - mientras que en las estructuras reales las mediciones se hicieron mediante instrumentación. La concordancia entre los resultados teóricos y los experimentales fue satisfactoria en las estructuras reales, pero en los modelos se obtuvieron fuerzas de tensión menores que las teóricas. Esta -



discrepancia entre los resultados teóricos y los experimentales puede explicarse en los siguientes términos:

1. El equilibrio entre la piel y el refuerzo, en el cual se basa el método, sobrestima la fuerza de tensión en los refuerzos. No se toma en cuenta el hecho de que la fuerza de tensión máxima se localiza un tanto detrás del paramento. El cálculo realizado es análogo al de un tirante anclado, lo cual no corresponde con el mecanismo de funcionamiento del suelo reforzado.

2. En el caso de las estructuras reales, la aproximación satisfactoria entre los resultados teóricos y los experimentales se debe a que la estructura está lejos del punto de falla y a que los refuerzos sufren esfuerzos menores que el suelo que se encuentra entre ellos.

Shlosser y Thanh Long (ref. 9) proponen el siguiente método con el fin de proporcionar un cuadro más aproximado del mecanismo de funcionamiento del suelo reforzado (ver Fig. 4.8).

En lugar de considerar el equilibrio local entre un elemento de la piel (una escama) y un nivel de refuerzos, se considera el equilibrio de un pequeño elemento de suelo reforzado,  $abcd$ , alrededor del nivel de refuerzo considerado, de ancho  $cd = \Delta H$ ; el lado  $bc$  se localiza en el punto de máxima fuerza de tensión en el nivel de refuerzos. El lado  $cd$  es un elemento de la piel, las fuerzas horizontales ejercidas en el elemento  $abcd$  son: la fuerza de tensión,  $T$ , en el nivel de refuerzos; la reacción,  $F$ , del material de relleno; y los esfuerzos cortantes en las caras  $ab$  y  $cd$ . Como se indicó anteriormente, estos esfuerzos cortantes no se equilibran, por lo que se obtiene una resultante,  $t$ , dirigida hacia el interior del relleno.

Haciendo la suposición de que el material que se encuentra alrede-

donde del lado *bc* está a punto de la falla las direcciones de los esfuerzos principales son vertical y horizontal, entonces el equilibrio de fuerzas horizontales que actúan en el elemento *abcd* está dado por

$$T = K_A \gamma H \Delta H - t \quad (4-4)$$

El valor de la fuerza *t* puede calcularse suponiendo que la frontera entre la zona activa y la pasiva es vertical y está a una distancia *d* del paramento (ver Fig. 4.8.2). Por otro lado, el equilibrio de una parte de la zona pasiva cuyo límite inferior es el nivel de refuerzos, está dado por la expresión

$$\theta = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 - W f^* \quad (4-5)$$

sustituyendo valores se tiene que:

$$\theta = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 - \gamma d H f^* \quad (4-6)$$

donde  $\theta$  es la suma de fuerzas de tensión a lo largo del límite inferior de la parte considerada; *W* es su peso y *f\** es el coeficiente definido en 4.2. Diferenciando la expresión (4-6) se tiene:

$$\Delta \theta = K_A \gamma H \Delta H - \Delta d f^* \Delta H \quad (4-7)$$

Si la diferenciación se hace sobre un intervalo  $\Delta H$ , entonces  $\Delta \theta = T$ , por lo que se llega a que

$$T = K_A \gamma H \Delta H - \gamma d f^* \Delta H \quad (4-8)$$

Factorizando se llega finalmente a que

$$T = K_A \gamma H \Delta H \left[ 1 - \frac{d f^*}{K_A H} \right] \quad (4-9)$$

Comparando esta expresión con la (4-4), que es la tradicional, se ve que la diferencia es el término  $\left[ 1 - d f^*/K_A H \right]$ . Esto implica que para calcular la máxima fuerza de tensión en el nivel de refuerzo que se requiere conocer, es necesario conocer la distancia  $d$ . Sin embargo, experimentalmente se ha demostrado que el valor  $d f^*/K_A H$  es aproximadamente igual a 0.5, por lo que con una buena aproximación la máxima fuerza de tensión en el nivel considerado puede calcularse con:

$$T = \frac{1}{2} K_A \gamma H \Delta H \quad (4-10)$$

En caso de que el muro se viera sometido a una sobrecarga actuando en la parte superior del bloque, es necesario recurrir a un método de cálculo que permita obtener las fuerzas adicionales que se generan en los refuerzos. Recientes investigaciones en modelos a escala han demostrado que el valor de la carga de falla aplicada en un punto de la superficie del relleno depende de la distancia del punto de aplicación al paramento.

El desarrollo del método empleado en estos casos se basa también en experimentos hechos en modelos a escala y en estructuras reales. Haciendo referencia a la Fig. 4.9 se describe a continuación el método para calcular las fuerzas de tensión en los refuerzos debidas a una sobrecarga.

El método consiste en considerar el equilibrio entre la piel y el refuerzo. Se supone que la sobrecarga se propaga a razón de 2 a 1, de aquí que a una profundidad  $H$ , el esfuerzo vertical  $\sigma_v$ , debido a la sobrecarga

carga lineal  $P$ , está dado por:

$$\Delta\sigma_v = \frac{P}{d + \frac{H}{2}} \quad (4-11)$$

donde  $d$  es la distancia, a partir del paramento, a la cual está aplicada la sobrecarga. El esfuerzo horizontal actuante en el paramento es:

$$\Delta\sigma_h = K_A \frac{P}{d + \frac{H}{2}} \quad (4-12)$$

por lo que el incremento en la fuerza de tensión en el nivel considerado está dado por

$$\Delta T = K_A \frac{P \Delta H}{d + \frac{H}{2}} \quad (4-13)$$

El procedimiento de diseño de un bloque de suelo reforzado puede resumirse a los siguientes pasos (ver Fig. 4.21):

1. Proposición del material de relleno y del acero de refuerzo atendiendo a las condiciones que se plantean al principio de este capítulo.
2. Determinación de las máximas fuerzas de tensión en cada nivel de refuerzo incluyendo el efecto de cualquier sobrecarga que pudiera existir.
3. Revisión del refuerzo propuesto con el fin de determinar si es capaz de resistir las acciones a las que se verá sujeto y evitar la falla por rotura del mismo.
4. Revisión de la fricción generada entre suelo y refuerzo mediante la expresión (4-1) a fin de que quede descartada la posibilidad de fa-

lla por deslizamiento del refuerzo.

#### 4.4 Análisis de efectos sísmicos.

Al igual que en el caso estático, gran parte de la teoría desarrollada en cuanto al análisis sísmico de muros de suelo reforzado, se basa en experimentos hechos en modelos a escala. Lo que aquí se plantea constituye el resultado de recientes investigaciones en este campo.

Los experimentos que en gran medida dieron lugar al método de análisis consisten en someter un modelo a escala a fuerzas horizontales con características senoidales por medio de una mesa vibratoria.

##### 4.4.1 Consideraciones pseudo - estáticas.

El principio en que se basa el análisis es, al igual que en muros de retención convencionales, suponer una cuña de falla. El efecto sísmico se plantea como una fuerza estática,  $Wk$ , que actúa en la dirección de la excitación, siendo  $W$  el peso de la cuña de falla supuesta y  $k$  el coeficiente sísmico.

Al introducir la fuerza pseudo - estática en el análisis de equilibrio de Coulomb se llega a una expresión única para el ángulo de inclinación de la cuña de falla más probable. Como se indicó en el capítulo 3, la solución más común en este caso es la debida a Mononobe y Okabe, la cual considera que la presión del suelo que actúa sobre el muro se incrementa proporcionalmente con la altura y su valor puede calcularse con las expresiones (3-32) y (3-33).

La manera en que experimentalmente se logra aplicar a un modelo la

fuerza pseudo - estática es inclinando la base en la que se apoya el muro. Esto resulta válido, dado que se ha visto que el coeficiente sísmico es, aproximadamente:

$$k = \tan \alpha$$

siendo  $\alpha$  el ángulo de inclinación del muro. Experimentalmente se ha observado lo siguiente:

A medida que se incrementa la fuerza pseudo - estática, las superficies de falla son más planas; la presión total del suelo es mayor; y el empuje lateral del suelo no se incrementa linealmente con la profundidad.

De las observaciones anteriores se desprende que las ecuaciones de Mononobe - Okabe se cumplen en muros de retención convencionales, mas no en los de suelo reforzado (para coeficientes sísmicos altos), por lo que es preciso recurrir a métodos más completos apoyados en otro tipo de experimentos (ref. 11).

#### 4.4.2 Consideraciones dinámicas.

En vista de que se ha comprobado que la teoría originalmente planteada por Mononobe - Okabe no es del todo satisfactoria, se ha recurrido a experimentos en los que se considera el efecto dinámico de un sismo con la finalidad de elaborar un método adecuado.

En este sentido, los experimentos que se han realizado consisten en someter un modelo a escala a vibraciones con determinadas características mediante una mesa vibratoria. Como resultado de los estudios realizados se elaboró un método para determinar las fuerzas de tensión en los refuerzos debidas a la acción combinada de empuje estático y solicitaciones

sísmicas. Dicho método está referido a la Fig. 4.10 y se describe a continuación.

En cada nivel de refuerzo se presenta una presión horizontal debida a la combinación de la estática y de la sísmica, la presión estática está dada por

$$P_{hA} = K_A \gamma h \quad (4-14)$$

donde  $h$  es la altura del relleno sobre el nivel considerado.

A partir de la Fig. 4.10.a se obtiene la expresión para el incremento en la presión debido a las solicitaciones sísmicas. Dicha expresión es:

$$P_{hS} = \frac{\epsilon P_{hA}}{2} \left( 1 + \frac{h}{H} \right) \quad (4-15)$$

siendo  $\epsilon$  el coeficiente sísmico obtenido según la gráfica de la Fig. 4.10.b. Entonces la presión actuante es

$$P_h = P_{hA} + P_{hS}$$

de donde

$$P_h = K_A \gamma h \left[ 1 + \frac{\epsilon}{2} \left( 1 + \frac{h}{H} \right) \right] \quad (4-16)$$

la fuerza de tensión actuante en el refuerzo es

$$F_T = P_h T_A = T_A K_A \gamma h \left[ 1 + \frac{\epsilon}{2} \left( 1 + \frac{h}{H} \right) \right] \quad (4-17)$$

donde  $T_A$  es el área tributaria del refuerzo en consideración.

Resultados más precisos de las fuerzas de tensión e incluso de de-

formaciones pueden obtenerse mediante la aplicación del método del elemento finito a este tipo de problemas. La Universidad de Berkeley ha desarrollado un programa para computadora (QUAD4B) que emplea este método y sus resultados se han comparado con los obtenidos experimentalmente, observándose una aproximación completamente satisfactoria.

#### 4.4.3 Consideraciones especiales de diseño.

Además de calcular la fuerza máxima en cada tira de refuerzo, es necesario decidir el tamaño, espaciamiento y longitud de las tiras, requiriendo para esto del uso de un factor de seguridad adecuado. Se da por hecho que previamente a este análisis, los elementos que conforman la piel han sido diseñados adecuadamente, que se ha previsto la posible corrosión en los refuerzos y que el análisis de estabilidad del bloque cumple con los factores de seguridad establecidos en cuanto a falla por rotura o por deslizamiento del refuerzo.

La falla por rotura del refuerzo se previene utilizando tiras y conexiones suficientemente resistentes para soportar las fuerzas de diseño incluyendo el correspondiente factor de seguridad. Si se utiliza acero de baja resistencia, se hace necesario utilizar un factor de seguridad de 2 para evitar la falla de la conexión. Esto, consecuentemente incluye un factor de seguridad de aproximadamente 1.9 en el esfuerzo último (ref. 10).

En cuanto a la falla por deslizamiento, se sugiere un factor de seguridad de 4.0 en el coeficiente de fricción suelo - refuerzo.

No existe la certeza de qué porción de la tira de refuerzo es la efectiva para resistir las fuerzas de expulsión, sin embargo con base en pruebas en modelos a escala, se recomienda que la longitud efectiva quede



definida por un plano supuesto de falla cuya inclinación forme un ángulo de 60° con la horizontal (Fig. 4.11).

Se deben satisfacer dos condiciones de diseño al mismo tiempo en cada nivel de refuerzo: deslizamiento y rotura del mismo. Es difícil observar un diseño realmente balanceado en todos los niveles. En general el diseño de las tiras más bajas debe estar gobernado por el criterio de "rotura del refuerzo", mientras que el diseño de las tiras superiores debe estar gobernado por el criterio de "deslizamiento del refuerzo", el cual estará afectado principalmente por los efectos de sismo.

Estudios realizados en este campo indican que la cantidad de acero requerida para el diseño sísmico es dos veces mayor que la requerida para el diseño en condiciones estáticas, sin embargo considerando el costo total de suelo, piel, refuerzo y obra de mano, representa un incremento total del 5 al 10 por ciento.

#### 4.5 Procedimiento constructivo.

El procedimiento constructivo de muros de suelo reforzado puede resumirse a las siguientes actividades:

a) Realización de los estudios de campo preliminares y de los correspondientes levantamientos topográficos del lugar.

b) Excavación de la caja necesaria para alojar el refuerzo en toda su longitud (ver Fig. 4.12). Esta actividad no siempre es necesaria, ya que en ocasiones el terreno natural presenta las características adecuadas y en esos casos se realiza únicamente el despalme.

c) Construcción de la llamada "solera de reglaje", que consiste en una cadena de concreto reforzado, cuya función es proporcionar una super-

ficie nivelada y lisa que facilite el apoyo y montaje de la primera hilera de escamas. Esta cadena no constituye una cimentación. Es importante - que la cadena observe una buena horizontalidad tanto en dirección longitudinal como en la transversal, ya que de esto depende el adecuado montaje posterior. Sobre la solera se traza la alineación de la línea exterior - del paramento a manera de referencia (ver Fig. 4.13).

d) Colocación de las dos primeras medias escamas verificando los - niveles y el espaciamiento entre ellas como se indica en la Fig. 4.14. Inicialmente las escamas deben apuntalarse para conservar un desplome hacia el interior de 1,0 cm en escamas completas y de 0,5 cm en medias escamas, mismo que se recupera al extender y compactar el relleno. Esto se ilustra en la Fig. 4.15.

e) Colocación de la primera hilera de escamas completas y de las - medias escamas restantes a medida que se avanza longitudinalmente. Cada vez que se colocan las escamas debe verificarse el nivel y alineación de las mismas, además de colocar juntas de poliuretano entre ellas y de instalar los llamados "gatos", que son trozos de madera unidos con un perno y cuya función es proporcionar rigidez a las escamas. Estas actividades - se ilustran en la Fig. 4.16.

f) Colocación y compactación del primer nivel de relleno de acuerdo con los niveles indicados en la Fig. 4.17.

g) Colocación del primer nivel de refuerzos; estos se colocan perpendiculares al paramento y se anclan a los arranques de las escamas mediante pernos. Es necesario que el refuerzo quede completamente apoyado - sobre el relleno para evitar que alrededor de aquel haya suelo sin compactar (ver Fig. 4.18).

h) Colocación de los niveles subsecuentes de escamas, refuerzo y -

relleno hasta alcanzar una altura de tres metros.

i) Colocación y compactación del material de relleno del empotramiento como lo indica la Fig. 4.19.

j) Colocación de los niveles necesarios de escamas, refuerzo y relleno para alcanzar la altura total del muro.

#### 4.5.1 Recomendaciones constructivas.

Se dan a continuación algunas recomendaciones de tipo constructivo para muros de suelo reforzado.

- El número máximo de escamas apiladas durante el almacenaje es de seis (ver Fig. 4.20).

- Los arranques de las escamas no deben superar dobleces.

- Debe evitarse el doblar el refuerzo a fin de que el galvanizado del acero no se dañe.

- Se recomienda que el refuerzo no esté en contacto con agua durante períodos prolongados de almacenaje.

- La cantidad de refuerzo mínima para una escama es de cuatro tiras por condiciones de estabilidad de la escama.

## CAPITULO 5

### ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE MUROS DE CONCRETO Y SUELO REFORZADOS.

#### 5.1 Planteamiento.

Con el propósito de llevar a cabo un estudio comparativo entre las soluciones a base de muros de concreto y de bloques de suelo reforzados, se realizará el análisis y diseño de una franja de longitud unitaria de ambos sistemas para diferentes alturas.

La finalidad de este estudio es determinar el sistema que constituye la solución óptima. Para esto se hará un análisis de costos para cada una de las alturas consideradas y para ambos sistemas.

Se analizarán muros con las siguientes alturas: 3.0, 5.0, 7.0, 9.0, 11.0 y 13.0 m, considerando una longitud de 1.0 m. Para que las soluciones sean compatibles, se considerará en ambas el mismo tipo de material de relleno: arena con un ángulo de fricción interna  $\phi = 32^\circ$  y un peso volumétrico  $\gamma = 1.6 \text{ ton/m}^3$ .

Tanto el análisis como el diseño se harán en forma sistemática y sólo se plantearán en detalle para un problema de cada solución. Con este fin fueron elaborados dos programas para calculadora, mismos que se presentan en el apéndice B.

#### 5.2 Solución con muros de concreto reforzado.

Los muros serán como el indicado en la Fig. 5.1 y a partir de -

9.0 m de altura se colocarán contrafuertes. A continuación se detalla el procedimiento para el muro de 7.0 m de altura.

El análisis se hará de acuerdo con la teoría de Rankine y el diseño en base al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976 (RCDF76).

Propiedades de los materiales:

Concreto. Resistencia a la compresión  $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ ; peso volumétrico  $\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$ .

Acero. Límite de fluencia  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ .

Coefficientes de empuje de tierras:

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = \tan^2(45^\circ - 32^\circ/2) = 0.3073$$

$$K_o = 0.40$$

$$K_P = \tan^2(45^\circ + \phi/2) = \tan^2(45^\circ + 32^\circ/2) = 3.2546$$

Constantes de cálculo para el concreto:

$$f_c^* = 0.8 f'_c = 0.8 (200) = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 (160) = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

Cuantías de acero:

$$p_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.0024$$

$$p_{\max} = p_b = \frac{f_c''}{f_y} \leq \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{6000 + f_y} = \frac{136}{4200} \frac{4800}{6000 + 4200} = 0.0152$$

Factor de carga,  $F_c = 1.4$

Factores de resistencia:

$$F_R = 0.9 \text{ para flexión}$$

$$F_R = 0.8 \text{ para cortante}$$

Factores de seguridad:

F.S. = 1,5 para deslizamiento

F.S. = 2,0 para volteo

Coefficiente de fricción suelo - concreto,  $f = 0,60$ .

Capacidad de carga admisible del terreno de cimentación  $q_a = 25,0$  ton/m<sup>2</sup>.

El muro se divide en diez partes iguales calculando, para cada una de ellas, el empuje; el momento flexionante y el área de acero requerida. El empuje actuante en cada una de estas partes está dado por:

$$E_i = \frac{1}{2} K_A \gamma h_i^2$$

donde  $h_i$  es la profundidad de la sección considerada. Entonces

$$E_i = \frac{1}{2} (0,3073)(1,6)h_i^2 = 0,2458 h_i^2$$

El momento flexionante producido por el empuje en cada sección es

$$M_i = E_i \frac{h_i}{3} = 0,2458 \frac{h_i^3}{3} = 0,0819 h_i^3$$

Según el RCDF76, el momento que resiste la sección (momento resistente) está dado por:

$$M_R = F_R f_c'' b d^2 q (1 - 0,5 q)$$

$$q - 0,5 q^2 - \frac{M_R}{F_R f_c'' b d^2} = 0$$

de aquí

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2c}$$

$$q = \frac{A_s f_y}{b d f_c''} = p \frac{f_y}{f_c''} \Rightarrow p = q \frac{f_c''}{f_y}$$

Después de un proceso iterativo ( que consiste en proponer una de

terminada geometría general del muro y analizar su estabilidad, calculando los correspondientes factores de seguridad y comparándolos con los mínimos. En el caso de que un factor de seguridad resulte menor al mínimo, se propone otra geometría y se analiza de nuevo la estabilidad y así sucesivamente), se llegó a la siguiente geometría para el muro:

$$C = 20 \text{ cm}$$

$$D = 20 \text{ cm}$$

$$t = 60 \text{ cm}$$

$$B_1 = 140 \text{ cm}$$

$$B_2 = 220 \text{ cm}$$

$$B = 400 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

Análisis de la estabilidad del muro.

### 1. Volteo:

El momento de volteo está dado por:

$$M_v = \frac{1}{2} K_A \gamma (H+t)^2 \left( \frac{H+t}{3} \right) = \frac{1}{2} (0.3073)(1.6)(7.6)^2 \left( \frac{7.0 + 0.6}{3} \right) = 35.97 \text{ ton-m}$$

Cálculo del momento resistente (momentos con respecto al punto A)

momento producido por el muro:

$$M_m = 2.4 \left[ 0.2(7.0)(0.1 + 1.4) + \frac{0.2(7.0)}{2} \left( 1.6 + \frac{0.2}{3} \right) + 0.6(4.0)(2.0) \right] = 19.36 \text{ ton-m}$$

momento producido por el relleno:

$$M_r = 1.6 \left[ 2.2(7.0)(1.1 + 1.8) + \frac{0.2(7.0)}{2} \left( 0.2 \frac{2}{3} + 1.6 \right) \right] = 73.40 \text{ ton-m}$$

Considerando la profundidad del empotramiento,  $h$ , como 1/10 de la altura  $H$ , y que la resistencia que se presenta es la correspondiente al suelo en reposo, se tiene que el momento producido por el empotramiento

es:

$$M_e = 1.6 \left[ 1.4(0.7)(0.7) + \frac{1}{2}(0.4)(0.7)^2 \left( \frac{0.7}{3} \right) \right] = 1.13 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_R = 19.36 + 73.40 + 1.13 = 93.89 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

El factor de seguridad al volteo es entonces:

$$F.S.v = \frac{M_R}{M_e} = \frac{93.89}{35.97} = 2.61 > 2.0$$

Se acepta la geometría del muro por este concepto.

## 2. Deslizamiento.

La fuerza que tiende a hacer que el muro deslice es el empuje producido por el relleno:

$$E = \frac{1}{2} K_A \gamma (H + t)^2 = \frac{1}{2} (0.3073)(1.6)(7.6)^2 = 14.20 \text{ ton}$$

La fuerza que se opone al deslizamiento es la fricción que se desarrolla entre el suelo y el muro más la resistencia del empotramiento, esto es:

$$F_R = 0.6 \left\{ 2.4 \left[ 0.2(7.0) + \frac{0.2(7.0)}{2} + 0.6(4.0) \right] + 1.6 \left[ 2.2(7.0) + \frac{0.2(7.0)}{2} + 1.4(0.7) \right] \right\} + \frac{1}{2} (0.4)(1.6)(0.7)^2 = 23.03 \text{ ton}$$

El factor de seguridad al deslizamiento es:

$$F.S.d = \frac{F_R}{E} = \frac{23.03}{14.20} = 1.62 > 1.5$$

Se acepta la geometría del muro por este concepto.



### 3. Capacidad de carga.

Los esfuerzos que el muro transmite al terreno de cimentación no deben exceder la capacidad de carga admisible del mismo, debe además garantizarse que dichos esfuerzos sean únicamente de compresión. Para que se satisfaga esta última condición debe cumplirse que la resultante de las fuerzas quede localizada en el núcleo central de la zapata. Los esfuerzos en la cimentación están dados por:

$$f = \frac{W}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

donde  $W$  es el peso total del sistema;  $A$  es el área de la zapata;  $M$  es el momento resultante sobre el muro;  $I$  es el momento de inercia centroidal de la zapata e  $y$  es la distancia del eje centroidal a la fibra más alejada de la zapata. Dado que la longitud del muro es unitaria,

$$A = B \times 1m = 4.00 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{B^3}{12} = \frac{(4.0)^3}{12} = 5.3333 \text{ m}^4$$

$$y = \frac{B}{2} = \frac{4.0}{2} = 2.0 \text{ m}$$

La excentricidad que se produce en la zapata es:

$$e = \frac{M_R}{W} - \frac{B}{2}$$

$$W = 38.13 \text{ ton}$$

entonces

$$e = \frac{23.89}{38.13} - \frac{4.00}{2} = 0.462 \text{ m}$$

El momento resultante es:

$$M = W e - M_u = 38.13(0.462) - 35.97 = - 18.35 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Localización de la resultante de fuerzas:

$$\bar{x} = \frac{B}{2} - \frac{M}{W} = 2.0 - \frac{18.35}{38.13} = 1.52 \text{ m (a partir del punto A)}.$$

Por tratarse de una sección rectangular, el núcleo central se encuentra en el tercio medio, este está comprendido entre  $B/3$  y  $2B/3$  y en ese tramo debe quedar la resultante.

$$\frac{B}{3} = \frac{4}{3} = 1.33 \text{ m} < \bar{x}$$

$$\frac{2B}{3} = \frac{2(4)}{3} = 2.67 \text{ m} > \bar{x}$$

La resultante se localiza dentro del núcleo central, por lo que se garantiza que en la cimentación hay únicamente esfuerzos de compresión, - estos esfuerzos valen:

$$f_{\max} = \frac{38.13}{4.0} + \frac{18.35}{5.333} (2.0) = 16.41 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\min} = \frac{38.13}{4.0} - \frac{18.35}{5.333} (2.0) = 2.65 \text{ ton/m}^2$$

El esfuerzo máximo en la cimentación no excede la capacidad de carga admisible del terreno, por lo que se acepta el muro por este concepto.

Diseño del muro.

