

26
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**ASPECTOS INHERENTES A
ESTABILIDAD DE TALUDES**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

JUAN CARLOS ESCOBAR ONTIVEROS

DIRECTOR DE TESIS :

M. EN I. GABRIEL MORENO PECERO



MEXICO, D. F.

1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

Señor

JUAN CARLOS ESCOBAR ONTIVEROS

Presente.

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-130/95

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. GABRIEL MORENO PECERO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"ASPECTOS INHERENTES A ESTABILIDAD DE TALUDES"

INTRODUCCION

- I. ESTRATEGIAS PARA LA CLASIFICACION DE DESLIZAMIENTOS**
- II. INVESTIGACION DEL TERRENO, MUESTREO Y PRUEBAS PARA EL ESTUDIO DE INESTABILIDAD DE TALUDES**
- III. INSTRUMENTACION Y MONITOREO EN TALUDES**
- IV. METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD**
- V. DINAMICA APLICADA A LA ESTABILIDAD DE TALUDES**
- VI. CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria, 05 de septiembre de 1995

EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS

JMCS/GMP*nl

7

***No hay ninguna cosa externa que,
al entrar al hombre, pueda dejarle impuro.
Sino que son las cosas que salen del hombre,
las que le dejan impuro.***

San Marcos 7, 15.

7

A MI MADRE



CONTENIDO

	Página
INTRODUCCION	1
CAPITULO I. Estrategias para la clasificación de deslizamientos	5
I.1 Terminología	5
I.1.1 Rocas firmes	6
I.1.2 Suelo	6
I.1.3 "Creep"	7
I.1.4 Caídos	7
I.1.5 Deslizamientos	7
I.1.6 Flujos	7
I.2 Clasificaciones	8
I.3 Factores básicos distintivos	8
I.3.1 Edad del movimiento	9
I.3.2 Grado de actividad	9
I.3.3 Clase geográfica	9
I.3.4 Localización geográfica	9
I.3.5 Clase climática	9
I.3.6 Tipo y tamaño del material movido	10
I.3.7 Geología fundamental	10
I.3.8 Tipos de falla	11
I.3.9 Tipo de movimiento	15
I.3.10 Velocidad del movimiento	15
I.3.11 Contenido de agua, hielo o aire	16
I.3.12 Causas del movimiento y mecanismos que los provocan ...	16
I.3.13 Morfología de los materiales depositados y de la superficie de falla	16
I.3.14 Propiedades geotécnicas	18

Referencias	20
Bibliografía	21
CAPITULO II. Investigación del terreno, muestreo y pruebas para el estudio de inestabilidad de taludes	23
II.1 Investigación del suelo	23
II.1.1 Generalidades en la investigación del suelo	23
II.1.2 Organización para la investigación del suelo	23
II.2 Muestreo	27
II.2.1 Muestreo en suelos	27
II.3 Pruebas de laboratorio	29
II.3.1 Magnitud de la resistencia al esfuerzo cortante	29
II.3.2 Caja de corte directo	31
II.3.3 Pruebas triaxiales	33
II.3.4 Resistencia máxima y residual	36
II.3.5 Pruebas <i>in-situ</i> para arcillas	39
Referencias	48
Bibliografía	49
CAPITULO III. Instrumentación y monitoreo en taludes	51
III.1 Trabajos correctivos en taludes inestables	51
III.2 Precauciones en el monitoreo cuando los taludes se convierten en inestables	53
III.3 Tipos de instrumentos	54
III.3.1 Instrumentos para el monitoreo de movimientos en el terreno	54
III.3.2 Instrumentos para el monitoreo de la presión del agua subterránea y la variación del N.A.F.	66
III.3.3 Instrumentos para el monitoreo de las presiones en el suelo y de la carga ejercida en las anclas	72
III.3.4 Instrumentos para el monitoreo de vibraciones en el terreno	74
III.4 Planeación y diseño de sistemas de monitoreo	75
III.4.1 Estudios preliminares	75
III.4.2 Selección y localización del instrumento	75
III.4.3 Instalación y lecturas	76