El muro se dividirá en diez partes iguales y cada una de ellas se diseñará por separado, posteriormente se hará el diseño de la zapata.

$$\frac{H}{10} = \frac{7.0}{10} = 0.70 \text{ m}$$

$$\frac{D}{10} = \frac{20}{10} = 2.0 \text{ cm}$$

Sección 1.

$$H_1 = 0.70 \text{ m}, d_1 = 20 + 2 - 5 = 17 \text{ cm}$$

$$E_1 = 0.2458(0.70)^2 = 0.1204 \text{ ton}$$

$$M_1 = 0.0819(0.70)^3 = 0.0281 \text{ ton} - \text{m} = 2810 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{u1} = F_c M_1 = 1.4(2810) = 3934 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$c = \frac{3934}{0.9(136)(100)(17)^2} = 0.0011$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2(0.0011)} = 0.0011$$

$$p = 0.0011 \frac{136}{4200} = 3.6 \times 10^{-5} \quad p_{\min} = 0.0024$$

Se refuerza con el porcentaje mínimo, entonces el área de acero es

$$A_s = 0.0024(100)(17) = 4.08 \text{ cm}^2$$

Procediendo de igual manera para las secciones restantes se llega a lo siguiente:

sección	d(cm)	E(ton)	$M_u$ (ton - m)	p	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
2	19	0.4818	0.3146	0.0024	4.56
3	21	1.0840	1.0619	0.0024	5.04
4	23	1.9271	2.5170	0.0024	5.52
5	25	3.0111	4.9160	0.0024	6.00
6	27	4.3359	8.4949	0.0032	8.76
7	29	5.9017	13.4896	0.0046	13.24
8	31	7.7083	20.1361	0.0061	18.98
9	33	9.7558	28.6704	0.0079	26.19

sección	d (cm)	E (ton)	$M_u$ (ton - m)	$\rho$	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )
10	35	12,0442	39,3284	0,0101	35,19

El esfuerzo cortante máximo se presenta en la base del muro y vale

$$v = \frac{E_{max}}{bd} = \frac{12044 \cdot 2}{100(35)} = 3,44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = F_c v = 1,4(3,44) = 4,82 \text{ Kg/cm}^2$$

Según el RCD76, el esfuerzo cortante que resiste la sección es:

$$v_{CR} = 0,5 F_R \sqrt{f_c} = 0,5(0,8) \sqrt{160} = 5,06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{CR} > v_u \text{ (el esfuerzo cortante no representa problema).}$$

La carga que actúa sobre la zapata se descompone en una rectangular y en una triangular. En la parte posterior de la zapata (talón) la carga triangular es:

$$W = \frac{f_{max} - f_{min}}{B} \frac{B^2}{2} = \frac{16,41 - 2,65}{4,0} \frac{(2,2)^2}{2} = 8,32 \text{ ton}$$

y el momento flexionante que esta carga produce es:

$$M = W \frac{LB}{3} = 8,32 \frac{2,2}{3} = 6,10 \text{ ton - m}$$

La carga rectangular vale:

$$W = (f_H - f_{min} + f_c \pm) B_2 = [1,6(7,0) - 2,65 + 2,4(0,6)] 2,2 = 21,98 \text{ ton}$$

y el momento producido por esta carga es:

$$M = \frac{W B_2}{2} = \frac{21,98(2,2)}{2} = 24,18 \text{ ton - m}$$

El momento flexionante total actuante en el talón de la zapata es:

$$M = 24,18 - 6,10 = 18,08 \text{ ton - m}$$

$$M_u = 1,4(18,08) = 25,31 \text{ ton - m} = 2531000 \text{ Kg - cm}$$

$$c = \frac{2\,531\,000}{0.9(136)(100)(55)(55)} = 0.0684$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2(0.0684)} = 0.0709$$

$$p = 0.0709 \frac{136}{4200} = 0.0023 \quad p_{\min} = 0.0024$$

$$A_s = 0.0024(100)(55) = 12.98 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo cortante que actúa en la sección crítica es:

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{(21.98 - 8.32)1000}{100(55)} = 2.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = 1.4(2.48) = 3.47 \text{ Kg/cm}^2$$

y según el RCDF76, en este caso el esfuerzo cortante que resiste el concreto vale:

$$v_{CR} = F_R (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c} = 0.8 (0.2 + 30 \times 0.0024) \sqrt{160} = 2.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Aumentando  $p$  de tal manera que  $v_u = v_{CR}$ ,

$$p = \frac{1}{30} \left( \frac{v_u}{F_R \sqrt{f_c}} - 0.2 \right) = \frac{1}{30} \left( \frac{3.47}{0.8 \sqrt{160}} - 0.2 \right) = 0.0048$$

$$\text{entonces } A_s = 0.0048 (100) (55) = 26.23 \text{ cm}^2$$

En la parte frontal de la zapata (punta) se tiene que la carga rectangular vale:

$$W = (f_{\max} - \gamma h - \gamma_c t) B_1 = [16.41 - 1.6(0.7) - 2.4(0.6)] 1.4 = 19.39 \text{ ton}$$

y el momento que esta carga produce es:

$$M = \frac{W B_1}{2} = \frac{19.39(1.4)}{2} = 13.57 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

La carga triangular está dada por:

$$W = \left( \frac{f_{\max} - f_{\min}}{B} \right) \frac{B_1^2}{2} = \left( \frac{16.41 - 2.65}{4.0} \right) \frac{(1.4)^2}{2} = 3.37 \text{ ton}$$

y su momento correspondiente es:

$$M = \frac{W B_1}{3} = \frac{3.37(1.4)}{3} = 1.57 \text{ ton} - m$$

entonces el momento total actuante en la punta de la zapata es:

$$M = 13.57 - 1.57 = 12.00 \text{ ton} - m = 1\,200\,000 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_u = 1.4(1\,200\,000) = 1\,680\,000 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$c = \frac{1\,680\,000}{0.9(136)(100)(55)^2} = 0.0454$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2(0.0454)} = 0.0465$$

$$p = 0.0465 \frac{136}{4200} = 0.0015 \quad p_{\min} = 0.0024$$

$$v_u = \frac{1.4(1000)(19.39 - 3.37)}{100(55)} = 4.08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{CR} = 0.8(0.2 + 30 \times 0.0024) \sqrt{160} = 2.75 \text{ Kg/cm}^2 \quad v_u$$

como en el caso anterior, aumentando  $p$  de tal manera que  $v_u = v_{CR}$ , se llega a que  $p = 0.0068$  y entonces

$$A_s = 0.0068(100)(55) = 37.25 \text{ cm}^2$$

*Refuerzo longitudinal.*

Dado que en la dirección longitudinal no existen elementos mecánicos, se coloca el refuerzo por temperatura. El área de acero por unidad de longitud está dada por:

$$A_{st} = \frac{900 x_1}{f_y (100 + x_1)}$$

donde  $x_1$  es el espesor del elemento considerado. Así pues, en la zapata se tiene:

$$A_{st} = \frac{900(60)}{4200(100 + 60)} = 0.0804 \text{ cm}^2/\text{cm} = 8.04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerando el espesor mayor del muro resulta:

$$A_{St} = \frac{900(40)}{4200(100 + 40)} = 0.0612 \text{ cm}^2/\text{cm} = 6.12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Es necesario hacer la aclaración de que el diseño de los muros empleado en el análisis comparativo no incluye efectos sísmicos. Con el fin de complementar el trabajo, se indica a continuación el efecto que el sismo produciría en el caso del muro de 7.0 m de altura.

De acuerdo con lo expuesto en el Capítulo 3, el muro se clasifica como flexible, por lo que para el empuje de tierras se utiliza el coeficiente  $K_{AS}$ . El valor de dicho coeficiente está dado por la expresión (3-33).

Suponiendo un coeficiente sísmico  $\alpha = 0.08$  se tiene que:

$$\theta = \text{ang tan } \alpha = \text{ang tan } 0.08 = 4.57$$

$$\omega = \text{ang tan } \frac{0.2}{7.0} = 1.64$$

Sustituyendo valores en la expresión (3-33) se obtiene  $K_{AS} = 0.5354$ . Este coeficiente corresponde a la acción combinada del empuje estático y el producido por el sismo.

En estas condiciones, el empuje máximo vale:

$$E = \frac{1}{2} (0.5354)(1.6)(7.6)^2 = 24.74 \text{ ton}$$

y el momento de volteo que este empuje produce es:

$$M_v = 24.74 \left( \frac{7.6}{3} \right) = 62.67 \text{ ton} - \text{m}$$

El momento resistente no cambia, dado que se tienen las mismas condiciones en cuanto a carga vertical, de tal manera que el factor de seguridad al volteo vale ahora:

$$F.S._v = 93.89/62.67 = 1.50 < 2.0$$

El factor de seguridad al deslizamiento es:

$$F.S._d = 23.03/24.74 = 0.93 < 1.50$$

Cálculo de las presiones en la cimentación.

$$M = W e - M_p = 38.13(0.462) - 62.67 = -45.05 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\bar{x} = 2.0 - \frac{45.05}{38.13} = 0.82 \text{ m} < \frac{B}{3}$$

En este caso, dado que la resultante de fuerzas queda fuera del núcleo central, se presentan esfuerzos de tensión en la cimentación. El procedimiento a seguir es proponer una nueva geometría para el muro y analizar su estabilidad, si esta es satisfactoria se procede al diseño, en caso contrario, se propone otra geometría y así sucesivamente hasta que se satisfaga la estabilidad, de manera que se torna en un proceso iterativo.

En cuanto al diseño, el RCD76 propone una modificación en el factor de carga (ver Artículo 220 de la referencia 12).

En el caso de muros con contrafuertes el procedimiento de diseño es el siguiente:

Se propone una geometría general y un espaciamiento para los contrafuertes. El análisis de estabilidad general (volteo, deslizamiento y capacidad de carga) se hace de igual manera que para muros en voladizo, presentándose aquí otro proceso iterativo hasta determinar la geometría óptima para el muro. El muro y el talón de la zapata se analizan como losas empotradas en tres lados y libre el otro, sujetas a carga triangular o trapezoidal. El contrafuerte se considera como una viga en voladizo con sección variable sujeta a carga triangular que le transmite el muro.

De lo anterior se desprende que el análisis de una franja unitaria



no es representativo, por lo que para el análisis comparativo, el diseño se hará por tablero, es decir, la distancia entre dos contrafuertes.

A continuación se presenta el procedimiento de diseño para el muro de 9.0 m de altura.

Se llegó a la siguiente geometría:

$$C = 30 \text{ cm}$$

$$t = 50 \text{ cm}$$

$$B_1 = 170 \text{ cm}$$

$$B_2 = 260 \text{ cm}$$

$$B = 460 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$a \text{ (espaciamiento entre los contrafuertes)} = 300 \text{ cm}$$

$$c \text{ (espesor de los contrafuertes)} = 30 \text{ cm}$$

Análisis de la estabilidad del muro.

1. Volteo.

$$M_v = \frac{1}{2} (0.3073)(1.6)(9.5)^2 \left( \frac{9.5}{3} \right) = 70.26 \text{ ton} - \text{m}$$

Cálculo del momento resistente.

momento producido por el muro:

$$M_m = 2.4 \left[ 0.3(9.0)(1.85) + 0.5(4.6)(2.3) + \frac{0.3}{2} (2.6)(9.0) \left( \frac{2.6}{3} + 2.0 \right) \right] = 48.06 \text{ ton} - \text{m}$$

momento producido por el relleno:

$$M_R = 1.6 \left[ 1.7(0.9)(0.85) + 2.6(9.0)(3.3) + \frac{1}{2} (0.4)(0.9)^2 \left( \frac{0.9}{3} \right) - \frac{0.3}{2} (2.6)(9.0) \left( \frac{2.6}{3} + 2.0 \right) \right] = 109.56 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_R = 48.06 + 109.56 = 157.62 \text{ ton} - \text{m}$$

$$F.S._v = \frac{157.62}{70.26} = 2.24 > 2.0$$

### 2. Deslizamiento.

$$E = \frac{1}{2}(0.3073)(1.6)(9.5)^2 = 22.19 \text{ ton}$$

$$F_R = 0.6\left\{2.4[0.3(9.0) + 0.5(4.6) + \frac{0.3}{2}(2.6)(9.0)] + 1.6[1.7(0.9) + 2.6(9.0) - \frac{0.3}{2}(2.6)(9.0)]\right\} + \frac{1}{2}(0.4)(1.6)(0.9)^2 = 39.82 \text{ ton}$$

$$F.S._d = \frac{39.82}{22.19} = 1.79 > 1.5$$

### 3. Capacidad de carga.

$$A = 4.60 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{(4.6)^3}{12} = 8.11 \text{ m}^4$$

$$y = 2.3 \text{ m}$$

$$e = \frac{157.62}{54.70} - 2.3 = 0.58 \text{ m}$$

$$m = 54.70(0.58) - 70.26 = -38.44 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\bar{x} = 2.3 - \frac{38.44}{54.70} = 1.60 \text{ m}$$

$$\frac{B}{3} = \frac{2.6}{3} = 0.87 \text{ m} < \bar{x}$$

$$\frac{2B}{3} = \frac{2(2.6)}{3} = 1.73 \text{ m} > \bar{x}$$

$$f_{\max} = \frac{54.70}{4.6} + \frac{38.44}{8.11} = 16.63 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\min} = \frac{54.70}{4.6} = \frac{38.44}{8.11} = 7.15 \text{ ton/m}^2$$

*El muro tiene la suficiente estabilidad general.*

*El contrafuerte se divide en diez partes iguales y cada una de ellas se diseña como viga en voladizo con sección variable. Así se llega a lo siguiente:*

Sección	d (cm)	$M_u$ (ton - m)	p	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
1	46	0.0836	0.0024	3.31
2	72	0.6691	0.0024	5.18
3	98	2.2581	0.0024	7.06
4	124	5.3526	0.0024	8.93
5	150	10.4543	0.0024	10.80
6	176	18.0651	0.0024	12.67
7	202	28.6867	0.0024	14.54
8	228	42.8210	0.0024	16.42
9	254	60.9697	0.0024	18.29
10	280	83.6348	0.0024	20.16

*El muro se analiza como una losa rectangular empotrada en tres de sus lados y sujeta a carga triangular. Los coeficientes para la obtención de momentos y cortantes se obtuvieron de la referencia 14. Los momentos - se obtienen por medio de la expresión*

$$M = c p L^2$$

*donde*

*M = momento flexionante en la sección considerada*

*c = coeficiente de momento (en función de la relación a/H)*

$p =$  intensidad máxima del empuje  $= K_A H$

$L =$  longitud del muro en la cual se considera el momento (ancho o altura)

En cuanto al diseño de la zapata, se procede de igual manera. La distribución de presiones es trapecial debido a la presencia del momento de volteo. Dicha distribución se descompone en una rectangular y en una triangular. El talón de la zapata se analiza como una losa empotrada en tres de sus lados y libre en el otro sujeta a una carga rectangular y a una triangular y se superponen los efectos de ambas cargas. La punta se analiza como una viga en voladizo sujeta a una carga trapecial.

En las figuras 5.2 a 5.7 se presentan los muros analizados, mismos que serán empleados en el análisis comparativo.

### 5.3 Solución con suelo reforzado.

En este caso se detalla, al igual que en el inciso anterior, el procedimiento para un macizo de suelo reforzado con 7.0 m de altura.

Con base en la Fig. 5.8 se considerarán los siguientes datos:

$$L = H$$

$$H = 0.75 \text{ m (fijado por el tipo de paramento)}$$

Factores de seguridad,

Para estabilidad general,

$$F.S. = 1.5 \text{ para deslizamiento}$$

$$F.S. = 2.0 \text{ para volteo}$$

Para estabilidad interna,

$$F.S. = 2.0 \text{ para rotura del refuerzo}$$

$$F.S. = 4.0 \text{ para deslizamiento suelo - refuerzo}$$

Coefficiente de fricción suelo - refuerzo (ver capítulo 4).

$$f' = 0.75 \tan \phi = \tan 32 \times 0.75 = 0.4687$$

*Coefficiente de fricción suelo - suelo.*

$$f = \tan \phi = \tan 32 = 0.6249$$

*Propiedades de los materiales.*

*Concreto:*

$$f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

*Acero ASTM A-7*

$$f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$$

*Se emplearán dos tipos de secciones en el acero de refuerzo:*

*Tipo I - sección rectangular ancho = 6 cm*

*espesor = 0.5 cm*

$$\text{area} = 3.0 \text{ cm}^2$$

*Tipo II - sección rectangular ancho = 7 cm*

*espesor = 0.5 cm*

$$\text{area} = 3.5 \text{ cm}^2$$

*Según el RCDF76 el esfuerzo admisible para el acero es:*

$$f_a = 0.5 f_y = 0.5 (2320) = 1160 \text{ Kg/cm}^2$$

*La fuerza de tensión que resiste cada sección es:*

$$T_I = a_s f_a = 3.0 (1160) = 3480 \text{ Kg}$$

$$T_{II} = 3.5 (1160) = 4060 \text{ Kg}$$

*Los parámetros restantes son iguales a los considerados en el inciso anterior.*

*Análisis de estabilidad general.*

*1. Volteo.*

$$M_u = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 (H/3) = \frac{1}{2} (0.3073)(1.6)(7.0)^2(7.0/3) = 28.11 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma L H (L/2) = 1.6(7.0)(7.0)(7.0/2) = 274.40 \text{ ton} - m$$

El factor de seguridad por volteo es:

$$F.S._v = \frac{274.40}{28.11} = 9.76 > 2.0$$

2. Deslizamiento.

$$E = \frac{1}{2} \gamma K_A H^2 = \frac{1}{2} (1.6)(0.3073)(7.0)^2 = 12.04 \text{ ton}$$

$$W = \gamma H L = 1.6(7.0)(7.0) = 78.40 \text{ ton}$$

$$F_R = f N = 0.6249(78.40) = 48.98 \text{ ton}$$

El factor de seguridad por deslizamiento es:

$$F.S._d = \frac{48.98}{12.04} = 4.06 > 1.5$$

En lo que se refiere a la estabilidad general del muro no se presentan problemas.

3. Capacidad de carga.

Excentricidad generada.

$$e = \frac{M_R}{W} - \frac{L}{2} = 0$$

$$M = M_v = 28.11 \text{ ton} - m$$

La distribución de presiones en la base es trapecial con:

$$\sigma_{1,2} = \frac{78.40}{7.0} \pm \frac{28.11}{28.58}$$

por lo tanto

$$\sigma_{\max} = 14.64 \text{ ton/m}^2 < 25.0$$

$$\sigma_{\min} = 7.76 \text{ ton/m}^2$$

*Diseño del bloque.*

Para este caso se empleará la distribución de tensiones dada por la expresión (4-4).

$$T = K_A \gamma H_i \Delta H$$

Primer nivel de refuerzo,  $H_1 = 0.75 \text{ m}$

$$T_1 = (0.3073)(1.6)(0.75)(0.75) = 0.2766 \text{ ton}$$

Número de barras de refuerzo para el primer nivel de tendido utilizando secciones tipo I.

$$n = \frac{0.2766}{3.48} = 0.0795$$

Por condiciones de estabilidad, el número mínimo de barras de refuerzo es dos, para cada nivel, por lo que se colocarán dos barras.

El factor de seguridad a la rotura es:

$$F.S. = \frac{2(3.48)}{0.2766} = 25.16 > 2.0$$

Revisión por deslizamiento del refuerzo.

$$\sigma_i = \gamma H_i$$

$$\sigma_1 = (1.6)(0.75) = 1.2 \text{ ton/m}^2$$

La fuerza de tensión generada por la fricción en cada nivel es:

$$T_{fi} = \sigma_i A_i f'$$

$$T_{f1} = 1.2 (2 \times 0.06 \times 7.0)(2)(0.4687) = 0.945 \text{ ton}$$

El factor de seguridad por deslizamiento del refuerzo es:

$$F.S. = \frac{0.945}{0.2766} = 3.41 < 4.0$$

Debido a que el factor de seguridad obtenido es menor que el mínimo propuesto, se proponen las siguientes dimensiones:

$$L = 8.0 \text{ m} , \text{ sección tipo I}$$

$$T_{fi} = 1.2(2)(0.06)(8.0)(2)(0.4687) = 1.08 \text{ ton}$$

$$F.S._d = \frac{1.08}{0.2766} \approx 4.0$$

Procediendo de igual manera para los niveles restantes, se llega a lo siguiente:

Nivel	$H_i$	$T_i$	refuerzo	$n$	$n_{min}$	$L_i$	$T_{fi}$	$F.S._n$	$F.S._d$
2	1.50	0.5531	I	0.158	2	8.0	2.16	13.70	4.0
3	2.25	0.8297	I	0.238	2	8.0	3.24	9.16	4.0
4	3.00	1.1060	I	0.316	2	8.0	4.31	6.86	4.0
5	3.75	1.383	I	0.393	2	8.0	5.40	5.48	4.0
6	4.50	1.659	I	0.469	2	8.0	6.48	4.57	4.0
7	5.25	1.936	I	0.562	2	8.0	7.56	3.92	4.0
8	6.00	2.210	I	0.635	2	8.0	8.64	3.43	4.0
9	6.75	2.489	I	0.709	2	8.0	9.71	3.04	4.0

En las tablas 5.1 a 5.5 se muestran los resultados del análisis de los bloques restantes.

De igual manera que en el inciso anterior, en este caso no se toman en cuenta los efectos del sismo. De acuerdo con lo expuesto en el capítulo 4, la solución más común es la debida a Mononobe y Okabe, la cual considera que el efecto del sismo es equivalente a una fuerza estática  $h_0$



horizontal, provocando que las tensiones en el refuerzo se incrementen proporcionalmente con la profundidad. En estas condiciones, las fuerzas de tensión y la estabilidad general varían al considerar el coeficiente  $K_{AS}$  en lugar de  $K_A$  con el que se habla trabajado. El valor del coeficiente  $K_{AS}$  está dado por la expresión (3-33) y es el mismo que para el inciso anterior.

La única variación con el caso estático es el valor del coeficiente de presión de tierras y a consecuencia de esto cambian los valores de los factores de seguridad por todos los conceptos.

Dado que en párrafos anteriores se detalló el procedimiento de diseño en condiciones estáticas, y este no cambia al introducir el efecto sísmico, no se considera necesario detallarlo nuevamente para condiciones dinámicas. Cabe hacer notar que esto que se describe es haciendo consideraciones pseudo estáticas, lo cual conduce a un diseño del lado de la seguridad. Un análisis exacto podría efectuarse mediante el método del elemento finito, lo cual sale del alcance de este trabajo.

#### 5.4 Análisis comparativo.

Con el fin de determinar el sistema óptimo entre los descritos anteriormente se llevará a cabo una evaluación de la manera siguiente:

Se efectuará un análisis de costos de los dos sistemas, para cada una de las alturas consideradas, suponiendo que en ambos casos se tendrán las mismas condiciones, esto es, tendrán la misma ubicación y datos generales.

Se considerarán únicamente los costos directos y con el fin de no hacer repetitivo el trabajo se hará el desglose de conceptos y costos de

ambos sistemas únicamente para una altura de 7.0 m ; para el resto se indicará solo el presupuesto total.

#### 5.4.1 Muros de concreto reforzado.

Análisis de costos para un muro de 7.0 m de altura y longitud unitaria:

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	C.U.	IMPORTE
<b>1. Preliminares.</b>				
1.1 Limpieza y despalme del terreno.	m <sup>2</sup>	8.40	12.85	107.94
1.2 Trazo y nivelación.	m <sup>2</sup>	8.40	10.28	86.35
<b>2. Cimentación.</b>				
2.1 Excavación a mano de 0.0 a 1.0 m de profundidad en material tipo I.	m <sup>3</sup>	2.60	213.02	553.85
2.2 Acarreos en carretilla hasta 20 m de longitud.	m <sup>3</sup>	2.60	229.50	596.70
<b>2.3 Concretos.</b>				
2.3.1 Concreto hecho en obra con $f'_c=100$ Kg/cm <sup>2</sup> , resistencia normal, agregado máximo de 40 mm.	m <sup>3</sup>	0.20	3653.00	730.60
2.3.2 Concreto hecho en obra con $f'_c=200$ Kg/cm <sup>2</sup> , resistencia normal, agregado máximo de 20 mm.	m <sup>3</sup>	2.40	4685.43	11245.03
2.3.3 Cimbra común en zapata incluye cimbrado y des-cimbrado (7 usos).	m <sup>2</sup>	6.00	387.37	2324.22
<b>2.4 Acero de refuerzo.</b>				

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	C.U.	IMPORTE
2.4.1 <i>Habilitación y armado de acero de refuerzo alta resistencia <math>f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2</math></i>	ton	0.141	69477.03	9796.26
<b>3. Superestructura.</b>				
<b>3.1 Concretos.</b>				
3.1.1 <i>Concreto hecho en obra <math>f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2</math> resistencia normal, agregado máximo de 20 mm en muros a una altura máxima de 13.0 m.</i>	m <sup>3</sup>	2.10	5820.92	12223.93
3.1.2 <i>Cimbra común en muros hasta de 30 cm de peralte, incluye cimbrado y descimbrado.</i>	m <sup>2</sup>	14.00	452.60	6336.40
<b>3.2 Acero de refuerzo.</b>				
3.2.1 <i>Habilitación y armado de acero de refuerzo alta resistencia, <math>f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2</math>.</i>	ton	0.31	77737.90	22238.75
4. <i>Transporte del material de relleno a la obra de un banco situado a 7 Km del lugar, incluye carga, descarga, acarreo y compactación.</i>	m <sup>3</sup>	49.98	217.91	10891.14
			<b>TOTAL</b>	<b>77 131.17</b>

NOTA: Los costos aquí indicados son los que rigen actualmente (marzo de 1983). En cuanto a la obra de mano, se consideraron los salarios para la

zona del Distrito Federal. La clasificación del material en excavación co  
rresponde a la propuesta por la C.N.I.C.

En la tabla 5.6 se muestran los presupuestos para muros con las di  
ferentes alturas consideradas.

#### 5.4.2 Suelo reforzado.

Análisis de costos para un bloque de suelo reforzado de 7.0 m de -  
altura y longitud unitaria.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	C.U.	IMPORTE
<b>1. Preliminares.</b>				
1.1 Limpieza y despalme del terreno.	m <sup>2</sup>	7.0	12.85	89.95
1.2 Trazo y nivelación	m <sup>2</sup>	7.0	10.28	71.82
<b>2. Cimentación.</b>				
2.1 Excavación a mano de 0.0 a 1.0 m de profundidad en material tipo I.	m <sup>3</sup>	4.9	213.02	1043.80
2.2 Acarreo en carretilla hasta 20 m de longitud.	m <sup>3</sup>	4.9	229.50	1124.55
<b>2.3. Concretos.</b>				
2.3.1 Concreto hecho en obra $f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ , resistencia normal, agregado máximo de 20 mm en solera de reglaje.	m <sup>3</sup>	0.05	3653.14	182.66
<b>3. Superestructura.</b>				
<b>3.1 Acero de refuerzo.</b>				
3.1.1 Habilidad y armado de acero de refuerzo alta resistencia $f_y =$				

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	C.U.	IMPORTE
$\approx 4200 \text{ Kg/cm}^2$ en escamas de paramento.	ton	0.03	67567.31	2027.02
3.1.2 Habilitación y colocación de soleras de acero galvanizado	Kg	288	81.74	23541.70
3.2 Concretos.				
3.2.1 Concreto hecho en obra $f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ resistencia normal, agregado máximo de 20 mm.	$\text{m}^3$	1.26	4365.74	5500.83
3.3 Cimbra metálica con cachetes de madera, acabado aparente para escamas de paramento.	$\text{m}^2$	7.0	985.46	6898.22
3.4 Montaje de escamas de concreto.	$\text{m}^2$	7.0	24.30	170.10
3.5 Accesorios especiales	lote	7	224.30	1570.10
4. Transporte del material de relleno a la obra de un banco situado a 1 Km del lugar, incluye carga, descarga, acarreo y compactación.	$\text{m}^3$	49.0	217.91	10667.59
			TOTAL	52 897.16

#### 5.4.3 Interpretación de resultados.

En la Fig. 5.9 se presenta una gráfica en la que en el eje horizontal aparecen los valores de las alturas de los muros considerados y en el eje vertical su costo correspondiente para los dos sistemas analizados. -

En dicha gráfica están indicados los puntos de las tablas 5.6 y 5.7.

Como puede observarse, si se unen los puntos correspondientes a cada sistema, existe uno en el cual las dos curvas se intersectan. Este punto, llamado crítico, representa el valor de la altura a partir de la cual el sistema de suelo reforzado resulta más económico que el de muros de retención de concreto reforzado.

Con el fin de determinar el valor aproximado de las coordenadas del punto crítico, se ajustó una ecuación a cada serie de puntos mediante el método de los mínimos cuadrados, obteniéndose los siguientes resultados:

Para el sistema de muros de retención, la ecuación que se ajustó es la siguiente:

$$C = 1637.02 H^{1.98} \quad (5-1)$$

donde C es el costo del muro de altura H.

En esta ecuación se obtuvo un coeficiente de correlación  $R^2 = 0.99$ , el cual se considera satisfactorio.

Para el sistema de suelo reforzado se obtuvo la siguiente ecuación:

$$C = 5205.73 H^{1.24} \quad (5-2)$$

con un coeficiente de correlación  $R^2 = 0.99$ , el cual es un valor aceptable.

Dado que en el punto crítico el valor tanto de C como de H es igual para las dos ecuaciones, la altura crítica se obtiene igualando las expresiones (5-1) y (5-2), de manera que

$$1637.02 H^{1.98} = 5205.73 H^{1.24}$$

Haciendo operaciones y despejando  $H$ , se llega a que

$$H_c = 4.77 \text{ m}$$

Lo cual quiere decir que a partir de una altura aproximada de 4.8m el suelo reforzado es más económico que los muros de retención.

## CAPITULO 6

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El sistema de suelo reforzado es un moderno e ingenioso método capaz de sustituir con muchas ventajas a los sistemas tradicionales de retención de tierras. Una de las principales ventajas es la economía que se logra para alturas relativamente grandes. Con base en el análisis comparativo que se presenta en el capítulo 5, el suelo reforzado resulta más económico que los muros de retención de concreto reforzado a partir de una altura aproximada de 4.8 m. Sin embargo, esta aseveración debe tomarse con reserva previendo la posible variación en los costos de los conceptos considerados en los análisis económicos. Si la variación de costos es uniforme, es decir, si el costo de cada concepto se incrementa en la misma proporción (como generalmente sucede), la afirmación sigue siendo válida; en caso contrario, es necesario hacer las correcciones adecuadas y determinar el valor de la altura crítica corregida, la cual resultará, en general, con ligeras variaciones.

Otra ventaja importante del suelo reforzado es el tiempo de ejecución de la obra, el cual es considerablemente menor que el empleado en muros de retención convencionales.

Sin embargo, el suelo reforzado también tiene desventajas. Una de las más importantes es que hasta ahora sólo se ha estudiado su comportamiento para el caso de relleno constituido por suelo puramente friccionante y lo relativo a rellenos cohesivos está todavía en estudio.

Otra desventaja radica en la dificultad de conseguir fácilmente en el mercado algunos de los principales materiales necesarios para su cons-



trucción, como es el acero de refuerzo que debe ser galvanizado, y algunas de las juntas sintéticas que se emplean entre las escamas, como las juntas de poliuretano.

Como se pudo apreciar en el capítulo 4, la teoría del suelo reforzado está basada aún en gran parte en resultados experimentales y existen muchos problemas que actualmente no se han solucionado, como es el caso de los efectos de las vibraciones sísmicas o el del comportamiento ante rellenos constituidos por suelo puramente cohesivo o con cohesión y fricción.

El suelo reforzado es pues, un campo abierto a la investigación, en el cual puede haber aún numerosas y valiosas aportaciones.

## A P E N D I C E A

### Relaciones de esfuerzos en el suelo.

En la Mecánica de Suelos existen varias teorías de falla, dentro de las cuales destaca la de Mohr-Coulomb. Según esta teoría el material falla cuando el esfuerzo cortante en cualquier sección alcanza un valor  $s$ , que depende del esfuerzo normal que actúa en dicha sección (ref. 2). Esta condición puede expresarse como:

$$\tau = s = \sigma \tan \phi \quad (A-1)$$

Esta ecuación queda representada, en un plano  $\sigma - \tau$ , por una recta que pasa por el origen y que está inclinada un ángulo  $\phi$  con respecto al eje horizontal. Esta recta, denominada línea de falla, representa el lugar geométrico de los esfuerzos cortantes de falla en función de los esfuerzos normales. Si el círculo de Mohr que representa los esfuerzos cortantes en las distintas direcciones es tangente a las líneas de falla (Fig. A.1), habrá un punto del círculo (punto D) que representa unos esfuerzos que satisfacen la condición de falla (A-1). Dichos esfuerzos actúan en un plano inclinado un ángulo  $\theta$  con respecto al plano en que actúa el esfuerzo principal mayor,  $\sigma_1$ . Por la geometría de la misma Fig. A.1 y por construcción del círculo de Mohr, se desprende de que la inclinación del ángulo en cuestión vale:

$$\theta = 45^\circ + \phi/2 \quad (A-2)$$

Partiendo de la Fig. A.1 se puede establecer una relación entre esfuerzos principales en función del ángulo  $\phi$  como sigue:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\overline{OB}}{\overline{OA}} = \frac{\overline{OC} + \overline{CB}}{\overline{OC} - \overline{CA}}$$

pero

$$\overline{CB} = \overline{CA} = \overline{CD} = R$$

entonces

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\overline{OC} + R}{\overline{OC} - R} = \frac{1 + \frac{R}{\overline{OC}}}{1 - \frac{R}{\overline{OC}}} = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \frac{1 + \cos(90^\circ - \phi)}{1 - \cos(90^\circ - \phi)}$$

por las identidades trigonométricas

$$\cos^2(45^\circ - \phi/2) = \frac{1 + \cos(90^\circ - \phi)}{2} \quad y$$

$$\operatorname{sen}^2(45^\circ - \phi/2) = \frac{1 - \cos(90^\circ - \phi)}{2}$$

se tiene que:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{2 \cos^2(45^\circ - \phi/2)}{2 \operatorname{sen}^2(45^\circ - \phi/2)}$$

de donde

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \operatorname{ctg}^2 (45^\circ - \phi/2) = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

A esta relación de esfuerzos se le conoce con el nombre de  $N_\phi$ , así que:

$$N_\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (A-3)$$

Así también, el recíproco de esta relación es:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{N_\phi} = \frac{1}{\tan^2 (45^\circ + \phi/2)} = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

expresión (A-4).

## A P E N D I C E B

### *Programas para calculadora.*

Como se indicó en el capítulo 5, con el fin de sistematizar el proceso de diseño de muros de concreto y de bloques de suelo reforzados, se elaboraron sendos programas para calculadora. Estos programas fueron hechos para la HP-41C/V y se describen a continuación.

#### 1. Programa para muros de concreto reforzado.

##### a) Descripción del programa.

El nombre del programa es "MR" y constituye una adaptación y modificación de uno hecho originalmente para la HP-67/97 por Walter Leroy Ashley (ref. 17). El programa lleva a cabo el diseño de muros de retención de concreto reforzado basado en el RCD76. El cálculo de las solicitaciones lo hace empleando la teoría de Rankine.

Para el diseño, el programa divide el muro en diez partes iguales y para cada una de ellas calcula la profundidad de la sección a partir de la corona; el empuje actuante; el momento flexionante; el espesor de la sección y el área de acero requerida y el esfuerzo cortante máximo actuante, que se presenta en la sección más profunda del muro. Esto es en cuanto al diseño del muro. En lo que se refiere a la estabilidad general, el programa calcula el momento de volteo; el momento resistente; el factor de seguridad al volteo; la fuerza cortante máxima; la fuerza pasiva producida por el empotramiento; el peso total del sistema; la localización de la resultante de fuerzas y la profundidad del

dentellón, si se requiere.

Sobre el relleno puede actuar una sobrecarga por unidad de área, la cual se ingresa como una altura equivalente de suelo y se toma en cuenta en el cálculo del momento resistente sólo si la bandera  $\beta\beta$  está habilitada. También puede actuar sobre el muro una sobrecarga lineal, en cuyo caso se ingresa el valor de esta y el del momento que produce con respecto al punto A (Fig. B.1).

En cuanto al diseño de la zapata, el programa proporciona, para la punta y el talón de la misma, el esfuerzo cortante, el momento flexionante y el área de acero requerida.

Si en la cimentación se presentan tensiones, aparece el mensaje "P. NEGATIVAS" y se detiene la ejecución.

Las limitaciones que tiene el programa son las siguientes: el relleno debe ser puramente friccionante y con superficie horizontal.

En el desarrollo del programa se emplean las siguientes ecuaciones (ver Fig. B.1):

$$E_i = \frac{1}{2} K_A \gamma H_i^2 \quad \text{empuje activo en la } i\text{-ésima sección}$$

donde

$$K_A = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad \text{constante de empuje activo de Rankine}$$

= ángulo de fricción interna del suelo

= peso volumétrico del suelo

$H_i$  = profundidad de la sección  $i$  a partir de la corona del muro.

$$M_i = E_i (H_i/3 + SC) \quad \text{momento flexionante en la } i\text{-ésima sección}$$

donde

SC = sobrecarga por unidad de área actuante sobre el relleno y expresada como una altura equivalente de suelo.

$M_{ui} = 1.4 M_i$  momento flexionante de diseño en la sección considerada.

$$c_i = \frac{M_{ui}}{F_R f_c'' b d_i^2}$$

donde

$F_R$  = factor de resistencia para flexión = 0.9

$f_c''$  = resistencia reducida del concreto =  $0.68 f_c'$

$b$  = ancho de la sección = 1.0 m

$d_i$  = peralte efectivo de la sección.

$q_i = 1 - \sqrt{1 - 2 c_i}$  Índice de refuerzo de la sección considerada

$p_i = \frac{f_c''}{f_y} q_i$  porcentaje de acero requerido en la sección

donde

$f_y$  = límite de fluencia del acero de refuerzo

$p_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y}$  porcentaje mínimo de acero

$$p_{\max} = p_{\min} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{6000 + f_y} \quad \text{porcentaje máximo de acero}$$

$$A_{si} = p_i \cdot b \cdot d_i \quad \text{área de acero requerida por la sección}$$

$$v_i = \frac{V_i}{b \cdot d_i} \quad \text{esfuerzo cortante actuante en la sección}$$

donde

$$V_i = \text{fuerza cortante que actúa en la sección}$$

$$M_v = E_t (SC + H_t / 3) \quad \text{momento de volteo}$$

donde

$$E_t = \frac{1}{2} K_A \cdot H_t^2$$

$$H_t = H + t$$

$t$  = espesor de la zapata.

$$F.S._v = \frac{M_R}{M_v} \quad \text{factor de seguridad al volteo}$$

$$M_R = \sum M_A$$

$$e = \frac{M_R}{W} - \frac{B}{2} \quad \text{excentricidad en la zapata}$$

del sistema



$B$  = ancho total de la zapata.

$$M_{net} = W e - M_v \quad \text{momento resultante}$$

$$f = \frac{1}{B} (W \pm 6 M_{net} / B) \quad \text{presiones en la cimentación}$$

$$W_{tt} = \left( \frac{f_{max} - f_{min}}{B} \right) \frac{B_2^2}{2} \quad \text{carga en el talón de la zapata debida a la distribución triangular}$$

$$W_{tr} = [\gamma(H + SC) - f_{min} + 2.4t] B_2 \quad \text{carga en el talón de la zapata debida a la distribución rectangular}$$

$$M_t = \frac{W_{tt} B_2}{3} + \frac{W_{tr} B_2}{2} \quad \text{momento flexionante en el talón de la zapata}$$

$$W_{pt} = \left( \frac{f_{max} - f_{min}}{B} \right) \frac{B_1^2}{2} \quad \text{carga en la punta de la zapata debida a la distribución triangular}$$

$$W_{pr} = (f_{max} - \gamma h_f - 2.4t) B_1 \quad \text{carga en la punta de la zapata debida a la distribución rectangular}$$

donde

$h_f$  = altura del empotramiento

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h_f^2 \quad \text{resistencia pasiva del empotramiento}$$

donde

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad \text{constante de empuje pasivo de Rankine}$$

A continuación se presenta la lista de variables que intervienen en el programa indicando su tipo (D = dato, R = resultado), su descripción y sus unidades.

- AS .....(R) Área de acero requerida en la sección considerada -  
(cm<sup>2</sup>).
- U .....(R) Penalte total de la sección del muro que se considere (cm).
- B .....(R) Ancho total de la zapata de cimentación (m).
- B1 .....(D) Longitud de la punta de la zapata (m).
- B2 .....(D) Longitud del talón de la zapata (m).
- C .....(D) Ancho de la corona del muro (cm).
- D .....(D) Ancho adicional en la base del muro (cm).
- E .....(R) Empuje activo actuante en la sección considerada del muro (ton).
- F .....(D) Coeficiente de fricción suelo-concreto.
- Fc .....(D) Resistencia a la compresión del concreto  $f'_c$  (Kg/cm<sup>2</sup>).
- FMAX .....(R) Presión máxima actuante en la cimentación (ton/m<sup>2</sup>).
- FMIN .....(R) Presión mínima actuante en la cimentación (ton/m<sup>2</sup>).
- FI .....(D) Ángulo de fricción interna del suelo (grados).

- FS<sub>d</sub>* .....(D) Factor de seguridad al deslizamiento.  
*FS<sub>V</sub>* .....(R) Factor de seguridad al volteo.  
*FY* .....(D) Límite de fluencia del acero de refuerzo ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ).  
*H* .....(D) Altura del muro a partir del paño superior de la zapata (m).  
*HF* .....(D) Altura del empotramiento a partir del paño superior de la zapata (m).  
*M* .....(D, R) Momento producido por la sobrecarga lineal actuante en el muro o momento flexionante en cada sección del muro (ton-m).  
*MP* .....(R) Momento flexionante en la punta de la zapata (ton-m).  
*MR* .....(R) Momento resistente del sistema (ton-m).  
*MT* .....(R) Momento flexionante en el talón de la zapata (ton-m).  
*MV* .....(R) Momento de volteo (ton-m).  
*N* .....(R) Indicador del número de sección considerada del muro.  
*P* .....(D) Valor de la sobrecarga lineal en el muro (ton).  
*PD* .....(R) Profundidad del dentellón en caso de requerirlo (m).  
*PP* .....(R) Presión pasiva producida por el empotramiento (ton).  
*PS* .....(D) Peso volumétrico del suelo ( $\text{ton}/\text{m}^3$ ).  
*R* .....(D) Recubrimiento para el acero (cm).  
*SC* .....(D) Sobrecarga por unidad de área actuante sobre el relleno no expresada como una altura equivalente de suelo (m).  
*T* .....(D) Peralte total de la zapata de cimentación (m).  
*V* .....(R) Esfuerzo cortante máximo en la base del muro ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ).  
*VB* .....(R) Fuerza cortante en la base del muro (ton).  
*VP* .....(R) Esfuerzo cortante actuante en la punta de la zapata ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ).

$V_T$  .....(R) Esfuerzo constante actuante en el talón de la zapata  
(Kg/cm<sup>2</sup>).

$W$  .....(R) Peso total del sistema (ton).

$X$  .....(R) Distancia a partir de la punta de la zapata a la que  
se localiza la resultante de todas las fuerzas actuantes  
(m).

b.) Configuración del sistema.

El programa puede ejecutarse en la HP-41CV o en la HP-41C adicio-  
nándole dos módulos de memoria o el módulo de memoria QUAD.

c.) Instrucciones de uso del programa.

PASO	INSTRUCCIONES	ENTRADA	FUNCION	PANTALLA
1	Leer* el programa. Habilitar la bandera $\beta\beta$ si se desea que la sobrecarga se tome en cuenta en el cálculo del momento resistente.			
2	Ingreso de datos generales.		R/S	H=?M
		H (m)	R/S	C=?CM
		C (cm)	R/S	D=?CM
		D (cm)	R/S	R=?CM
		R (cm)	R/S	PS=?T/M <sup>3</sup>
		$V$ (T/m <sup>3</sup> )	R/S	FI=?

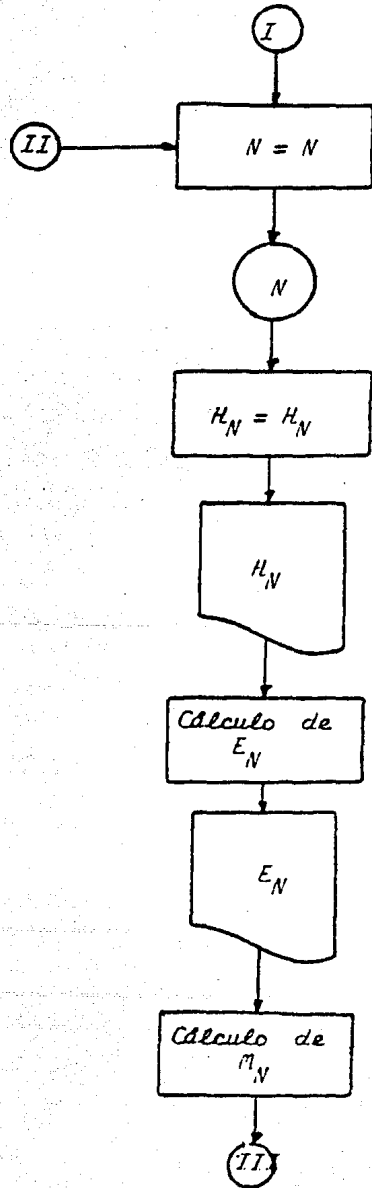
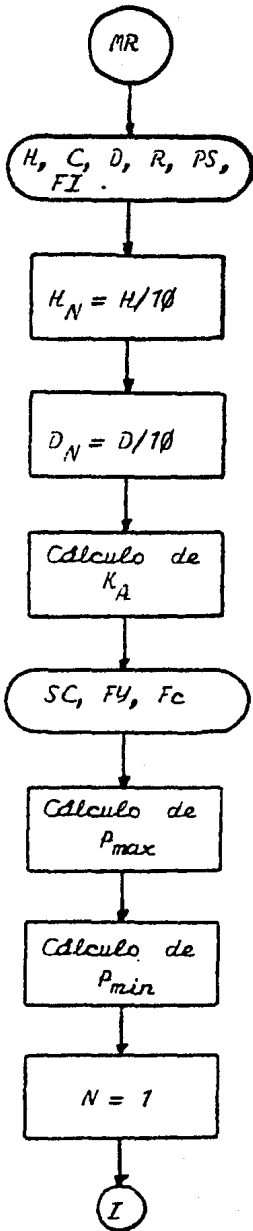
PASO	INSTRUCCIONES	ENTRADA	FUNCION	PANTALLA
		$\phi$ (grados)	R/S	SC=?M
		SC (m)	R/S	F <sub>y</sub> =?KG/CM <sup>2</sup>
		f <sub>y</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	R/S	F <sub>c</sub> =?KG/CM <sup>2</sup>
3	Salida de resultados correspondientes al diseño del muro.	f <sub>c</sub> ' (Kg/cm <sup>2</sup> )	R/S	N=1
				H=...M
			R/S	E=...TON
			R/S	M=...T-M
			R/S	B=...CM
			R/S	AS=...CM <sup>2</sup>
			R/S	N=2
				H=...M
			R/S	E=...TON
			.	.
			.	.
			.	.
			R/S	N=10
				H=...M
			R/S	E=...TON
			R/S	M=...T-M
			R/S	B=...CM
			R/S	AS=...CM <sup>2</sup>
			R/S	V=...K/CM <sup>2</sup>
4	Ingreso de la geometría de la zapata.		R/S	B1=?M
		B <sub>1</sub> (m)	R/S	B2=?M
		B <sub>2</sub> (m)	R/S	T=?M
5	Salida de resultados.	t (m)	R/S	MV=...T-M

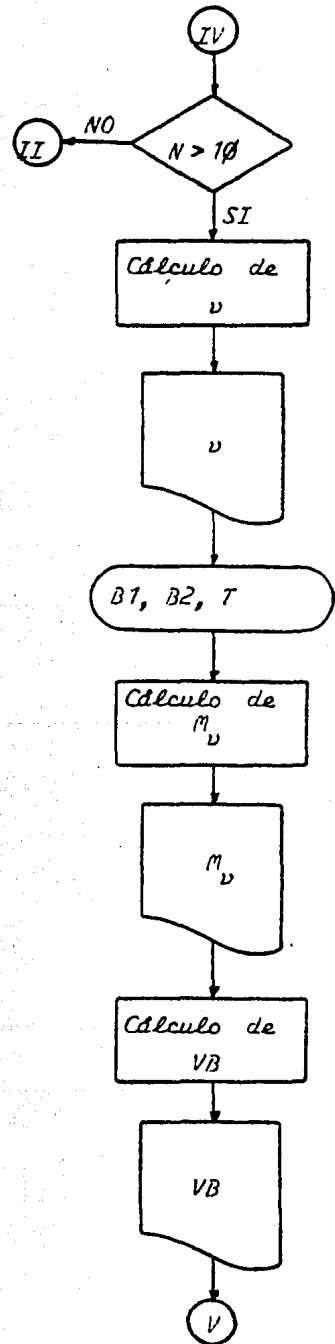
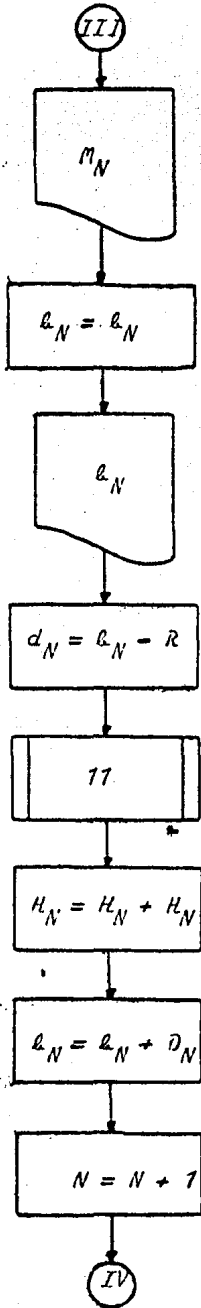
PASO	INSTRUCCIONES	ENTRADA	FUNCION	PANTALLA
			R/S	VB=...TON
6	Datos del empotramiento.		R/S	HF=?M
7	Salida de resultados.	$h_f$ (m)	R/S	B=...M
8	Entrada de datos.		R/S	M=?T*M
9	Salida de resultados.	M (ton-m)	R/S	MR=...T*M
			R/S	FS.V=...
10	Entrada de datos.		R/S	P=?TON
11	Salida de resultados de la	P (ton)	R/S	W=...TON
	estabilidad general.		R/S	X=...M
			R/S	FMAX=...T/M <sup>2</sup>
			R/S	FMIN=...T/M <sup>2</sup>
12	Salida de resultados corres-		R/S	MT=...T*M
	pondientes al diseño de la		R/S	AS=...CM <sup>2</sup>
	zapata.		R/S	VT=...K/CM <sup>2</sup>
			R/S	MP=...T*M
			R/S	AS=...CM <sup>2</sup>
			R/S	VP=...K/CM <sup>2</sup>
13	Ingreso de datos para desli-		R/S	FS,d=?
	zamiento.	F.S.d	R/S	F=?
14	Salida de resultados finales.	f	R/S	PP=...TON
			R/S	PD=...M

d) Diagrama de flujo.

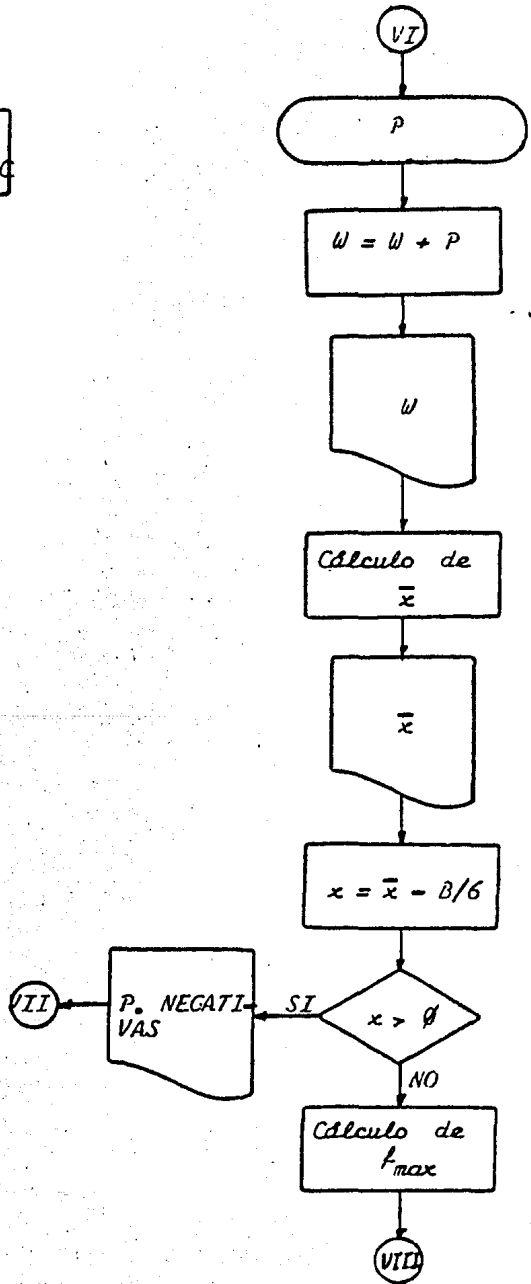
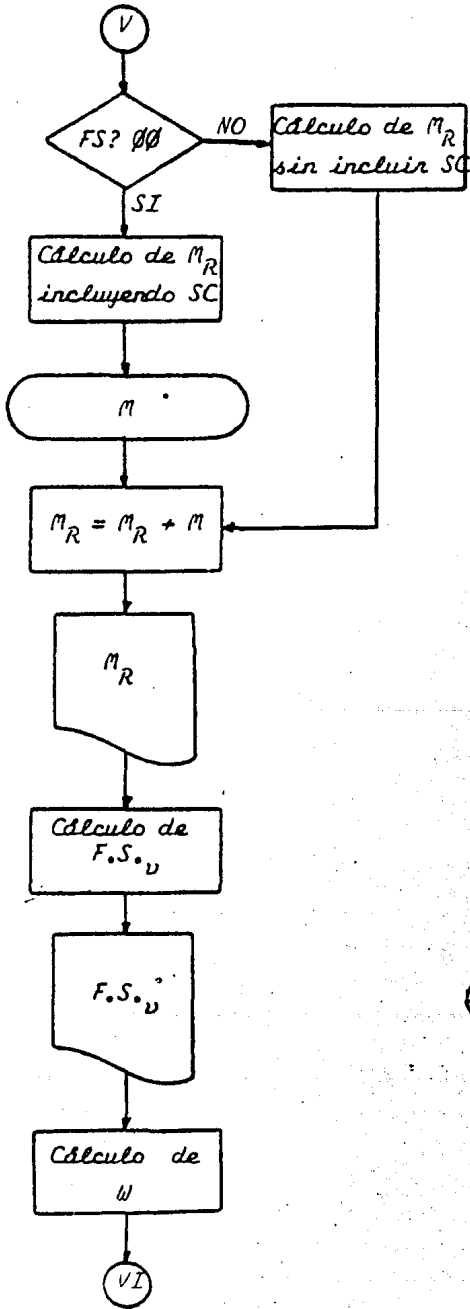
En la Fig. B.2 se muestra la nomenclatura empleada en los diagra-

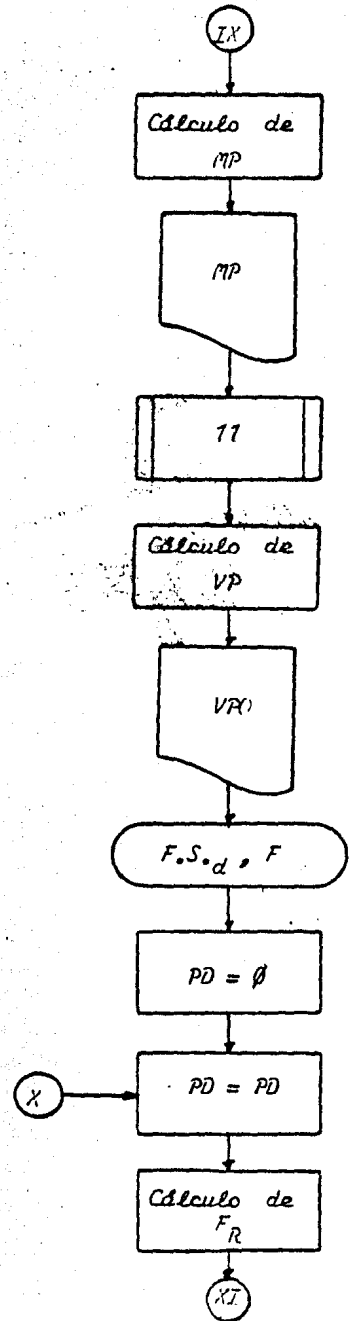
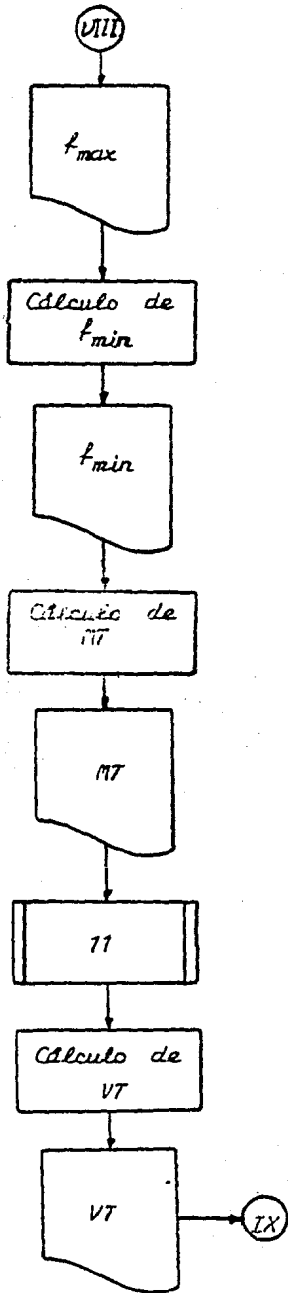
mas de flujo.