Referencias	76
Bibliografía	77
CAPITULO IV. Métodos de análisis de estabilidad	79
IV.1 Antecedentes	79
IV.2 Análisis introductorios	80
IV.2.1 Análisis del talud infinito	81
IV.2.2 Análisis del esfuerzo total " $\phi_u=0$ "	83
IV.2.3 Método sueco de las dovelas	84
IV.2.4 Método de la cuña de deslizamiento	86
IV.3 Planteamiento general del equilibrio al límite en el método de las dovelas	88
IV.4 Factor de seguridad	90
IV.5 Planteamiento general de las ecuaciones del factor de seguridad	91
IV.5.1 Método simplificado de Bishop	93
IV.5.2 Método simplificado de Jambu	96
IV.5.3 Método rigurosos de Jambu	97
IV.5.4 Método de Spencer	98
IV.5.5 Método de Morgenstern-Price	98
IV.6 Otros métodos de análisis	103
IV.6.1 La solución de Taylor (1948)	103
IV.6.2 Trabajos de Jambu para el análisis de taludes homogéneos en suelos con cohesión y fricción	107
IV.6.3 Bishop y Morgenstern (1960)	109
IV.7 Recomendaciones para fijar las inclinaciones, sin cálculo alguno, de los cortes en las Vías Terrestres	111
Lista de símbolos	117
Referencias	118
Bibliografía	119

CAPITULO V. Dinámica aplicada a la estabilidad de taludes	121
V.1 Fenómeno de licuación en suelos	121
V.1.1 Mecanismo de licuación	121
V.1.2 Licuación inicial y movilidad cíclica	121
V.2 Esfuerzo cortante cíclico provocado por movimientos sísmicos	126
V.3 Predicción de la susceptibilidad de licuación	128
V.3.1 Factores significativos	128
V.3.2 Método para estimar el potencial de licuación	128
V.3.3 Medición de la resistencia	129
V.3.4 Determinación del estado de esfuerzos	130
V.3.5 Comparación estadística	131
V.4 Evaluación de las propiedades mecánicas del suelo bajo cargas dinámicas	134
V.4.1 Desplazamientos permanentes y estabilidad de un talud	134
V.4.2 Determinación de las características resistencia- deformación permanente del suelo	136
V.5 Evaluación de la estabilidad de un talud durante un sismo	142
V.6 Métodos para el análisis de estabilidad de un talud	144
V.7 Casos estudiados donde los sismos provocaron deslizamientos ...	146
Referencias	152
Bibliografía	153
 CAPITULO VI. Conclusiones	 155

INTRODUCCION

En la presente tesis se contemplarán únicamente los problemas de **Estabilidad de Taludes en Suelos**, ya que el tema de Estabilidad de Taludes en Rocas es igualmente extenso.

Bajo el nombre genérico de taludes se comprende cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las masas o estructuras de tierra. Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales; en el corte, se realiza una excavación en una formación natural, en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes. También se producen taludes en excavaciones que se realicen a partir del nivel de terreno natural, a los cuales se suele denominar taludes de la excavación.

El moderno desarrollo de las actuales vías de comunicación, tales como canales, caminos o ferrocarriles, así como el impulso que la construcción de presas de tierra ha recibido en México y en todo el mundo en los últimos años y el desenvolvimiento de obras de protección contra la acción de ríos, por medio de bordos, etc., han puesto al diseño y construcción de taludes en un plano de importancia ingenieril de primer orden. Tanto por el aspecto de inversión, como por el de consecuencias derivadas de su falla, los taludes constituyen hoy una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado por parte del proyectista.

La construcción de estas estructuras es probablemente tan antigua como la misma humanidad; sin embargo, históricamente han constituido un problema al margen de toda investigación científica; hasta hace relativamente pocos años, los taludes se manejaron con normas puramente empíricas, sin ningún criterio generalizador de las experiencias adquiridas. No fue sino hasta el advenimiento de la actual Mecánica de Suelos y de la Mecánica de Rocas (los últimos 100 años), sin olvidar el papel básico que la Geología Aplicada desempeña, cuando fue posible aplicar al diseño de taludes normas y criterios, que sistemáticamente tomasen en cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constitutivos, obteniendo experiencia sobre bases firmes y desarrollando las ideas teóricas que permiten conocer más detalladamente el funcionamiento particular de estas estructuras.

La clasificación de los taludes es la última gran herramienta que entre otras utiliza el profesional para tratar de conocer su comportamiento mecánico y tomar alguna medida preventiva que garantice la seguridad de tales estructuras. Algunas clasificaciones son más útiles que otras, pero cada una tiene éxito en su propósito de satisfacer las necesidades del usuario, es decir del profesional.

Será preciso analizar la necesidad de definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén para que éste permanezca estable.

Los problemas relacionados con la estabilidad de laderas naturales difieren radicalmente de los que se presentan en los taludes construidos por el ingeniero. Las diferencias importantes radican, en primer lugar, en la naturaleza de los materiales involucrados y, en segundo, en todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas que privaron a lo largo de tal historia y de la influencia que el hombre ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado.