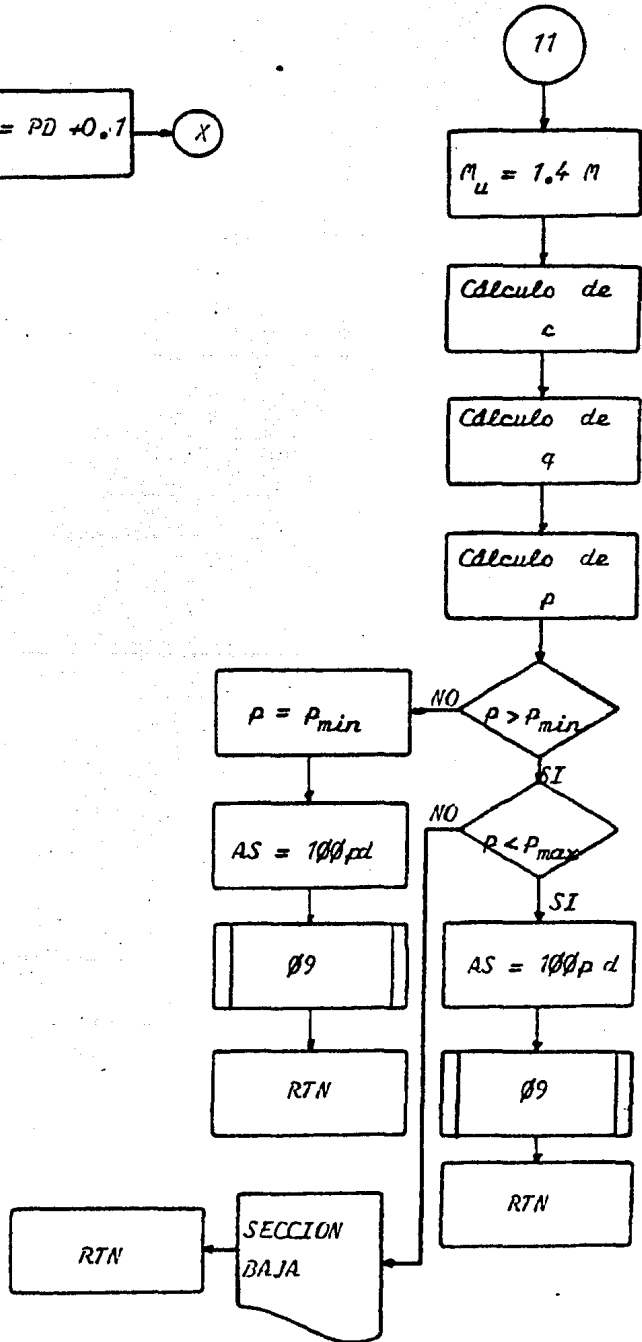
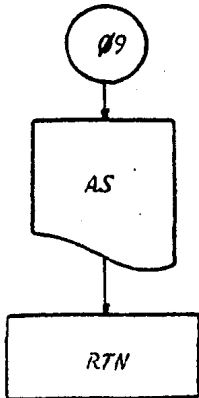
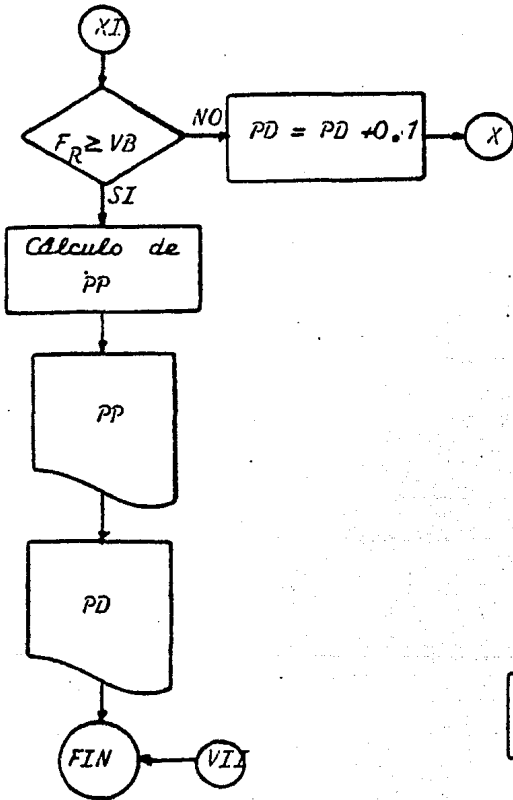












## e) Listado del programa.

01	...	51	4000
02	...	52	A
03	...	53	0000
04	...	54	POL 17
05	...	55	-
06	...	56	-
07	...	57	STO 19
08	...	58	POL 04
09	...	59	STO
10	...	60	-
11	...	61	A
12	...	62	POL 17
13	...	63	-
14	...	64	STO 06
15	...	65	-
16	...	66	STO 06
17	...	67	POL 06
18	...	68	FIN 3
19	...	69	HEP
20	...	70	POL 09
21	...	71	POL
22	...	72	HEP
23	...	73	POFF
24	...	74	FIN 4
25	...	75	POL 06
26	...	76	HEP
27	...	77	HEP 06
28	...	78	V42
29	...	79	POL 04
30	...	80	A
31	...	81	B
32	...	82	-
33	...	83	HEP
34	...	84	HEP 07
35	...	85	POL 07
36	...	86	POL 02
37	...	87	-
38	...	88	-
39	...	89	A
40	...	90	STO 13
41	...	91	HEP
42	...	92	HEP 03
43	...	93	POL 03
44	...	94	POL 11
45	...	95	-
46	...	96	-
47	...	97	STO 03
48	...	98	HEP
49	...	99	POL X
50	...	100	HEP

101 PROMPT  
 102 RCL 02  
 103 -  
 104 STO 08  
 105 XEQ 11  
 106 RCL 00  
 107 RCL 10  
 108 -  
 109 STO 00  
 110 1  
 111 ST+ 09  
 112 RCL 00  
 113 11  
 114 -  
 115 XEQ  
 116 STO 00  
 117 RCL 00  
 118 RCL 00  
 119 -  
 120 STO 00  
 121 2  
 122 /  
 123 RCL 00  
 124 +  
 125 RCL 00  
 126 +  
 127 RCL 04  
 128 +  
 129 10  
 130 \*  
 131 RCL 00  
 132 /  
 133 \*V=+  
 134 XEQ 10  
 135 \*B1=77  
 136 PROMPT  
 137 STO 01  
 138 \*22=777  
 139 PROMPT  
 140 STO 02  
 141 \*T=277  
 142 PROMPT  
 143 STO 09  
 144 RCL 00  
 145 +  
 146 STO 10  
 147 12  
 148 RCL 04  
 149 +  
 150 0

151 /  
 152 RCL 01  
 153 RCL  
 154 0  
 155 /  
 156 -  
 157 1  
 158 \*V=+  
 159 XEQ 01  
 160 STO 11  
 161 RCL 10  
 162 -  
 163 /  
 164 RCL 01  
 165 /  
 166 RCL 10  
 167 /  
 168 \*B=+  
 169 XEQ 02  
 170 STO 13  
 171 RCL 03  
 172 100  
 173 /  
 174 STO 03  
 175 \*V=100  
 176 PROMPT  
 177 STO 15  
 178 RCL 05  
 179 RCL 09  
 180 STO 09  
 181 /  
 182 STO 16  
 183 0  
 184 RCL 08  
 185 RCL 08  
 186 \*  
 187 /  
 188 STO 21  
 189 100000  
 190 /  
 191 /  
 192 RCL 01  
 193 -  
 194 RCL 07  
 195 +  
 196 +  
 197 STO 07  
 198 1.4  
 199 RCL 00  
 200 /

201 POL 07

202 POL 08

203 POL 09

204 POL 10

205 POL 11

206 POL 12

207 POL 13

208 POL 14

209 POL 15

210 POL 16

211 POL 17

212 POL 18

213 POL 19

214 POL 20

215 POL 21

216 POL 22

217 POL 23

218 POL 24

219 POL 25

220 POL 26

221 POL 27

222 POL 28

223 POL 29

224 POL 30

225 POL 31

226 POL 32

227 POL 33

228 POL 34

229 POL 35

230 POL 36

231 POL 37

232 POL 38

233 POL 39

234 POL 40

235 POL 41

236 POL 42

237 POL 43

238 POL 44

239 POL 45

240 POL 46

241 POL 47

242 POL 48

243 POL 49

244 POL 50

245 POL 51

246 POL 52

247 POL 53

248 POL 54

249 POL 55

250 POL 56

251 POL 57

252 POL 58

253 POL 59

254 POL 60

255 POL 61

256 POL 62

258 \*P. AMST/INC\*

700  
 701  
 702  
 703  
 704  
 705  
 706  
 707  
 708  
 709  
 710  
 711  
 712  
 713  
 714  
 715  
 716  
 717  
 718  
 719  
 720  
 721  
 722  
 723  
 724  
 725  
 726  
 727  
 728  
 729  
 730  
 731  
 732  
 733  
 734  
 735  
 736  
 737  
 738  
 739  
 740  
 741  
 742  
 743  
 744  
 745  
 746  
 747  
 748  
 749  
 750  
 751  
 752  
 753  
 754  
 755  
 756  
 757  
 758  
 759  
 760  
 761  
 762  
 763  
 764  
 765  
 766  
 767  
 768  
 769  
 770  
 771  
 772  
 773  
 774  
 775  
 776  
 777  
 778  
 779  
 780  
 781  
 782  
 783  
 784  
 785  
 786  
 787  
 788  
 789  
 790  
 791  
 792  
 793  
 794  
 795  
 796  
 797  
 798  
 799  
 800

700  
 701  
 702  
 703  
 704  
 705  
 706  
 707  
 708  
 709  
 710  
 711  
 712  
 713  
 714  
 715  
 716  
 717  
 718  
 719  
 720  
 721  
 722  
 723  
 724  
 725  
 726  
 727  
 728  
 729  
 730  
 731  
 732  
 733  
 734  
 735  
 736  
 737  
 738  
 739  
 740  
 741  
 742  
 743  
 744  
 745  
 746  
 747  
 748  
 749  
 750  
 751  
 752  
 753  
 754  
 755  
 756  
 757  
 758  
 759  
 760  
 761  
 762  
 763  
 764  
 765  
 766  
 767  
 768  
 769  
 770  
 771  
 772  
 773  
 774  
 775  
 776  
 777  
 778  
 779  
 780  
 781  
 782  
 783  
 784  
 785  
 786  
 787  
 788  
 789  
 790  
 791  
 792  
 793  
 794  
 795  
 796  
 797  
 798  
 799  
 800

404 ST- 8  
 405 M2  
 406 \*  
 407 2  
 408  
 409 ST- 05  
 410 PCL 31  
 411 3  
 412 /  
 413 /  
 414 ST- 03  
 415 PCL 07  
 416 \*  
 417 ST 06  
 418 ST 10  
 419 ST 11  
 420 PCL 05  
 421 \*  
 422 PCL 05  
 423 \*  
 424 \*  
 425 \*  
 426 KCO 10  
 427 0  
 428 ST 06  
 429 PCL 13  
 430 \*  
 431 EDKST  
 432 \*  
 433 PCL 31  
 434 \*  
 435 EDKST  
 436 \*  
 437 \*  
 438 ST 10  
 439 \*  
 440 ST 04  
 441 PCL 10  
 442 PCL 15  
 443 PCL 09  
 444 \*  
 445 PCL 06  
 446 \*  
 447 \* 2  
 448 \*  
 449 \*

450 \*  
 451 PCL 16  
 452 \*  
 453 \*  
 454 ST 05  
 455 \*  
 456 ST 06  
 457 ST 04  
 458 \*  
 459 \*  
 460 \*  
 461 \*  
 462 \*  
 463 \*  
 464 \*  
 465 \*  
 466 \*  
 467 \*  
 468 \*  
 469 \*  
 470 \*  
 471 \*  
 472 \*  
 473 \*  
 474 \*  
 475 \*  
 476 \*  
 477 \*  
 478 \*  
 479 \*  
 480 \*  
 481 \*  
 482 \*  
 483 \*  
 484 \*  
 485 \*  
 486 \*  
 487 \*  
 488 \*  
 489 \*  
 490 \*





## f) Registros, estatus y banderas.

## Registros de datos:

Registro	Contenido
ØØ	$H/10, H$
Ø1	$C, B_1$
Ø2	$R$
Ø3	$C, B_N, B_{10/100}, f_{min}$
Ø4	$K_A \gamma$
Ø5	$SC, W_{zapata1}, W_{zapata2}$
Ø6	$f_c, P_{min}, PD$
Ø7	$M_R, M_{zapata}$
Ø8	$d_i$
Ø9	Contador, $t$
10	$H/10, H+t, M_R/x, B M_R/6, V_{resultante}$
11	$D/10$
12	$M_i$
13	$VB$
14	$M_u, M_{net}, SC$
15	$h_f$
16	$\gamma$
17	$f_y$
18	$f_c$
19	$P_{max}$
20	$B_2$
21	$W$
22	$B$

Registro	Contenido
23	$f_{max}$

Estatus:

SIZE Ø24

Número de registros empleados por el programa: 136

FIX 2 y 4

Modalidad USER encendida

Modalidad DEG para argumentos

La bandera ØØ se activa si se desea que la sobrecarga por unidad de área intervenga en el cálculo del momento resistente. La bandera 29 se desactiva.

## 2. Programa para bloques de suelo reforzado.

### a) Descripción del programa.

El nombre de este programa es "SR" y realiza el diseño de bloques de suelo reforzado. El esfuerzo admisible en el acero de refuerzo es el indicado en el RCDF76 y puede considerarse cualquiera de las tres distribuciones para las tensiones (la trapecial, la de Meyerhof o la uniforme).

El programa analiza primeramente la estabilidad general del bloque y calcula el empuje total; el momento de volteo; el peso total del sistema; el momento resistente; el factor de seguridad al volteo; el factor de seguridad al deslizamiento y las presiones máxima y mínima en la cimentación. Posteriormente el programa analiza la estabilidad local para cada nivel de refuerzo, calculando la fuerza de tensión; el factor de

seguridad a la rotura, la fuerza de fricción que se desarrolla y el factor de seguridad al deslizamiento del refuerzo.

Las limitaciones que este programa tiene son: el relleno debe ser puramente friccionante y con superficie horizontal; no permite sobrecargas.

El programa, en su desarrollo, hace uso de las siguientes ecuaciones (ver Fig. 5.8):

$$E = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad \text{empuje total actuante}$$

$$M_U = E \frac{H}{3} = \frac{1}{6} K_A \gamma H^3 \quad \text{momento de volteo}$$

$$W = H L \gamma \quad \text{peso total del sistema}$$

$$M_R = \frac{W L}{2} \quad \text{momento resistente}$$

$$F.S._v = \frac{M_R}{M_U} \quad \text{factor de seguridad al volteo}$$

$$F.S._d = \frac{W f}{E} \quad \text{factor de seguridad al deslizamiento}$$

donde

$$f = \tan \phi \quad \text{coeficiente de fricción suelo-suelo}$$

$$f_{\max} = \frac{W}{L} + \frac{6 M_U}{L^2} \quad \text{presión máxima en la cimentación}$$

$$f_{\min} = \frac{W}{L} - \frac{6 M_U}{L^2} \quad \text{presión mínima en la cimentación}$$

$$T_i = K_A \gamma H_i \Delta H \quad \text{fuerza de tensi3n en el nivel } i \text{ para una distribuci3n uniforme}$$

$$T_i = K_A \gamma H_i \Delta H \left[ 1 + K_A \frac{H^2}{L^2} \right] \quad \text{fuerza de tensi3n en el } i\text{-3simo nivel para una distribuci3n trapecial}$$

$$T_i = K_A \gamma H_i \Delta H \left[ \frac{1}{1 - \frac{K_A H^2}{3 L^2}} \right] \quad \text{fuerza de tensi3n en el } i\text{-3simo nivel para la distribuci3n de Meyerhof}$$

$$F.S. Ri = \frac{A_S f_S}{T_i} \quad \text{factor de seguridad a la rotura para el } i\text{-3simo nivel}$$

donde

$A_S$  = 3rea de acero en el nivel  $i$

$f_S$  = esfuerzo admisible del acero de refuerzo =  $0.5 f_y$

$$T_{pi} = 2 \gamma f' H_i L b \quad \text{fuerza de tensi3n en el refuerzo debida a la fricci3n}$$

donde

$f'$  = coeficiente de fricci3n suelo - refuerzo

$b$  = ancho de las bandas de refuerzo

$$F.S. D = \frac{T_{pi}}{T_i} \quad \text{factor de seguridad al deslizamiento del refuerzo}$$

Se presenta a continuación la lista de variables que intervienen en el programa indicando su tipo, su descripción y sus unidades.

- AS .....(D) Área de acero propuesta en el nivel considerado ( $\text{cm}^2$ ).
- R .....(D) Suma de los anchos de las tiras de refuerzo en el nivel bajo consideración (m).
- dH .....(D) Separación entre los niveles de refuerzo (m).
- E .....(R) Empuje total actuante en el bloque (ton).
- F .....(D) Coeficiente de fricción suelo - refuerzo.
- FI .....(D) Angulo de fricción interna del suelo (grados).
- FMAX .....(R) Presión máxima en la cimentación ( $\text{ton}/\text{m}^2$ ).
- FMIN .....(R) Presión mínima en la cimentación ( $\text{ton}/\text{m}^2$ ).
- FS.d .....(R) Factor de seguridad al deslizamiento del bloque.
- FS.D .....(R) Factor de seguridad al deslizamiento del refuerzo.
- FS.R .....(R) Factor de seguridad a la rotura del refuerzo.
- FS.V .....(R) Factor de seguridad al volteo del bloque.
- FY .....(D) Límite de fluencia del acero de refuerzo ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ).
- H .....(D) Altura total del bloque (m).
- L .....(D) Longitud del bloque (m).
- M .....(D) Indicador de distribución de tensiones de Meyerhof.
- MR .....(R) Momento resistente del bloque ( $\text{ton}\cdot\text{m}$ ).
- MV .....(R) Momento de volteo del bloque ( $\text{ton}\cdot\text{m}$ ).
- PS .....(D) Peso volumétrico del suelo ( $\text{ton}/\text{m}^3$ ).
- T .....(D) Indicador de distribución de tensiones trapezoidal.
- TF .....(R) Fuerza de tensión debida a la fricción (ton).
- T .....(R) Fuerza de tensión actuante en el nivel (ton).
- U .....(D) Indicador de distribución de tensiones uniforme.

$W$  .....(R) Peso total del sistema (ton).

b) Configuración del sistema.

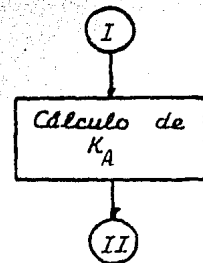
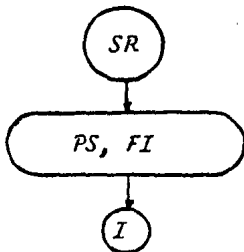
Este programa puede ser ejecutado en la HP-41CV o en la HP-41C - con un módulo de memoria o con el módulo de memoria QUAD.

c) Instrucciones de uso del programa.

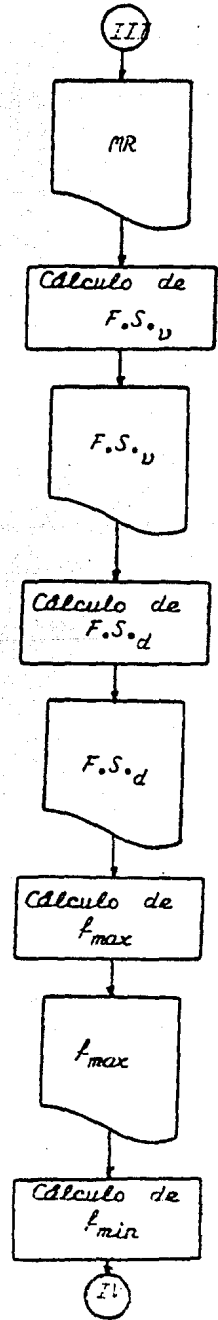
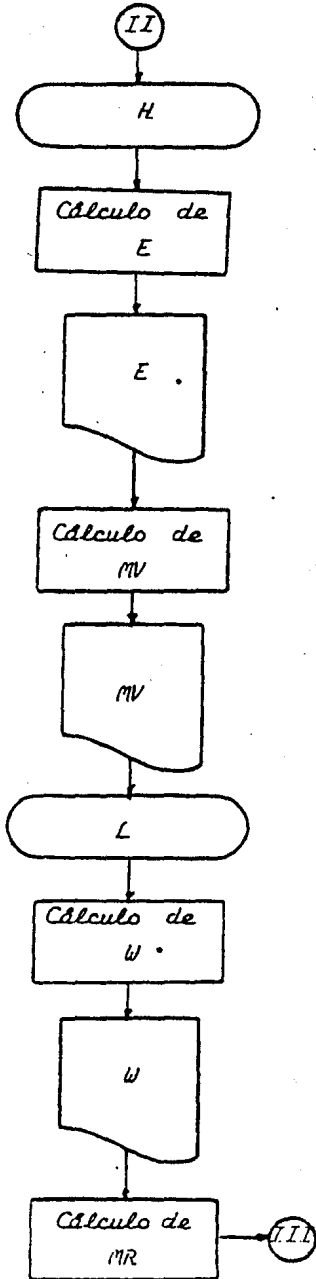
PASO	INSTRUCCIONES	ENTRADA	FUNCION	PANTALLA
1	Leer el programa			
2	Ingreso de datos generales		R/S	PS=?T/M3
		$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	R/S	FI=?
		$\phi$	R/S	H=?M
3	Salida de resultados	H (m)	R/S	E=...TON
			R/S	MV=...T M
			R/S	L=?M
4	Ingresar el valor de L	L (m)	R/S	W=...TON
5	Salida de resultados		R/S	MR=...T M
			R/S	FS.V=...
			R/S	FS.d=...
			R/S	FMAX=...T/M2
			R/S	FMIN=...T/M2
6	Ingreso de datos		R/S	dH=?M
		$\Delta H$ (m)	R/S	F=?
		$f'$	R/S	DIST? T/M/U

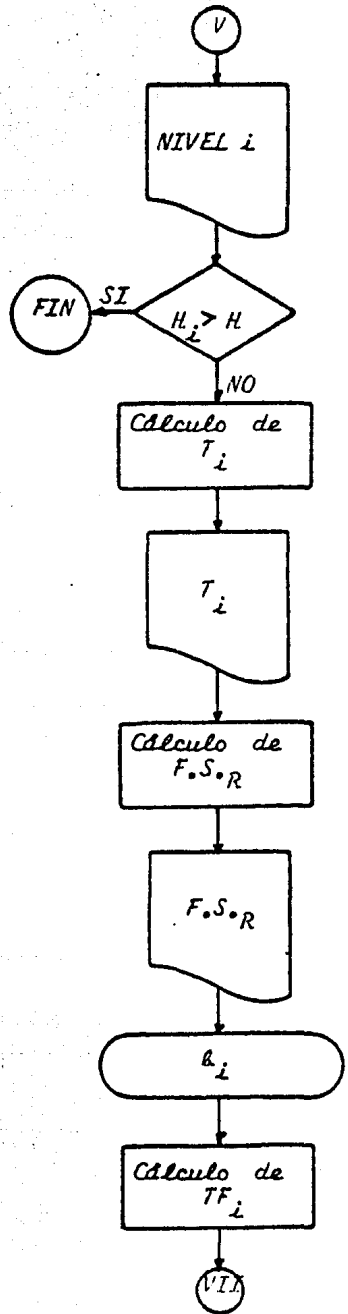
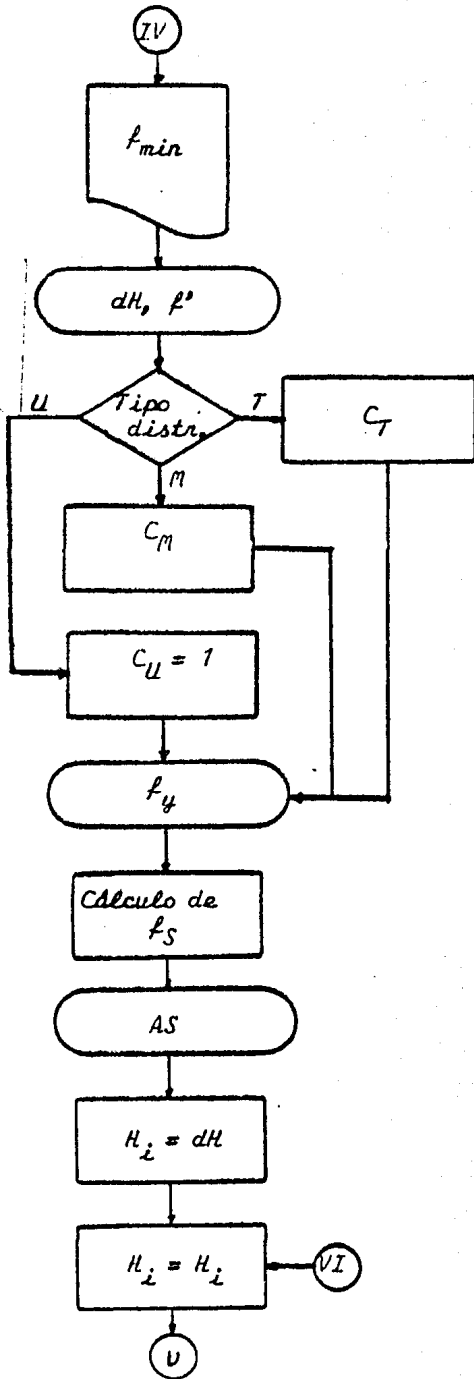
PASO	INSTRUCCIONES	ENTRADA	FUNCION	PANTALLA
		Tipo dist.	R/S	F <sub>y</sub> =?K/CM <sup>2</sup>
		f <sub>y</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	R/S	A <sub>s</sub> =?CM <sup>2</sup>
7	Salida de resultados para cada nivel	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	R/S	NIVEL 1
			R/S	T1=...TON
			R/S	FS.R1=...
8	Ingresar b. En adelante se repite para cada nivel de refuerzo	b (m)	R/S	b=?M
			R/S	TF1=...TON
			R/S	FS.D=...
			R/S	NIVEL 2
			R/S	T2=...TON
			.	.
			.	.
			.	.
			R/S	NIVEL n
			.	.
			.	.
			.	.

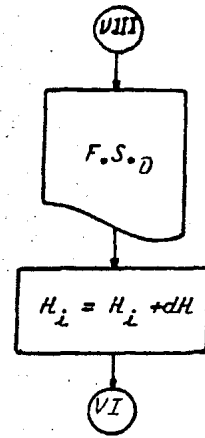
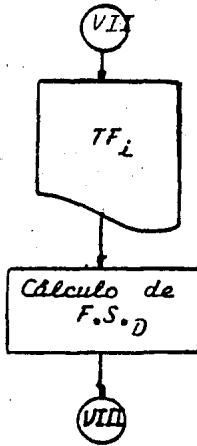
d) Diagrama de flujo.











e) Listado del programa.

```

01 *BL *SP
02 *CB=ST*MT
03 *PP=PT
04 *STO 06
05 *CI=*
06 *PP=PT
07 *STO 01
08 *
09 *
10 *CH
11 *45
12 *
13 *TDH
14 *X12
15 *STO 02
16 *
17 *H=*
18 *PP=PT
19 *STO 03
20 *X12
21 *
22 *
23 *
24 *STO 05
25 *2*
  
```

```

26 *VEB 01
27 *
28 *
29 *POL 01
30 *
31 *STO 07
32 *MU=*
33 *POL *
34 *ALTEM*
35 *PP=PT
36 *L=*
37 *PP=PT
38 *STO 04
39 *POL 00
40 *
41 *POL 03
42 *
43 *STO 05
44 *H=*
45 *VEB 01
46 *
47 *
48 *POL 01
49 *
50 *H=*
  
```

51 PCL X  
 52 \*ATM\*  
 53 PROMPT  
 54 /  
 55 L/Y  
 56 \*FS.V=\*  
 57 PCL X  
 58 PROMPT  
 59 PCL 01  
 60 TRL  
 61 PCL 05  
 62 \*  
 63 PCL 06  
 64 /  
 65 \*FS.D=\*  
 66 PCL X  
 67 PROMPT  
 68 PCL 05  
 69 PCL 04  
 70 /  
 71 STO 01  
 72 PCL 07  
 73 6  
 74 \*  
 75 PCL 04  
 76 X12  
 77 /  
 78 STO 05  
 79 /  
 80 \*ATM\*  
 81 PCL X  
 82 \*ATM\*  
 83 PROMPT  
 84 PCL 01  
 85 PCL 05  
 86 /  
 87 \*ATM\*  
 88 PCL X  
 89 \*ATM\*  
 90 PROMPT  
 91 \*ATM\*  
 92 PROMPT  
 93 STO 05  
 94 \*ATM\*  
 95 PROMPT  
 96 STO 11  
 97 \*ATM\*  
 98 \*ATM\*  
 99 PROMPT  
 100 \*ATM\*

101 \*ATM\*  
 102 STO 02  
 103 \*ATM\*  
 104 \*ATM\*  
 105 \*ATM\*  
 106 \*ATM\*  
 107 \*ATM\*  
 108 \*ATM\*  
 109 \*ATM\*  
 110 /  
 111 STO 04  
 112 \*ATM\*  
 113 PCL 03  
 114 PCL 04  
 115 /  
 116 X12  
 117 PCL 02  
 118 \*  
 119 /  
 120 \*  
 121 STO 04  
 122 \*ATM\*  
 123 PCL 03  
 124 PCL 04  
 125 /  
 126 X12  
 127 PCL 02  
 128 \*  
 129 /  
 130 /  
 131 \*ATM\*  
 132 /  
 133 \*ATM\*  
 134 \*ATM\*  
 135 \*ATM\*  
 136 \*ATM\*  
 137 \*ATM\*  
 138 \*ATM\*  
 139 \*ATM\*  
 140 \*ATM\*  
 141 STO 01  
 142 \*ATM\*  
 143 PROMPT  
 144 STO 05  
 145 \*ATM\*  
 146 STO 09  
 147 /  
 148 STO 08  
 149 \*ATM\*  
 150 \*ATM\*  
 151 \*ATM\*  
 152 \*ATM\*  
 153 \*ATM\*  
 154 \*ATM\*  
 155 \*ATM\*  
 156 \*ATM\*  
 157 \*ATM\*  
 158 \*ATM\*  
 159 \*ATM\*  
 160 \*ATM\*  
 161 \*ATM\*  
 162 \*ATM\*  
 163 \*ATM\*  
 164 \*ATM\*  
 165 \*ATM\*  
 166 \*ATM\*  
 167 \*ATM\*  
 168 \*ATM\*  
 169 \*ATM\*  
 170 \*ATM\*  
 171 \*ATM\*  
 172 \*ATM\*  
 173 \*ATM\*  
 174 \*ATM\*  
 175 \*ATM\*  
 176 \*ATM\*  
 177 \*ATM\*  
 178 \*ATM\*  
 179 \*ATM\*  
 180 \*ATM\*  
 181 \*ATM\*  
 182 \*ATM\*  
 183 \*ATM\*  
 184 \*ATM\*  
 185 \*ATM\*  
 186 \*ATM\*  
 187 \*ATM\*  
 188 \*ATM\*  
 189 \*ATM\*  
 190 \*ATM\*  
 191 \*ATM\*  
 192 \*ATM\*  
 193 \*ATM\*  
 194 \*ATM\*  
 195 \*ATM\*  
 196 \*ATM\*  
 197 \*ATM\*  
 198 \*ATM\*  
 199 \*ATM\*  
 200 \*ATM\*

205  
206  
207  
208  
209  
210  
211  
212  
213  
214  
215  
216  
217  
218  
219  
220  
221  
222  
223  
224  
225  
226  
227  
228  
229  
230  
231  
232  
233  
234  
235  
236  
237  
238  
239  
240  
241  
242  
243  
244  
245  
246  
247  
248  
249  
250  
251  
252  
253  
254  
255  
256  
257  
258  
259  
260  
261  
262  
263  
264  
265  
266  
267  
268  
269  
270  
271  
272  
273  
274  
275  
276  
277  
278  
279  
280  
281  
282  
283  
284  
285  
286  
287  
288  
289  
290  
291  
292  
293  
294  
295  
296  
297  
298  
299  
300  
301  
302  
303  
304  
305  
306  
307  
308  
309  
310  
311  
312  
313  
314  
315  
316  
317  
318  
319  
320  
321  
322  
323  
324  
325  
326  
327  
328  
329  
330  
331  
332  
333  
334  
335  
336  
337  
338  
339  
340  
341  
342  
343  
344  
345  
346  
347  
348  
349  
350  
351  
352  
353  
354  
355  
356  
357  
358  
359  
360  
361  
362  
363  
364  
365  
366  
367  
368  
369  
370  
371  
372  
373  
374  
375  
376  
377  
378  
379  
380  
381  
382  
383  
384  
385  
386  
387  
388  
389  
390  
391  
392  
393  
394  
395  
396  
397  
398  
399  
400  
401  
402  
403  
404  
405  
406  
407  
408  
409  
410  
411  
412  
413  
414  
415  
416  
417  
418  
419  
420  
421  
422  
423  
424  
425  
426  
427  
428  
429  
430  
431  
432  
433  
434  
435  
436  
437  
438  
439  
440  
441  
442  
443  
444  
445  
446  
447  
448  
449  
450  
451  
452  
453  
454  
455  
456  
457  
458  
459  
460  
461  
462  
463  
464  
465  
466  
467  
468  
469  
470  
471  
472  
473  
474  
475  
476  
477  
478  
479  
480  
481  
482  
483  
484  
485  
486  
487  
488  
489  
490  
491  
492  
493  
494  
495  
496  
497  
498  
499  
500

205  
207  
208  
209  
210  
211  
212  
213  
214  
215  
216  
217  
218  
219  
220  
221  
222  
223  
224  
225  
226  
227  
228  
229  
230  
231  
232  
233  
234  
235  
236  
237  
238  
239  
240  
241  
242  
243  
244  
245  
246  
247  
248  
249  
250  
251  
252  
253  
254  
255  
256  
257  
258  
259  
260  
261  
262  
263  
264  
265  
266  
267  
268  
269  
270  
271  
272  
273  
274  
275  
276  
277  
278  
279  
280  
281  
282  
283  
284  
285  
286  
287  
288  
289  
290  
291  
292  
293  
294  
295  
296  
297  
298  
299  
300  
301  
302  
303  
304  
305  
306  
307  
308  
309  
310  
311  
312  
313  
314  
315  
316  
317  
318  
319  
320  
321  
322  
323  
324  
325  
326  
327  
328  
329  
330  
331  
332  
333  
334  
335  
336  
337  
338  
339  
340  
341  
342  
343  
344  
345  
346  
347  
348  
349  
350  
351  
352  
353  
354  
355  
356  
357  
358  
359  
360  
361  
362  
363  
364  
365  
366  
367  
368  
369  
370  
371  
372  
373  
374  
375  
376  
377  
378  
379  
380  
381  
382  
383  
384  
385  
386  
387  
388  
389  
390  
391  
392  
393  
394  
395  
396  
397  
398  
399  
400  
401  
402  
403  
404  
405  
406  
407  
408  
409  
410  
411  
412  
413  
414  
415  
416  
417  
418  
419  
420  
421  
422  
423  
424  
425  
426  
427  
428  
429  
430  
431  
432  
433  
434  
435  
436  
437  
438  
439  
440  
441  
442  
443  
444  
445  
446  
447  
448  
449  
450  
451  
452  
453  
454  
455  
456  
457  
458  
459  
460  
461  
462  
463  
464  
465  
466  
467  
468  
469  
470  
471  
472  
473  
474  
475  
476  
477  
478  
479  
480  
481  
482  
483  
484  
485  
486  
487  
488  
489  
490  
491  
492  
493  
494  
495  
496  
497  
498  
499  
500

## f) Registros y estatus.

## Registros de datos

Registro	Contenido
ØØ	Y
Ø1	$\Phi$ , W/L, $f_s$
Ø2	$K_A$
Ø3	H
Ø4	L
Ø5	W, $\delta MV/L$ , AS
Ø6	E, dH
Ø7	MV, tipo de distribución
Ø8	Contador
Ø9	$H_i$
ØØ	$T_i$
Ø1	$f'$

## Estatus:

SIZE Ø12

Número de registros empleados por el programa: 59

FIX Ø  $\mu$ 2

Modalidad USER apagada

Modalidad DEG para argumentos.

## PRUEBA

## Condiciones de campo

Lenta  
(consolidada drenada)

Terraplenes sobre arcillas blandas saturadas al final de la construcción, considerando consolidación. Excavaciones o cortes en arcillas blandas saturadas.

Rápida  
(no consolidada no drenada)

Terraplenes sobre arcillas blandas saturadas durante el periodo de construcción. Terraplenes de arcilla parcialmente saturada sobre suelos resistentes.

Compresión simple y  
Corte directo

Estimación preliminar de la resistencia al corte de taludes constituidos por suelos cohesivos y friccionantes. No permiten conocer  $c$  y  $\phi$ .

TABLA 2.1 Pruebas para la obtención de parámetros de resistencia al esfuerzo cortante.

<i>Tipo de suelo</i>	<i>desplazamiento / altura del muro</i>
<i>Arena densa</i>	0.001
<i>Arena suelta</i>	0.001 - 0.002
<i>Arcilla compacta</i>	0.01 - 0.02
<i>Arcilla suelta</i>	0.02 - 0.05

*TABLA 3.2 Relaciones desplazamiento / altura del muro requeridas para que se produzca el estado activo.*

	$K_A = \frac{1}{N_\phi}$	$K_P = N_\phi$
5	0.840	1.191
10	0.704	1.420
15	0.589	1.698
20	0.490	2.040
25	0.406	2.464
30	0.333	3.000
35	0.271	3.690
40	0.217	4.599
45	0.172	5.828

*TABLA 3.1 Coeficientes de empuje activo y pasivo para diferentes valores de .*



<i>Nivel</i>	$H_i$	<i>n</i>	<i>sección</i>	<i>L</i>
1	0.75	2	I	8.0
2	1.50	2	I	8.0
3	2.25	2	I	8.0
4	3.00	2	I	8.0

TABLA 5.1 Bloque de 3.0 m de altura.

<i>Nivel</i>	$H_i$	<i>n</i>	<i>sección</i>	<i>L</i>
1	0.75	2	I	8.0
2	1.50	2	I	8.0
3	2.25	2	I	8.0
4	3.00	2	I	8.0
5	3.75	2	I	8.0
6	4.50	2	I	8.0
7	5.00	2	I	8.0

TABLA 5.2 Bloque de 5.0 m de altura.

<i>Nivel</i>	$H_i$	<i>n</i>	<i>sección</i>	<i>L</i>
1	0.75	2	I	8.0
2	1.50	2	I	8.0
3	2.25	2	I	8.0
4	3.00	2	I	8.0
5	3.75	2	I	8.0
6	4.50	2	I	8.0
7	5.25	2	I	8.0
8	6.00	2	I	8.0
9	6.75	2	I	8.0
10	7.50	2	I	8.0
11	8.25	2	I	8.0
12	9.00	2	I	8.0

*TABLA 5.3 Bloque de 9.0 m de altura.*

<i>Nivel</i>	$H_i$	<i>n</i>	<i>sección</i>	<i>L</i>
1	0.75	2	I	8.0
2	1.50	2	I	8.0
3	2.25	2	I	8.0
4	3.00	2	I	8.0
5	3.75	2	I	8.0
6	4.50	2	I	8.0
7	5.25	2	I	8.0
8	6.00	2	I	8.0
9	6.75	2	I	8.0
10	7.50	2	I	8.0
11	8.25	2	I	8.0

*TABLA 5.4 Bloque de 11.0 m de altura.*

Nivel	$H_i$	n	sección	L
12	9.00	2	I	8.0
13	9.75	2	I	8.0
14	10.50	2	II	8.0
15	11.00	2	II	8.0

TABLA 5.4 (continuación).

Nivel	$H_i$	n	sección	L
1	0.75	2	I	8.0
2	1.50	2	I	8.0
3	2.25	2	I	8.0
4	3.00	2	I	8.0
5	3.75	2	I	8.0
6	4.50	2	I	8.0
7	5.25	2	I	8.0
8	6.00	2	I	8.0
9	6.75	2	I	8.0
10	7.50	2	I	8.0
11	8.25	2	I	8.0
12	9.00	2	I	8.0
13	9.75	2	I	8.0
14	10.50	2	II	8.0
15	11.25	2	II	8.0
16	12.00	2	II	8.0
17	13.00	3	I	8.0

TABLA 5.5 Bloque de 13.0 m de altura.

<i>Altura del muro (m)</i>	<i>Presupuesto (pesos)</i>
3.0	16 012.38
5.0	34 319.10
7.0	77 131.17
9.0	123 156.96
11.0	179 529.67
13.0	294 371.67

*TABLA 5.6 Presupuestos para muros de retención de diferentes alturas con ancho unitario.*

<i>Altura del bloque (m)</i>	<i>Presupuesto (pesos)</i>
3.0	21 117.36
5.0	38 901.50
7.0	52 897.76
9.0	77 481.34
11.0	102 213.55
13.0	134 275.01

*TABLA 5.7 Presupuestos para bloques de suelo reforzado de diferentes alturas con ancho unitario.*

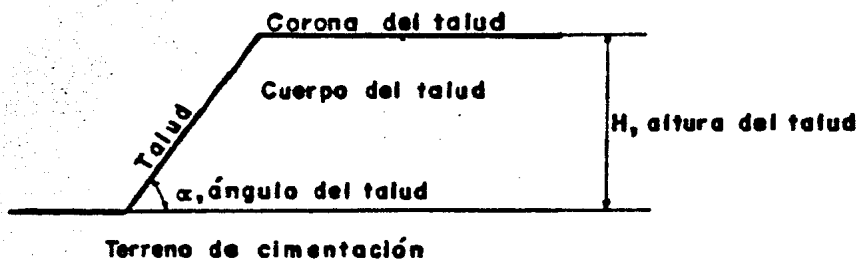


FIG. 2.1 Nomenclatura usual en taludes.

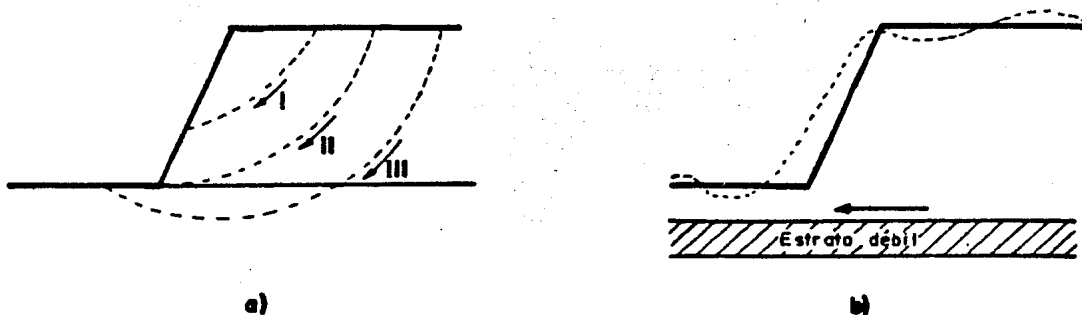


FIG. 2.2 Tipos de falla en el cuerpo de taludes.

a) Fallas por rotación

I Local

II Por el pie del talud

III De base

b) Falla por traslación sobre un plano débil

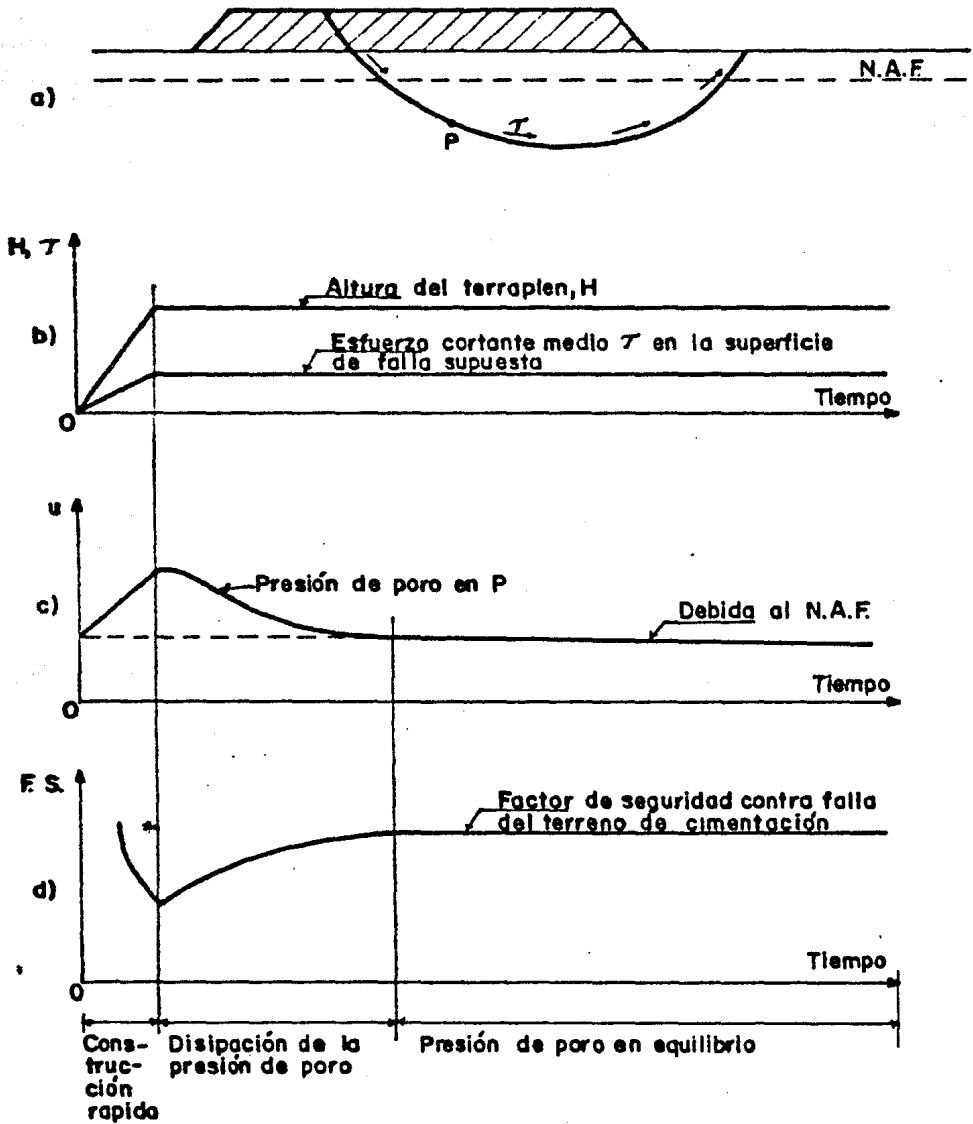
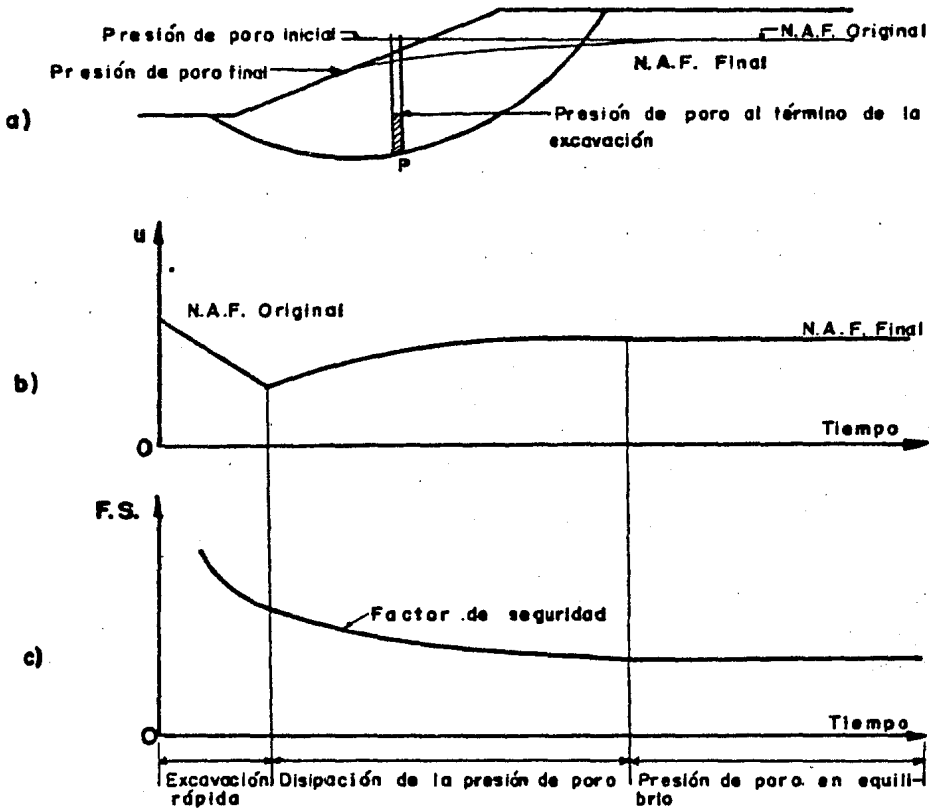


FIG. 2.3 Terraplén construido sobre arcilla blanda saturada.



**FIG. 2. 4** Excavación realizada en suelo arcilloso saturado.

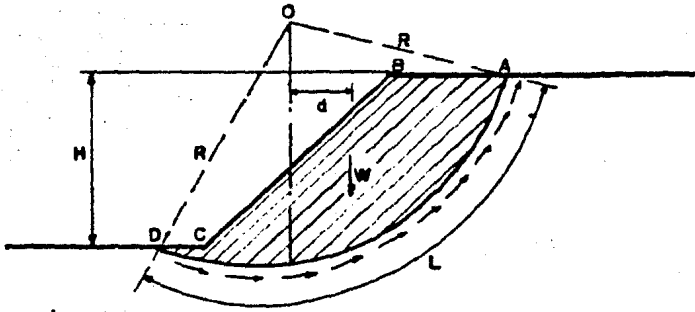


FIG. 2.5 Procedimiento del Dr. A. Casagrande para aplicar el Método Suelto a un talud puramente cohesivo.

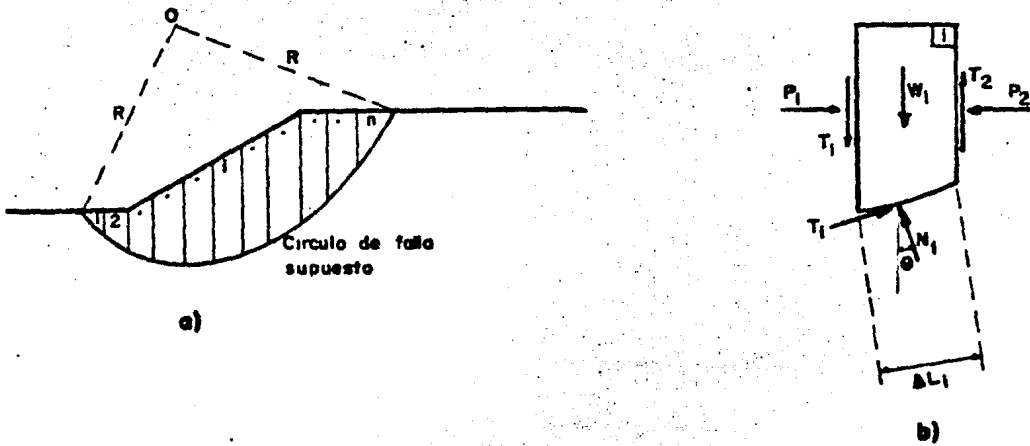


FIG. 2.6 Procedimiento de Fellenius para suelos con cohesión y fricción.



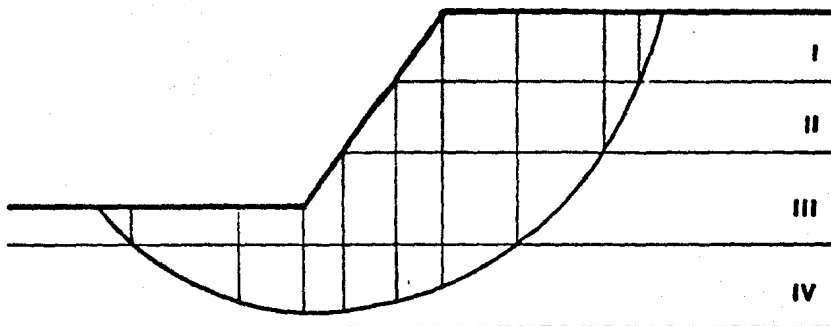


FIG. 2.7 Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados.

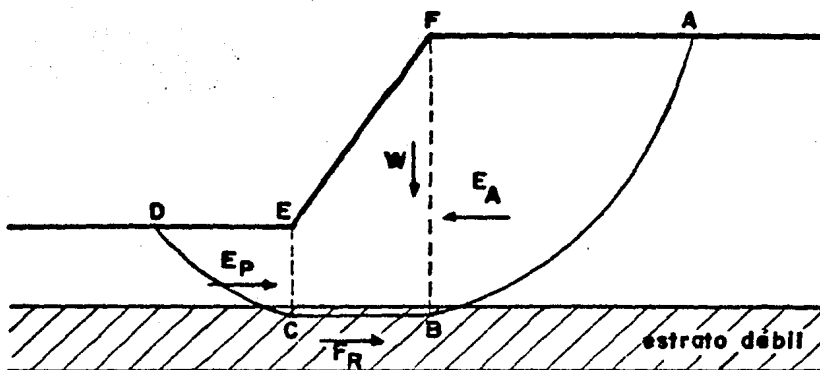


FIG. 2.8 Superficie de falla compuesta correspondiente a una falla de tracción.

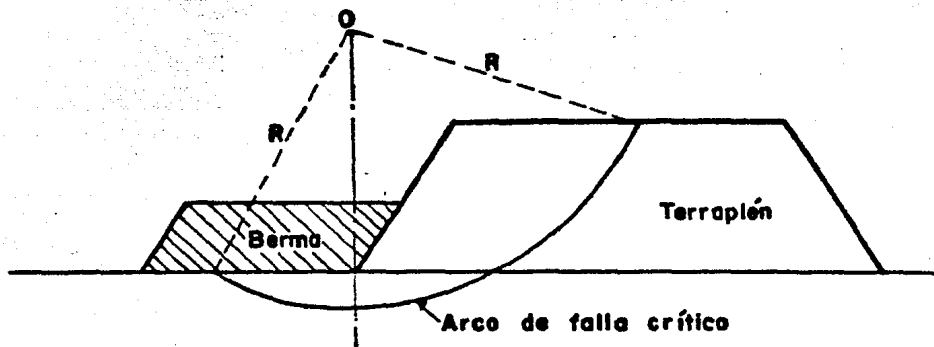


FIG. 2.9 Efecto de una berma.

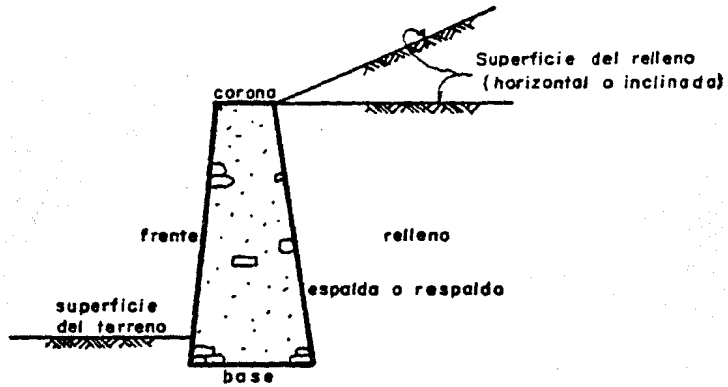


FIG. 3.1 Nomenclatura empleada en muros de retención.

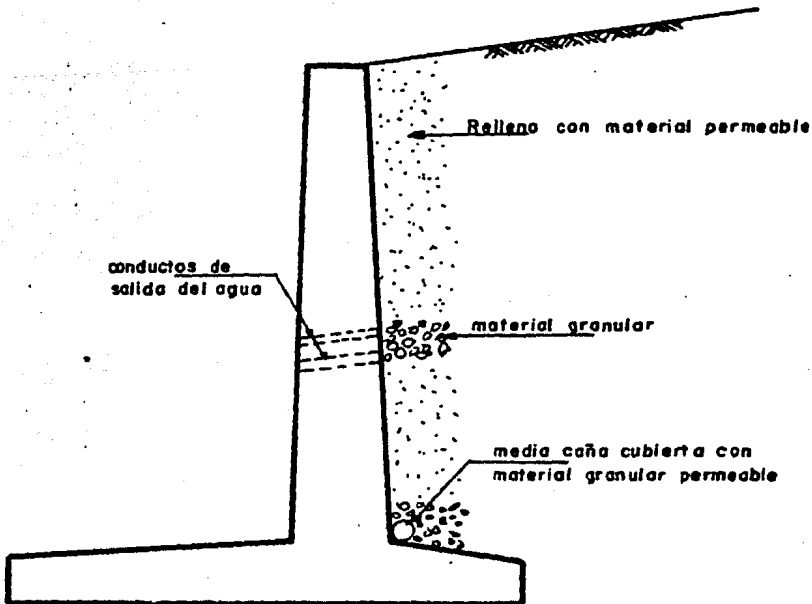
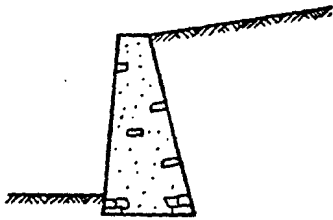
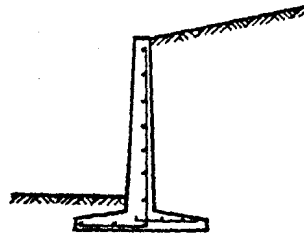


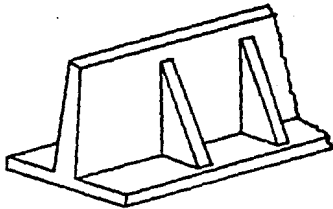
FIG. 3.2 Drenaje de muros de retención.



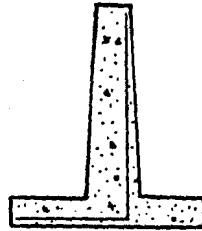
a) de gravedad



b) en voladizo



c) con contrafuertes



d) de semigravedad

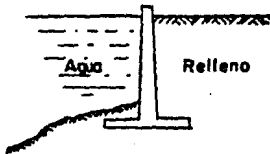
FIG. 3.3 Tipos de muros de retención.



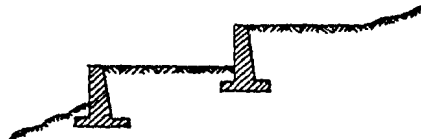
a) sección en balcón para un camino o vía ferroviaria



b) almacenamiento de materiales granulares



c) muro de retención para agua y tierra



d) construcción de terrazas para aprovechamiento del terreno

FIG. 3.4 Usos más comunes de muros de retención.

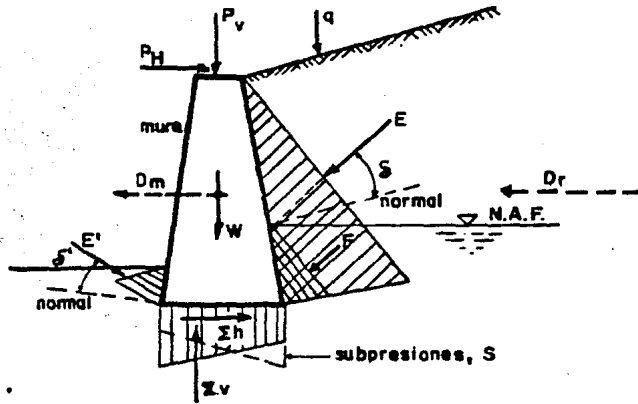


FIG. 3.5 Fuerzas que intervienen en el cálculo de un muro de retención.

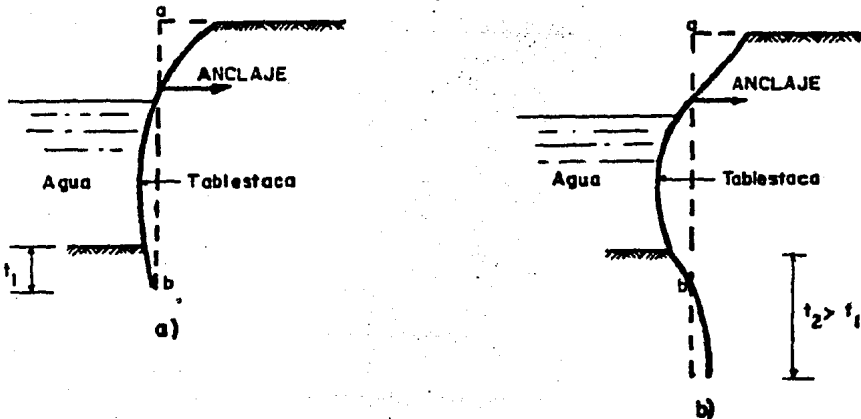


FIG. 3.6 Tipos de tablestacas.

- a) de apoyo libre
- b) de apoyo empotrado

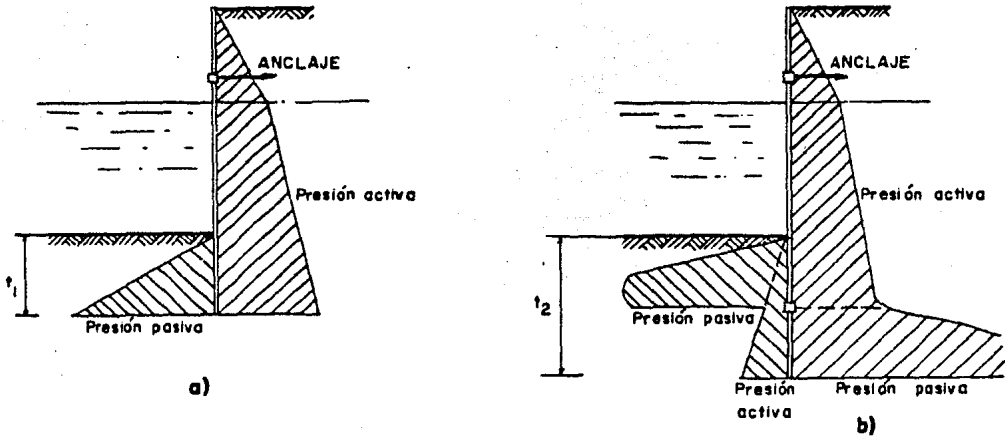


FIG. 3.7 Concepciones clásicas de empuje de tierras sobre tablestacas.

a) de apoyo libre

b) de apoyo empotrado

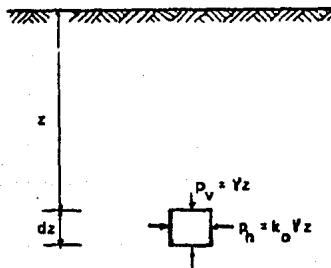


FIG. 3.8 Esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo en reposo.

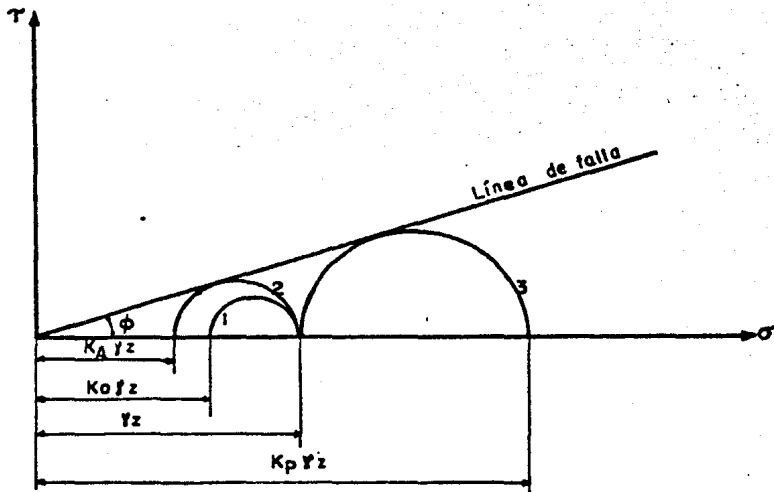


FIG. 3.9 Estados plásticos en el diagrama de Mohr para suelos friccionantes.

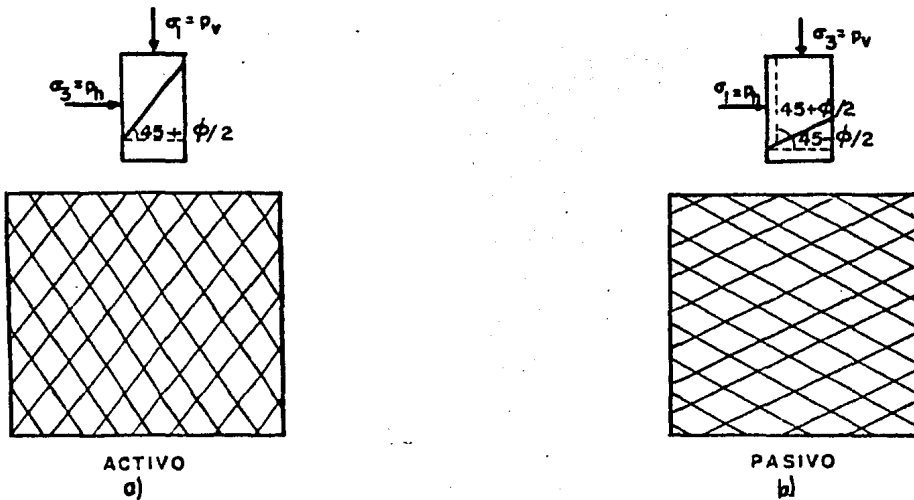


FIG. 3.10 Líneas de fluencia en los estados de equilibrio plástico.

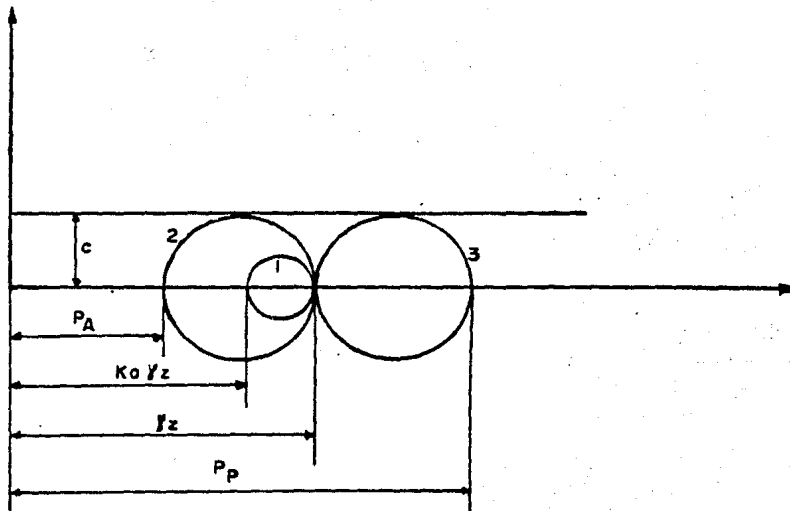


FIG. 3.11 Estados plásticos en el diagrama de Mohr para suelos cohesivos.

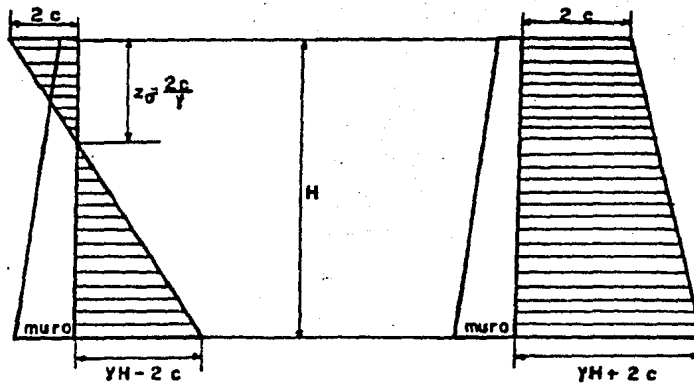


FIG. 3.12 Distribución teórica de la presión activa y pasiva en suelos puramente cohesivos.



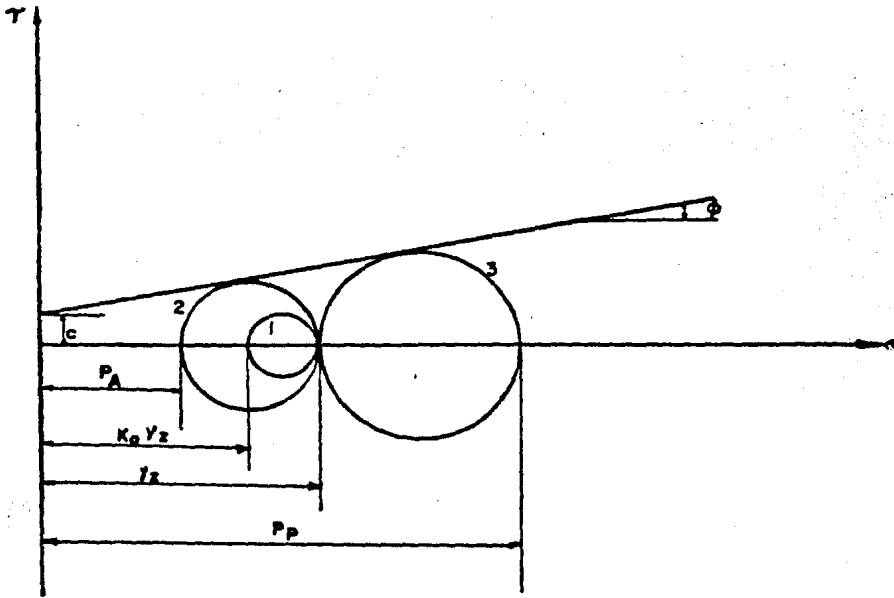


FIG. 3.13 Estados plásticos en el diagrama de Mohr para suelos con cohesión y fricción.

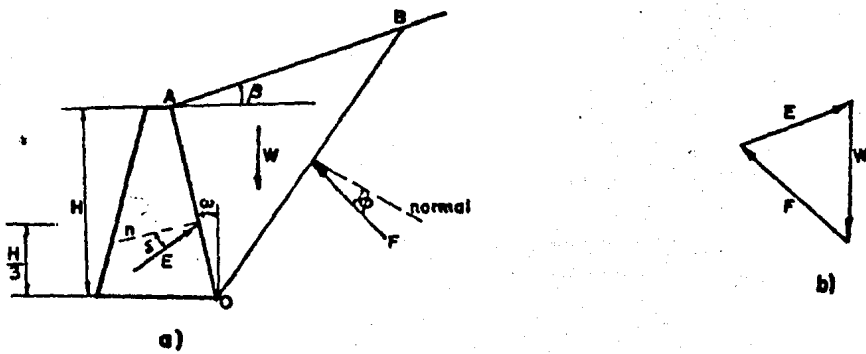


FIG. 3.16 Mecanismo de empuje de suelos friccionantes según Coulomb.

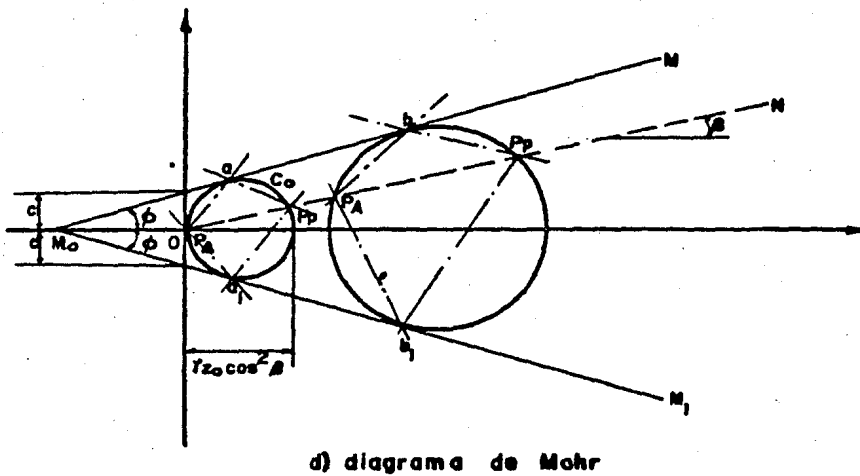
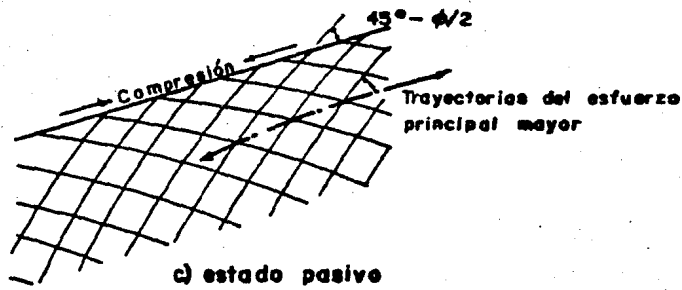
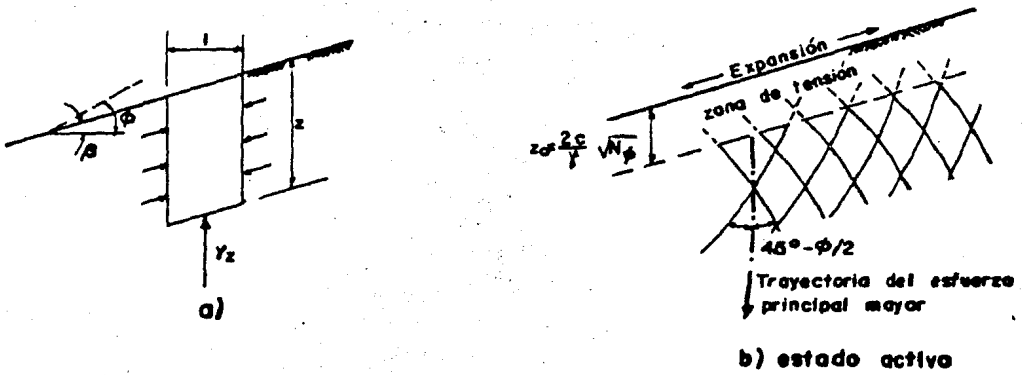
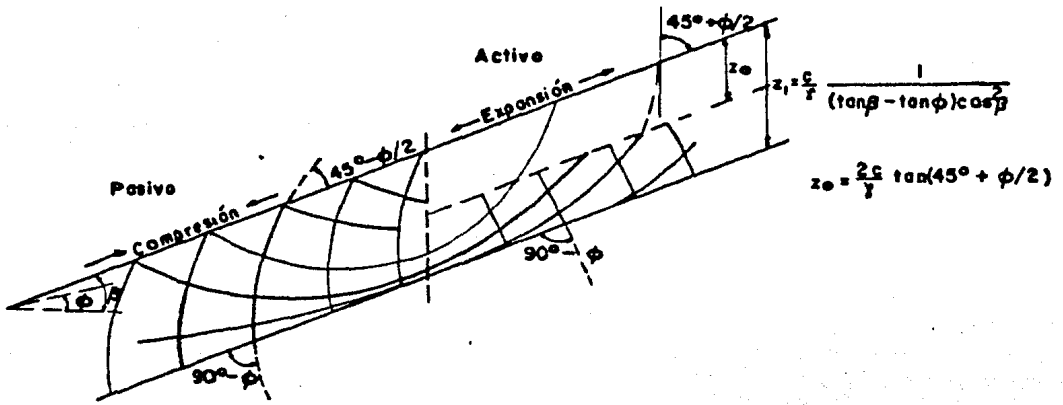
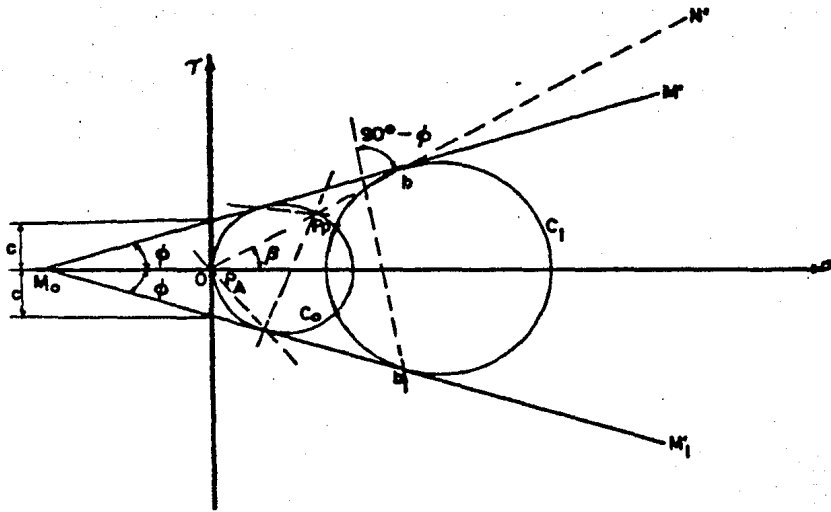


FIG. 3.14 Relleño con cohesión y fricción y superficie inclinada  $\beta < \phi$ .



a)



b)

FIG. 3.15 Relleno con cohesión y fricción y superficie inclinada

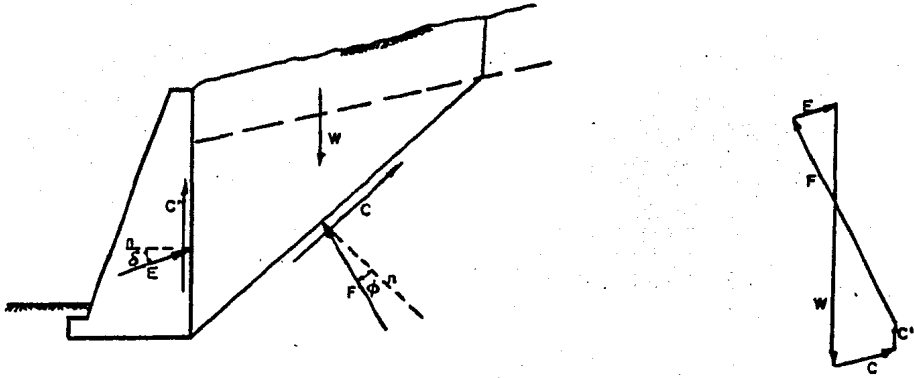


FIG. 3.17 Aplicación de la teoría de Coulomb a rellenos con cohesión y fricción.

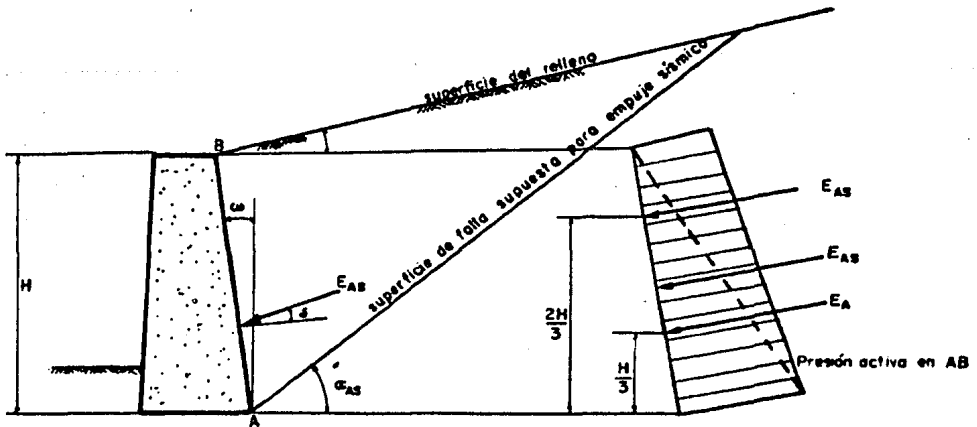


FIG. 3.18 Presiones actuantes sobre un muro de retención empleando las ecuaciones de Mononobe-Okabe (condiciones de Coulomb).

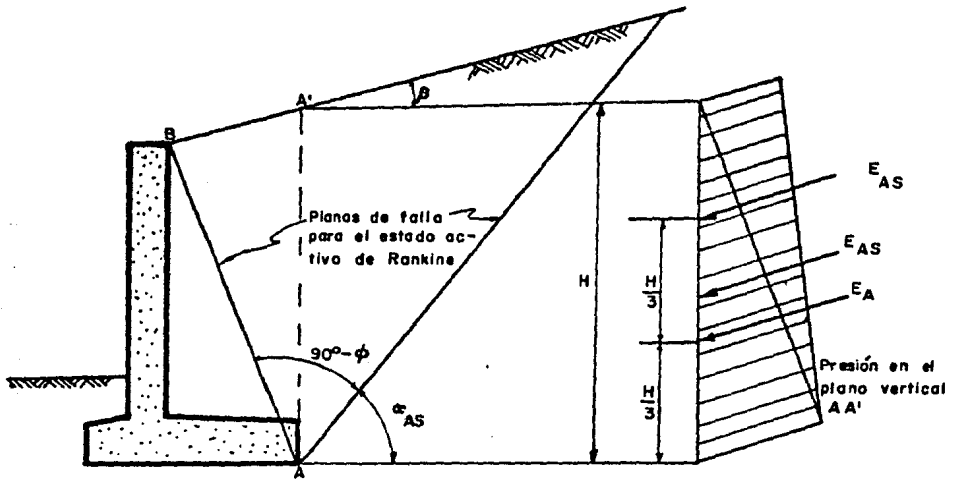


FIG. 3.19 Presiones activas sobre un muro de retención durante un sismo (condiciones de Rankine).

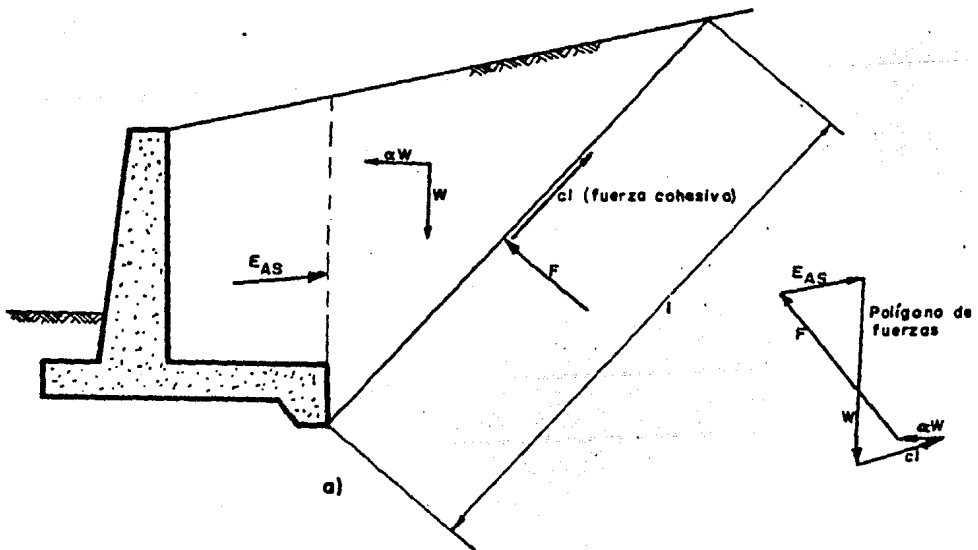


FIG. 3.20 Empuje sísmico sobre un muro de retención con relleno cohesivo (condiciones de Rankine).

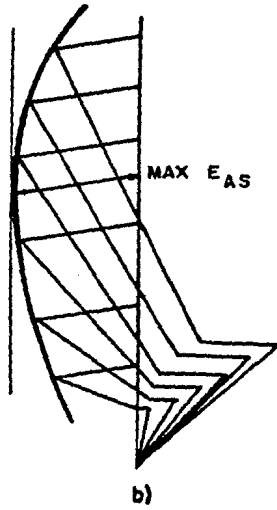


FIG. 3.20 (continuación)

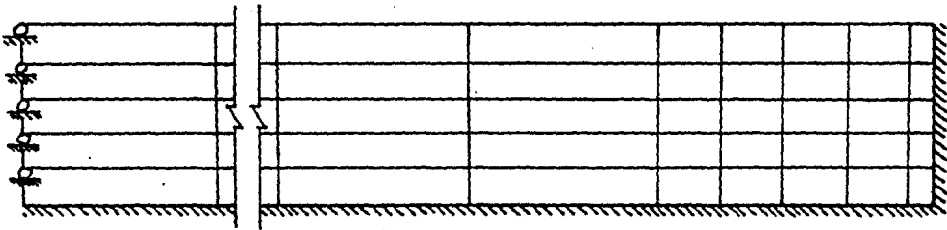
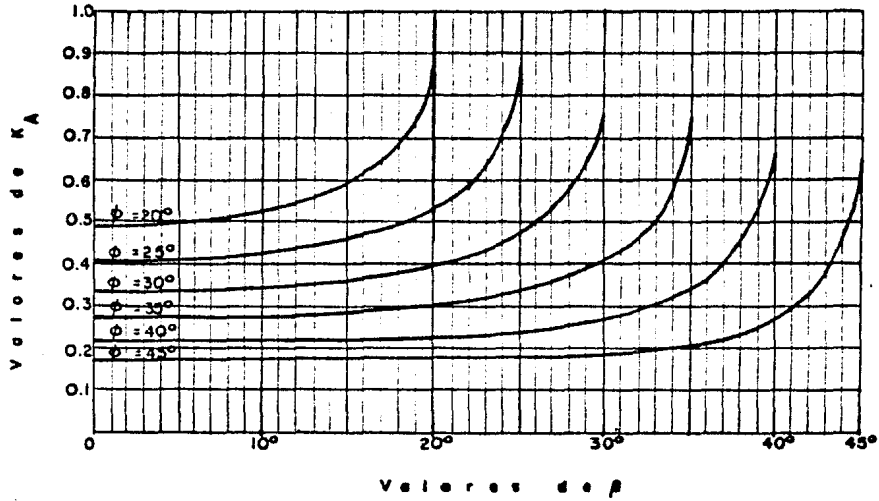
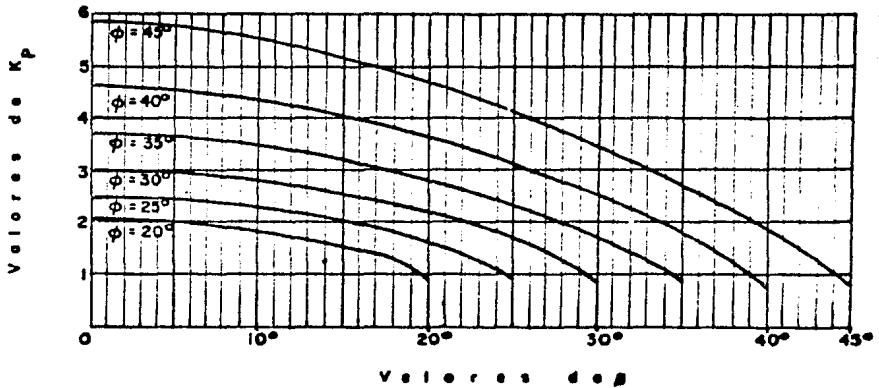


FIG. 3.21 Estribo de puente, discretización del relleno en elementos finitos.

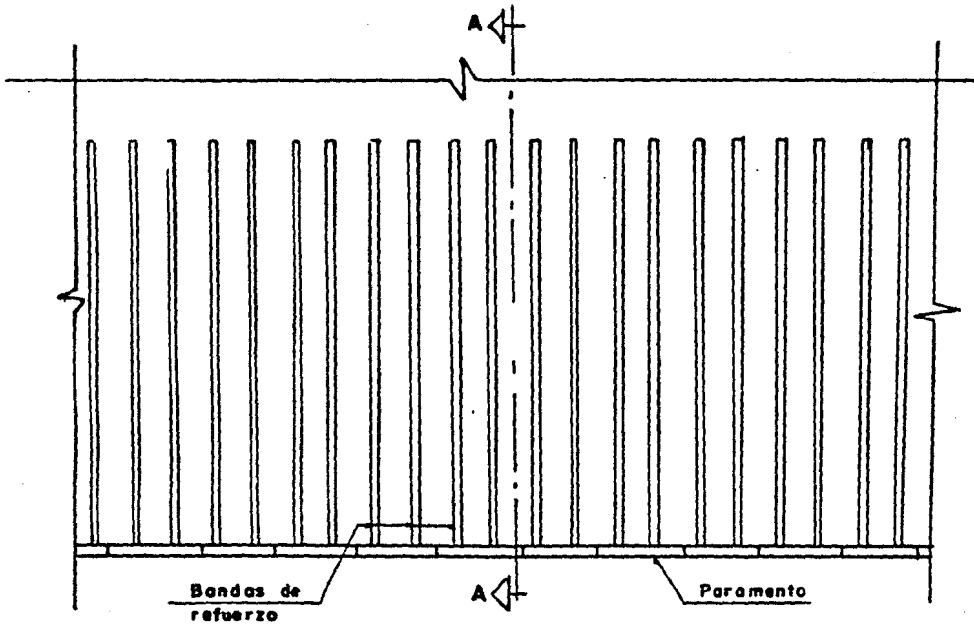


a) empuje activo

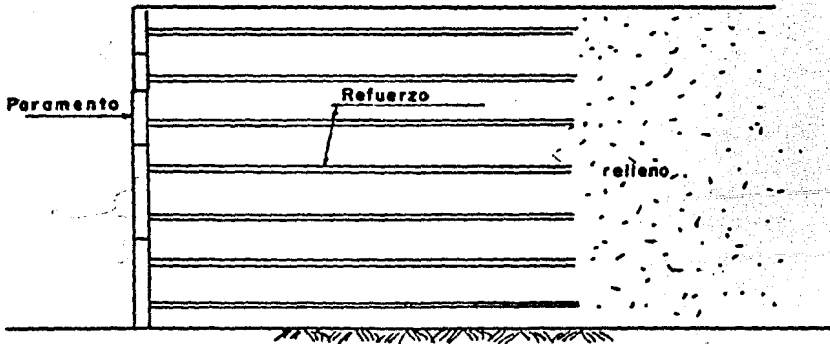


b) empuje pasivo

FIG. 3.22 Coeficientes de empuje de tierras para suelo friccionante y relleno con superficie inclinada.



a) Planta



b) Corte A-A

FIG. 4.1 Elementos que constituyen al sistema "suelo reforzado".



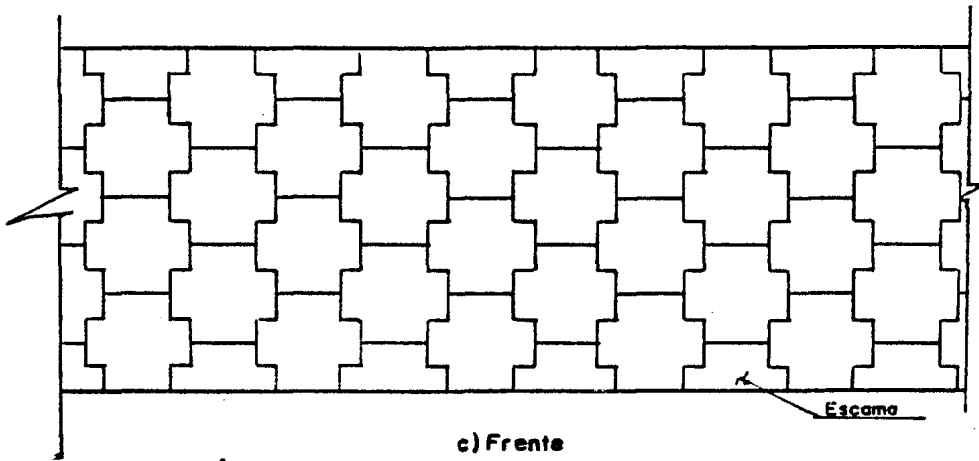


FIG. 4.1 (continuación)

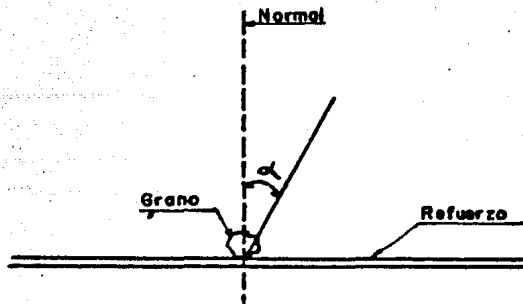


FIG. 4.2 Contacto entre un grano de suelo y el refuerzo.

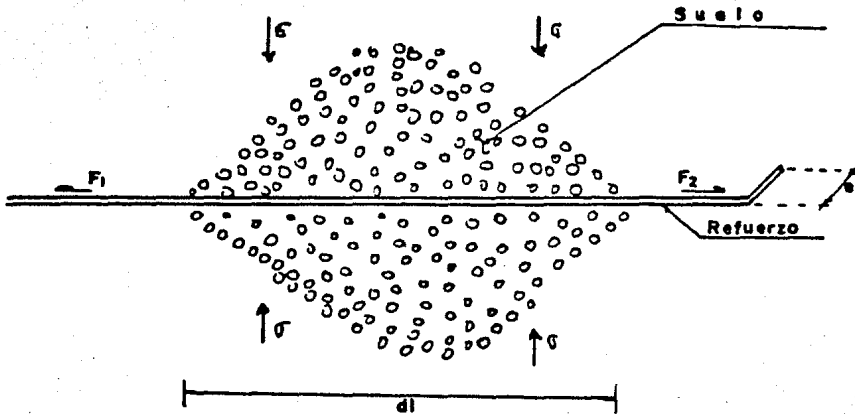


FIG. 4.3 Esquema del funcionamiento del suelo reforzado.

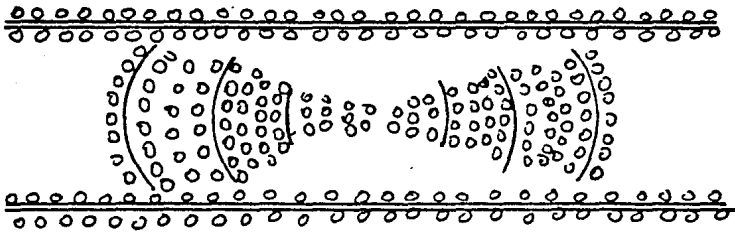


FIG. 4.4 Formación de bóvedas entre refuerzos.

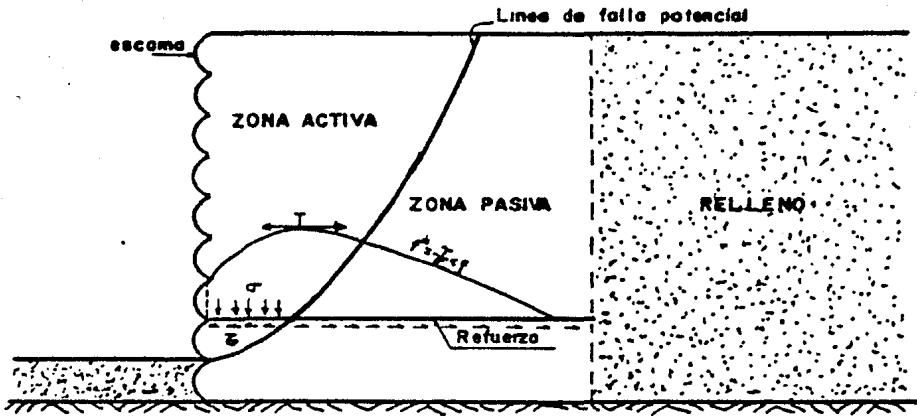
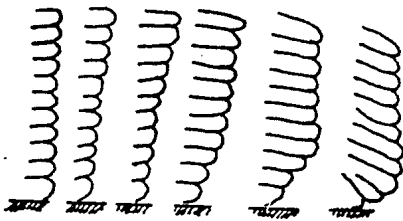
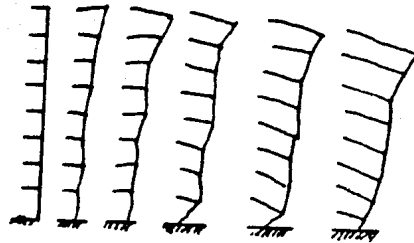


FIG. 4.5 Distribución de esfuerzos en el refuerzo.

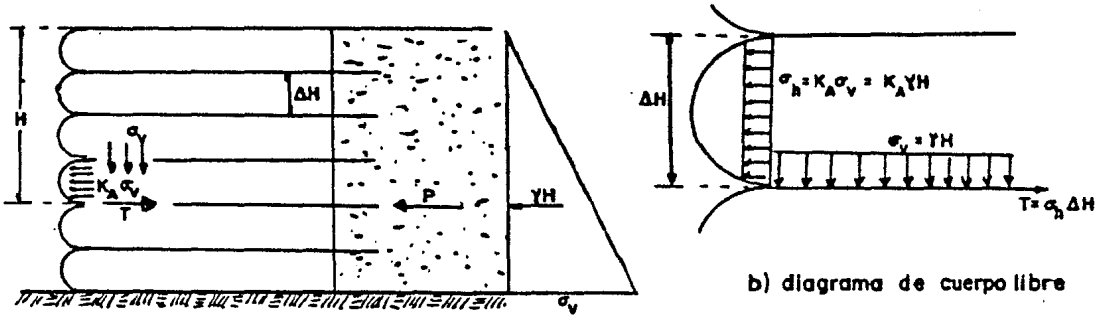


a) falla por rotura del refuerzo



b) falla por deslizamiento del refuerzo

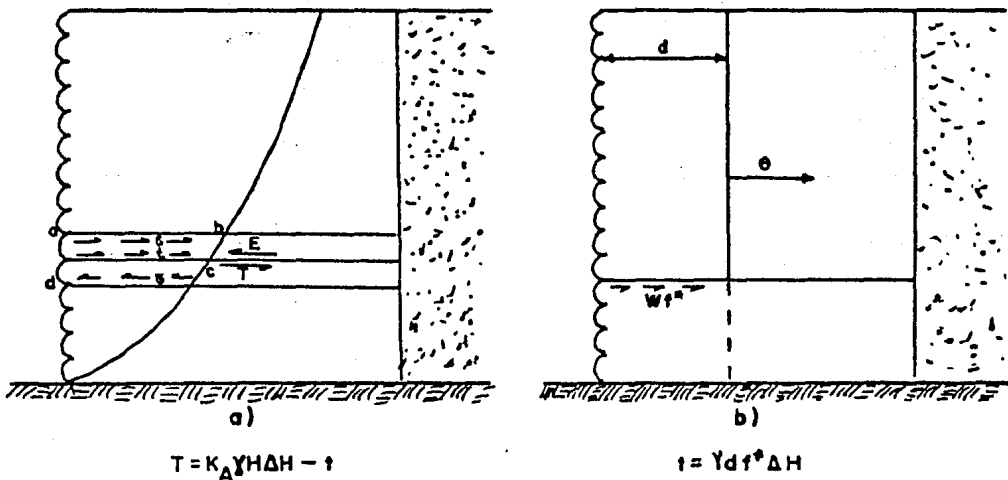
FIG. 4.6 Tipos de falla en muros de suelo reforzados.



a) equilibrio local piel-refuerzo

b) diagrama de cuerpo libre

FIG. 4.7 Método de diseño de las fuerzas de tensión.



$$T = K_A YH \Delta H - \tau$$

$$\tau = Y d f^* \Delta H$$

FIG. 4.8 Efecto del esfuerzo cortante.

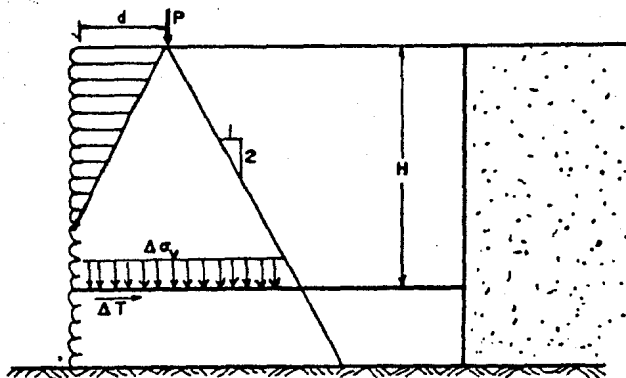
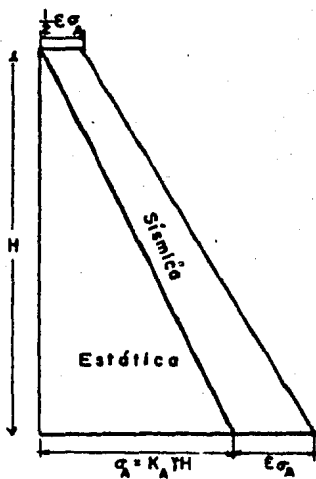
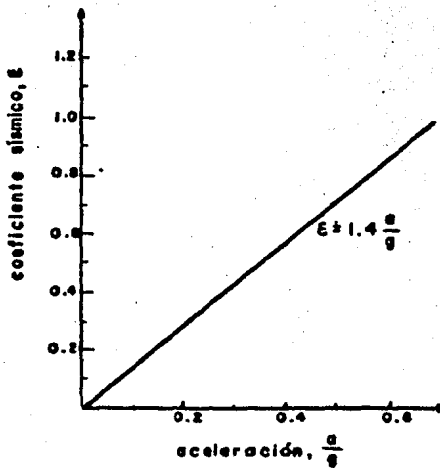


FIG. 4.9 Método de diseño para muros con una sobrecarga lineal.



a) presiones laterales del suelo



b) coeficiente sísmico

FIG. 4.10 Envolvente de máximas presiones del suelo por sismo.

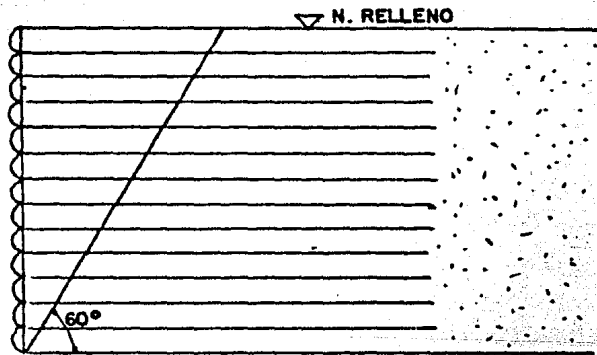


FIG. 4.11 Plano de falla.

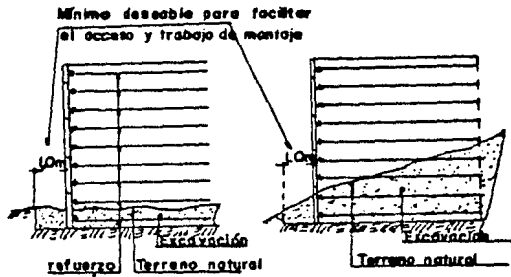


FIG. 4.12 Preparación de la caja para alojar el refuerzo.

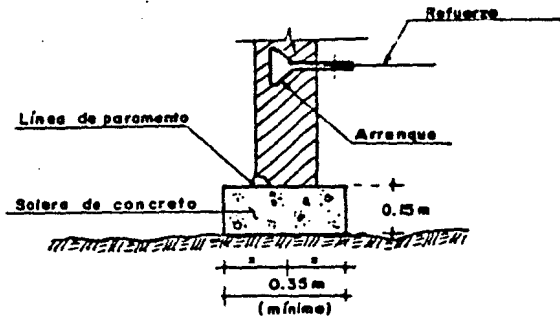


FIG. 4.13 Desplante del paramento.

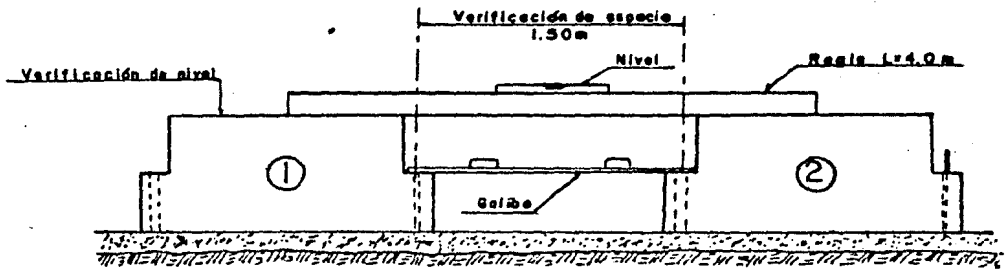
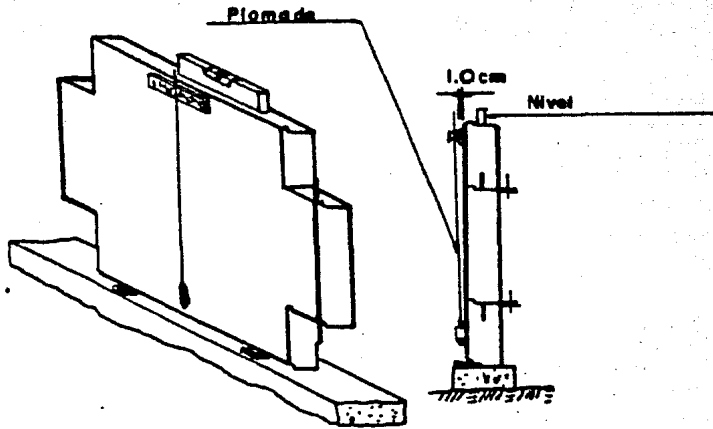


FIG. 4.14 Colocación de las primeras medias escamas.



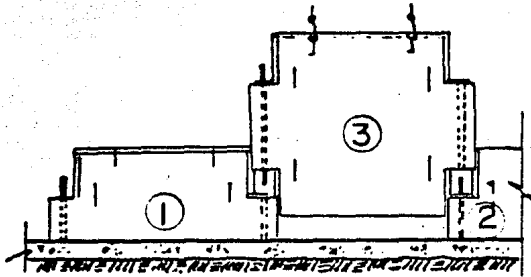
a)



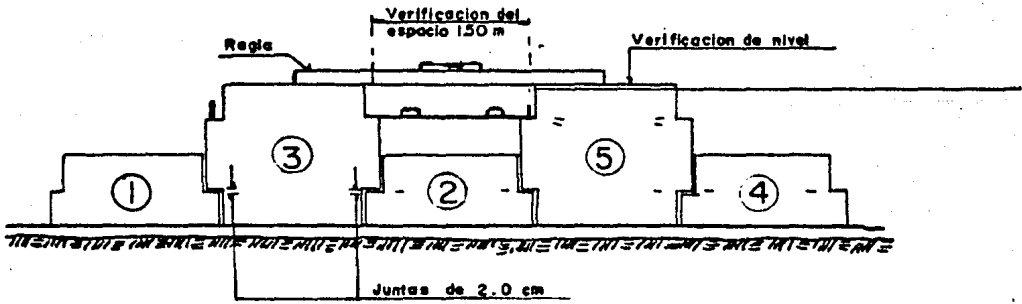
b) apuntalamiento

FIG. 4.15. Desplome para las escamas.

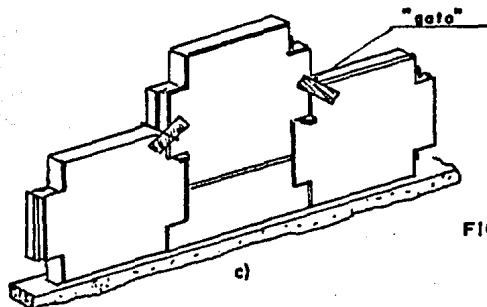




a)



b)



c)

FIG. 4.16 Secuencia de colocación de escamas.

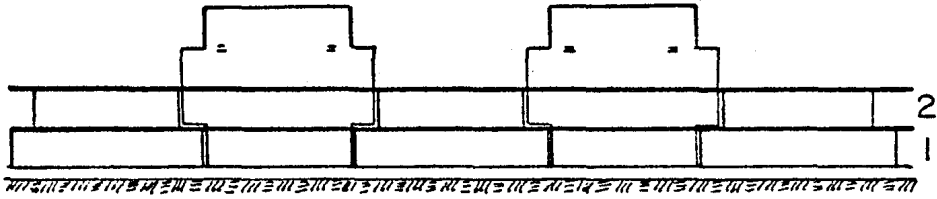


FIG 4.17 Lechos de relleno en un bloque de suelo reforzado.

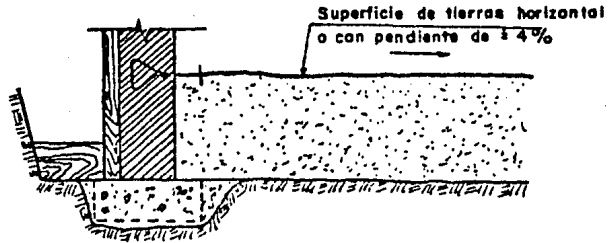


FIG. 4.18 Detalle del primer nivel de refuerzo.

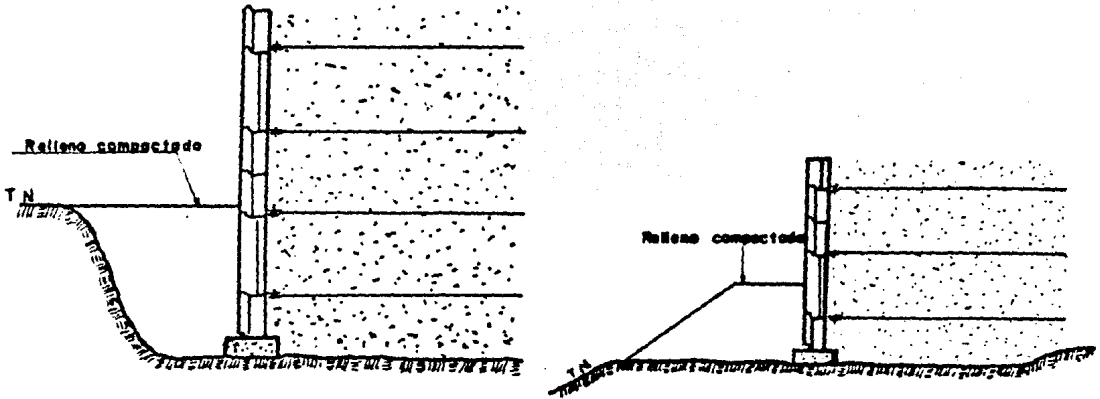


FIG. 4.19 Detalles de colocación del empotramiento.

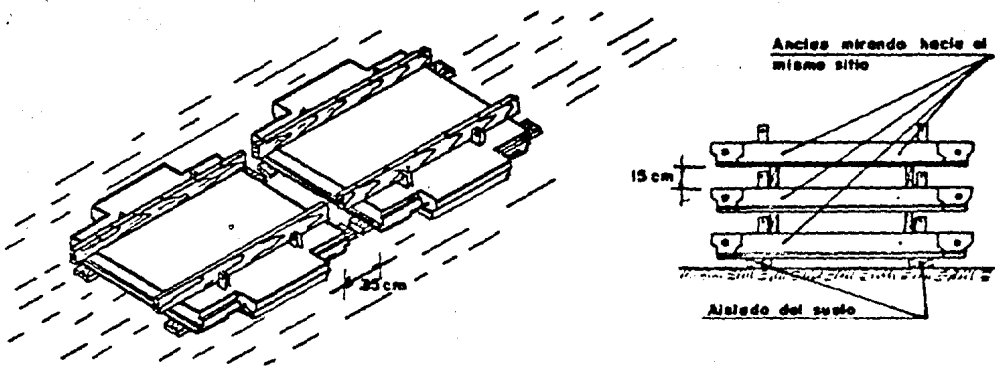


FIG. 4.20 Colado y apilado de escamas.

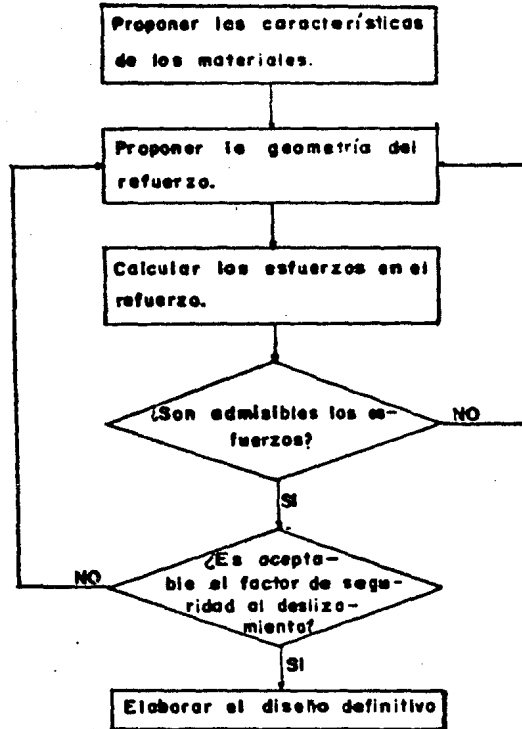


FIG. 4.21 Diagrama de flujo del proceso de diseño de un bloque de suelo reforzado.

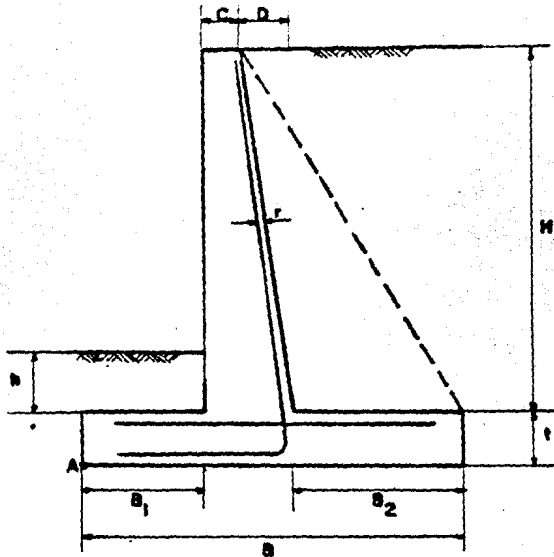


FIG. 5.1 Muro de retención tipo.

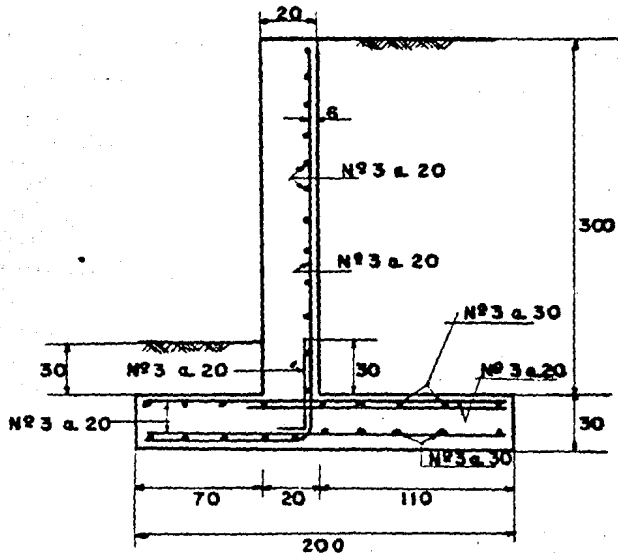


FIG. 5.2 Muro de 3.0 m de altura (acotaciones en cm.)

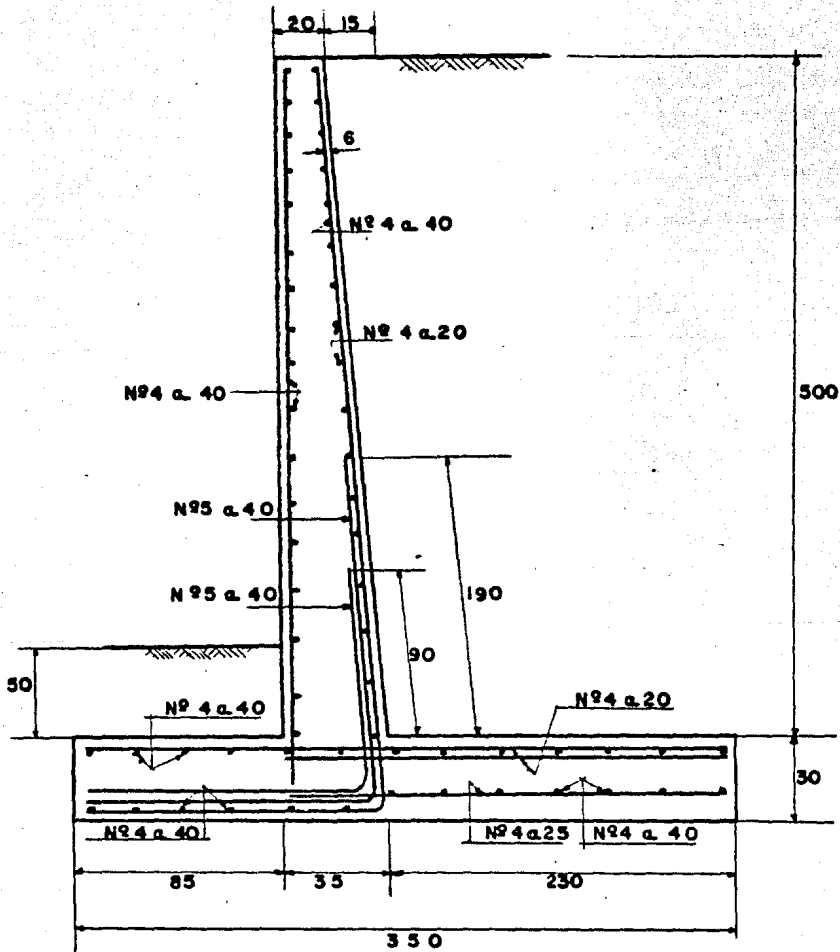


FIG. 5.3 Muro de 5.0m de altura.

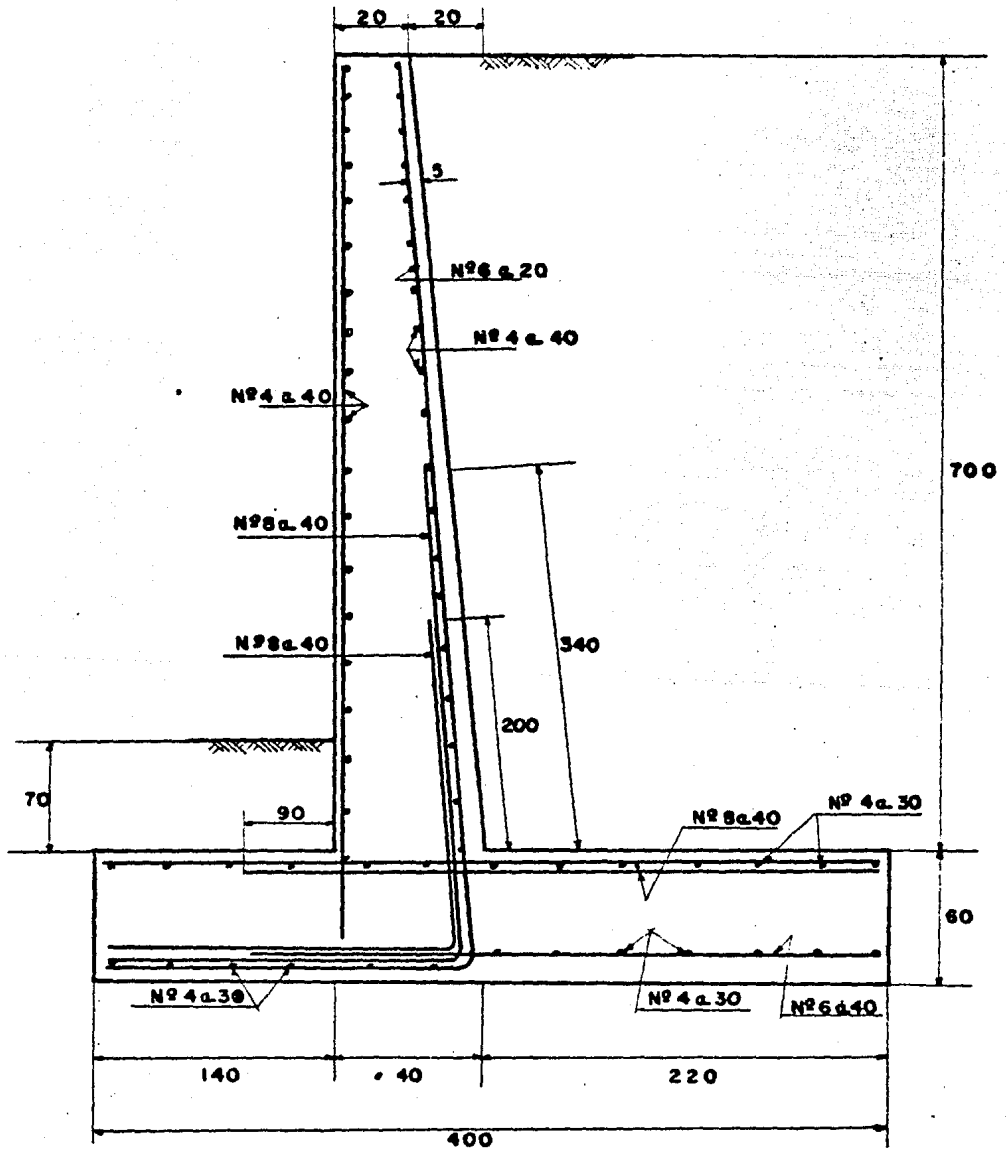
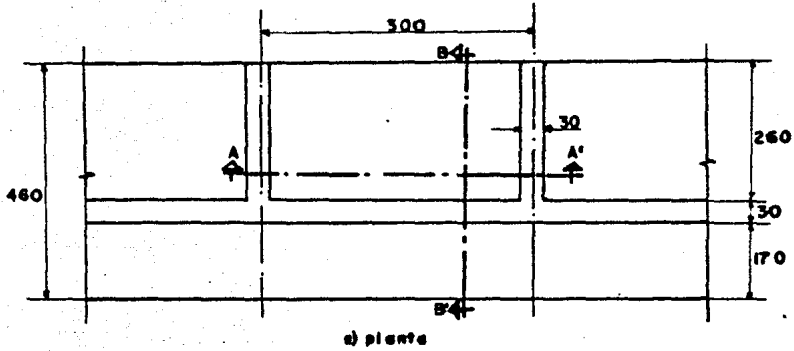
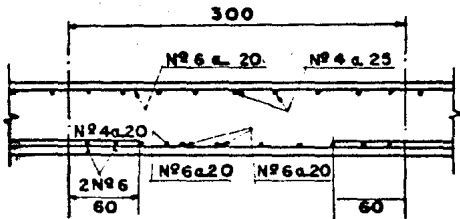


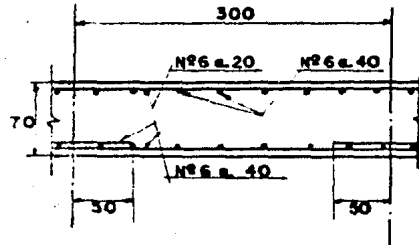
FIG. 5.4 Muro de 7.0m de altura.



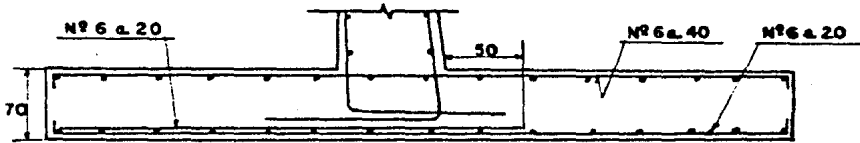
d) planta



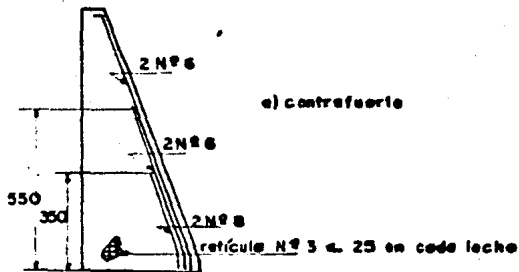
b) sección longitudinal del muro



c) corte A-A', sección longitudinal de zapate



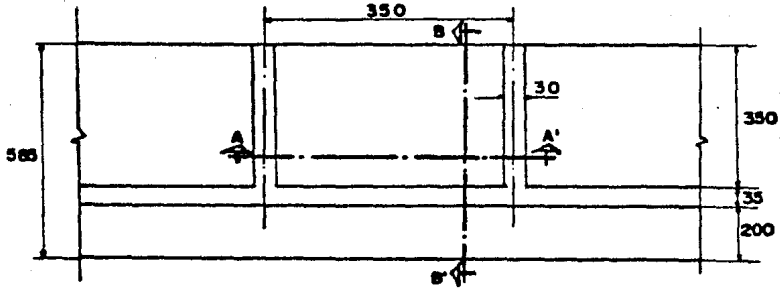
d) corte B-B', sección transversal de zapate



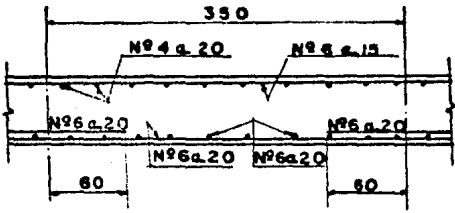
e) contrafuerte

FIG 5.5 Muro de 9.0m de altura.

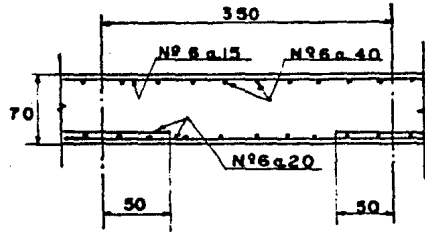




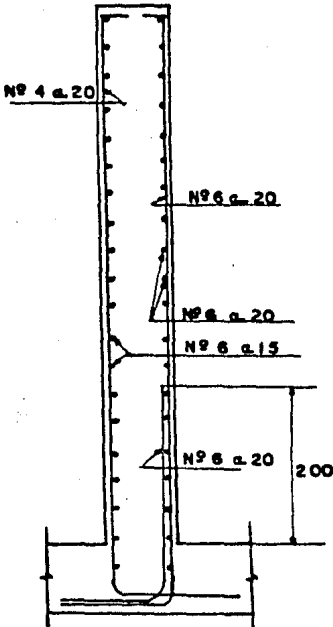
c) planta



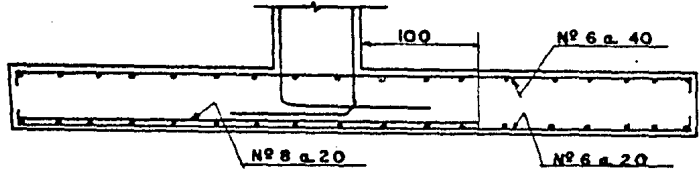
b) sección longitudinal del muro



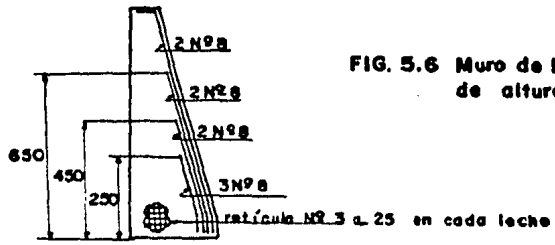
d) corte A-A', sección longitudinal de zapata



c) sección transversal del muro



e) corte B-B', sección transversal de zapata



f) contrafuerte

FIG. 5.6 Muro de 1.0m de altura.

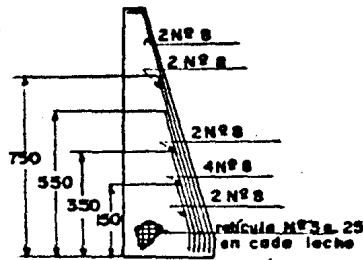
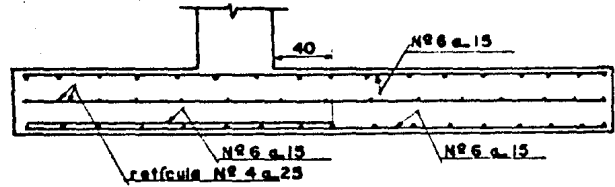
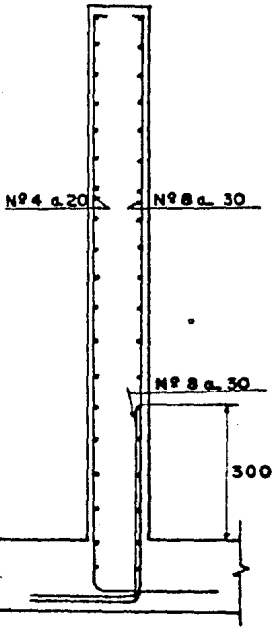
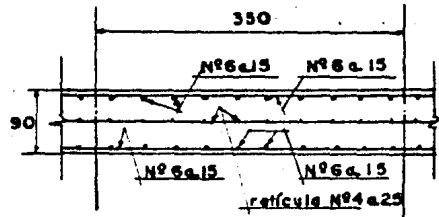
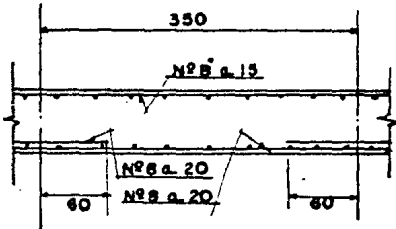
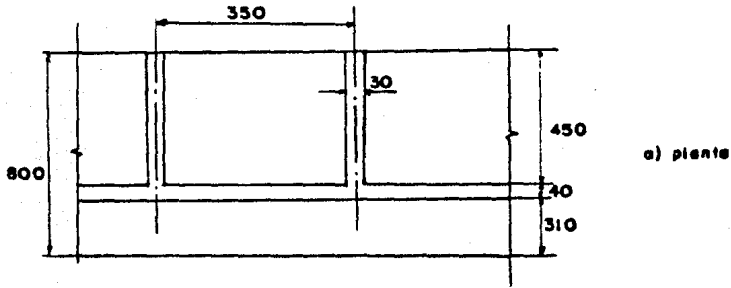
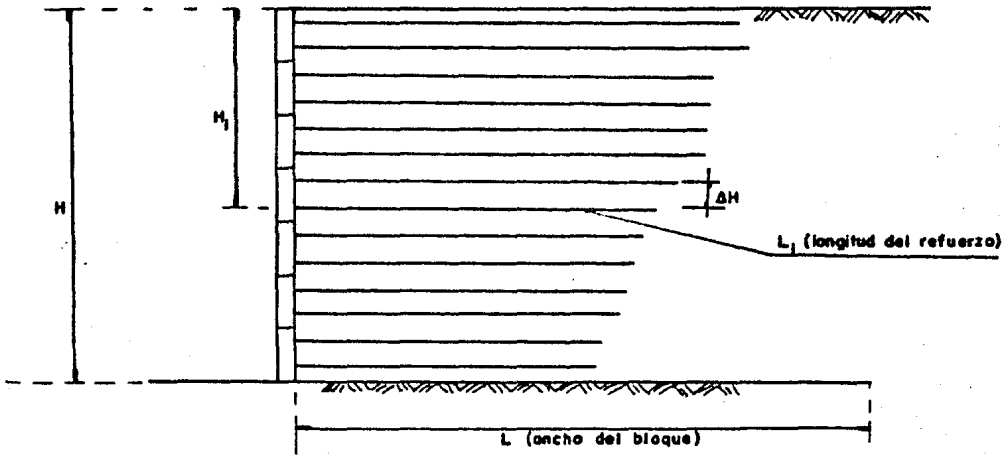
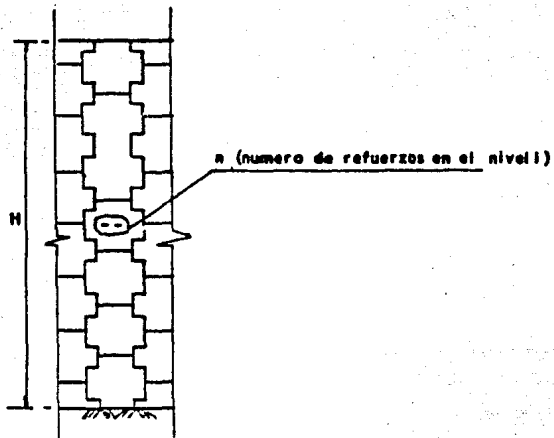


FIG. 5.7 Muro de 13.0m de altura.



a) Perfil



b) Alzado

FIG. 5.8 Bloque de suelo reforzado.

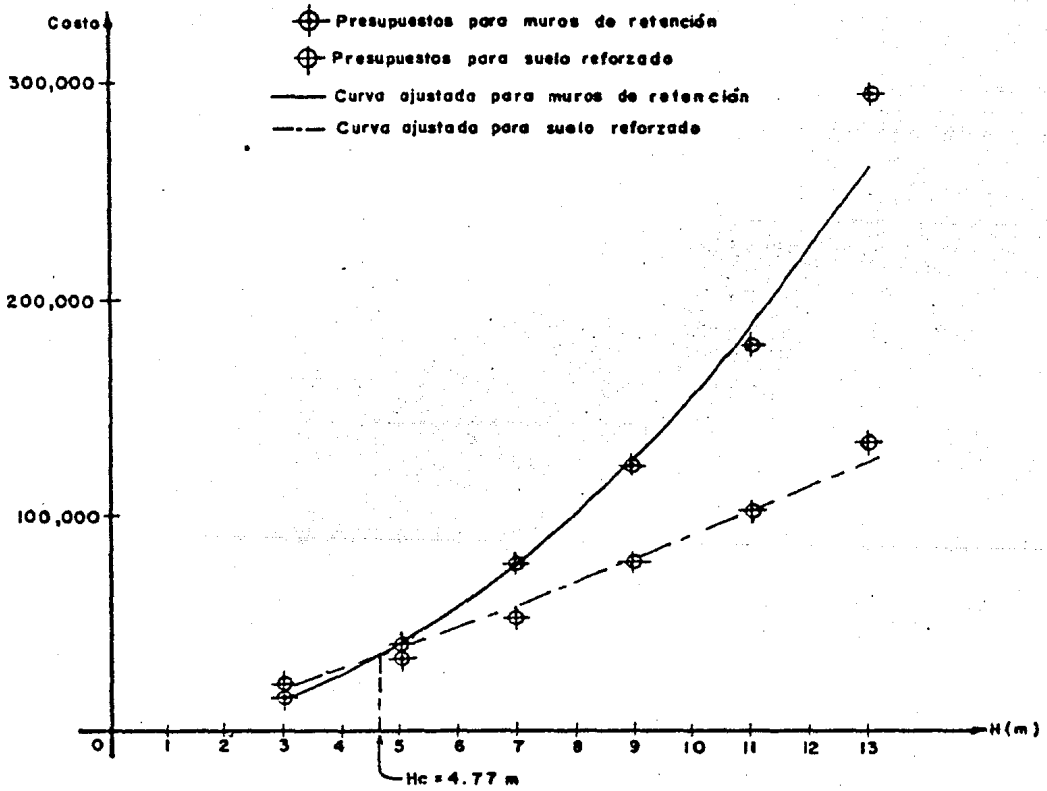


FIG. 5.9 Estudio comparativo entre muros de retención de concreto y bloques de suelo reforzados.

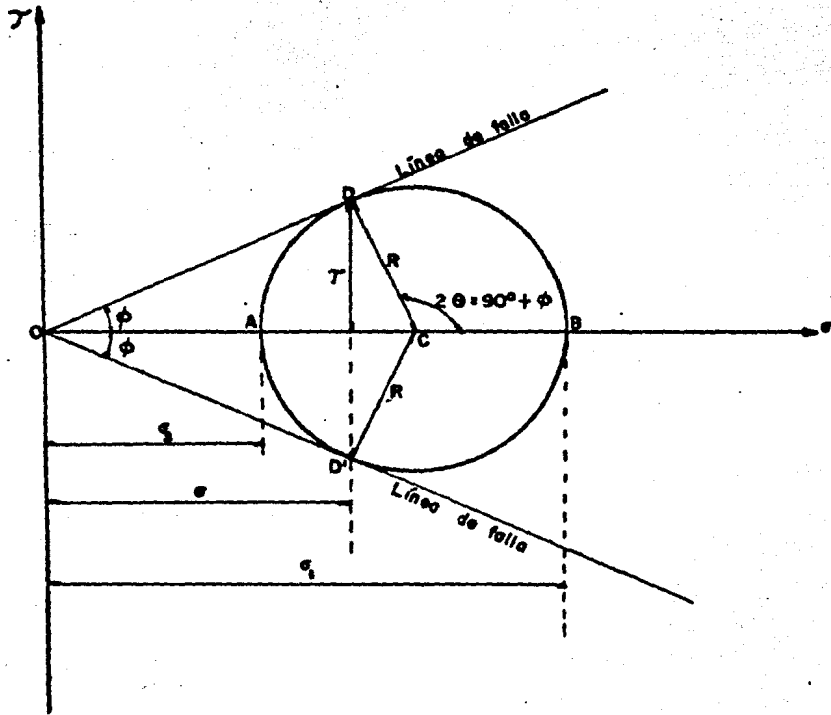
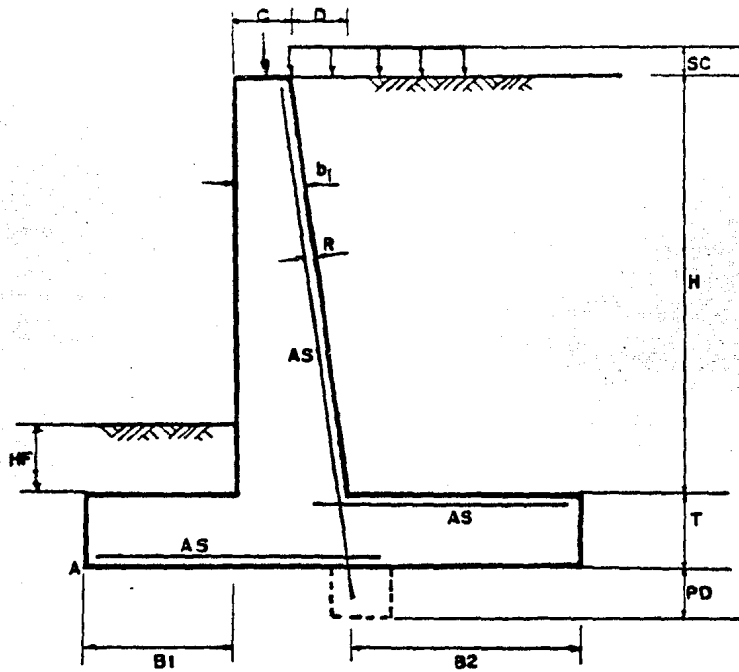
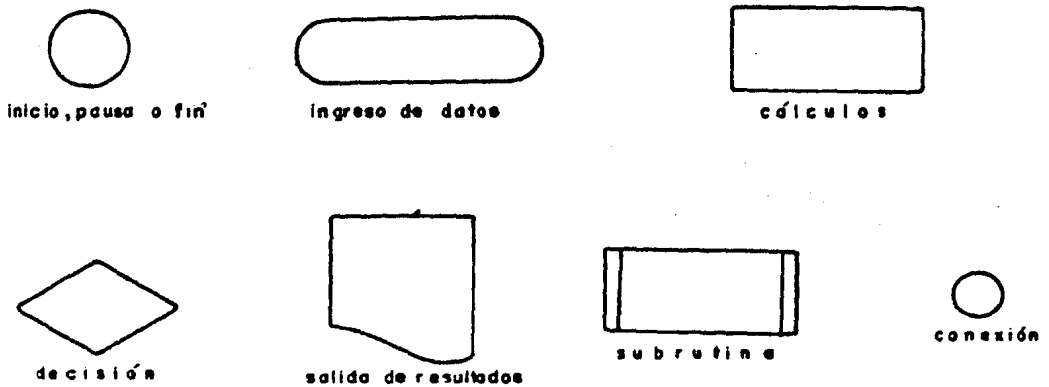


FIG. A.1 Líneas de falla en el círculo de Mohr.



**FIG. B.1** Nomenclatura empleada en el programa para diseño de muros de retencion.



**FIG. B.2** Nomenclatura empleada en diagramas de flujo.

## REFERENCIAS

1. Terzaghi, K. y Peck, R.B. "La Mecánica de Suelos en la Ingeniería - Práctica" , El Ateneo, 1978.
2. Juárez, B. Eulalio y Rico, R. Alfonso , "Mecánica de Suelos", Tomo I Limusa-Wiley, 1977.
3. Juárez, B. Eulalio y Rico, R. Alfonso, "Mecánica de Suelos", Tomo II Limusa-Wiley, 1979.
4. Rico, A. y Del Castillo, E. "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres" , Tomo I, Limusa-Wiley, 1979.
5. Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics" , John Wiley & Sons, 1943.
6. Reinbert, M. "Muros de Contención" , Editores Técnicos Asociados, - 1976.
7. Winterkorn, H. and Yang Fang, H. "Foundation Engineering Handbook" , Van Nostrand, 1975.
8. Downich, D. "Earthquake Resistant Design" , John Wiley & Sons, 1977.
9. Schlosser, F. and Nguyen-Thanh Long , "Recent Results in French Research on Reinforced Earth" , Journal of the Construction Division , ASCE, Sept. 1974.
10. Binquet, J. and Lee, K. "Bearing Capacity Analysis of Reinforced - Earth Slabs" , Journal of the Geotechnical Engineering Division , ASCE, Dec. 1975.
11. Richardson, G. and Lee, K. "Seismic Design of Reinforced Earth Walls" Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Feb. 1975.
12. "Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras" Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., 1977.

13. *"Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto" Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., 1977.*
14. *"Ayudas para Diseño de Estructuras" Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1977.*
15. *"CRSI Handbook" Concrete Reinforcing Steel Institute, 1974.*
16. *Ashley, Walter L., "Structural Programs for HP 67/HP 97 Hewlett Packard Programmable Calculators", vol. 1, 1979.*