Dentro de los taludes artificiales también existen diferencias esenciales entre los cortes y los terraplenes. Estos últimos constituyen una estructura que se construye con un material relativamente controlado o que, por lo menos en principio, se puede controlar; en los cortes no existe esa posibilidad.

Otro aspecto que genera confusión dentro de la concepción del problema "estabilidad de taludes" es el que emana de la extraordinaria complejidad y multiplicidad de lo que ha dado en llamarse "falla de talud", que se define en términos de deslizamientos o colapsos de toda índole. En las concepciones anteriores de "falla" existen gran cantidad de elementos de interpretación subjetiva, casos de frontera, etc., en los que puede ser muy difícil pronunciarse en un momento dado, se piensa que no está ahí la verdadera fuente de confusión en el concepto "falla" de los taludes. Esta radica en la gran variedad de fenómenos que por lo general se involucran en el concepto; una falla rotacional que afecte al cuerpo entero del talud y su terreno de cimentación, puede comprometer su función estructural tanto como un corrimiento traslacional de una gran parte de la estructura o como el deslizamiento lento y superficial de una ladera natural. Una falla rotacional es algo fundamentalmente distinto a un movimiento traslacional, que tienen diferentes modos de ocurrir y que han de ser concebidos y tratados de modo totalmente distinto en muchos casos.

Los análisis de uso común son relativamente simples en concepto; no existe un método general de análisis aplicable a todos los taludes. Casi todos son métodos de análisis al límite en los que, como primera etapa, se establece un mecanismo cinemático de falla, extraído de la experiencia, con base en el cual se analizan las fuerzas tendientes a producirlo (fuerzas

7

motoras), las cuales se han de comparar con las fuerzas capaces de desarrollarse y que tienden a que el mecanismo de falla no se produzca (fuerzas resistentes). Así pues, todos los métodos de cálculo están ligados a un mecanismo cinemático de falla específico.

En lo que respecta a los movimientos del terreno asociados con cargas dinámicas, ellos dependen de la magnitud y distribución de dichas cargas, de las propiedades esfuerzo-deformación y la correspondiente capacidad de disipación de energía del mencionado terreno. Los problemas cubren un intervalo amplio de situaciones. Por una parte, se pueden tener movimientos pequeños, prácticamente despreciables debido a vibraciones provocadas por las cargas del tráfico o similares. Por la otra, las cargas debidas a explosiones y a sismos, con frecuencia producen en el terreno esfuerzos y deformaciones, suficientemente grandes para originar fallas.

Los esfuerzos inducidos en el terreno por un sismo se deben principalmente a la propagación ascendente de ondas de corte originadas en la formación rocosa subyacente, aunque otros tipos de ondas se presentan simultáneamente como fue claro en el caso de los sismos de la Cd. de México en Septiembre de 1985. En consecuencia, durante un sismo, el terreno se somete a una serie de aplicaciones de esfuerzos cortantes cíclicos, que en general involucran no solo cambios de magnitud sino también de dirección.

Para evaluar las características esfuerzo-deformación de suelos bajo condiciones de carga dinámica se han desarrollado una gran variedad de técnicas de laboratorio y de campo. Estas técnicas se dividen en dos grupos : 1. Ensayos para determinar propiedades dinámicas (módulo de corte y coeficiente de amortiguamiento) y 2. Ensayos para determinar la resistencia al esfuerzo cortante del terreno bajo cargas dinámica. En consecuencia, los esfuerzos de corte inducidos dentro de un depósito de suelo están acoplados a la resistencia al corte del mismo.

Idealmente, el propósito de cualquier procedimiento de ensayo es determinar el comportamiento mecánico de un elemento de suelo bajo condiciones similares a aquellas que se esperan en el sitio. Es por esto que hoy en día se reconoce que aquellos ensayos en los que es posible aplicar esfuerzos cortantes en las caras superior e inferior de la muestra, son más apropiados para determinar el comportamiento de los suelos bajo cargas sísmicas, incluyendo el estudio del fenómeno de licuación.

Existe suficiente evidencia experimental para mostrar que además del peso volumétrico y del estado de esfuerzos, factores como la anisotropía asociada, la historia de esfuerzos y deformaciones, la trayectoria de esfuerzos aplicada, las condiciones de frontera y la edad del depósito, entre otros, tienen influencia significativa en el comportamiento esfuerzo-deformación *in situ* de los suelos. Las evidencias experimentales muestran que la aplicación de esfuerzos de corte cíclicos, a un depósito de suelo saturado de baja permeabilidad puede resultar en un

aumento progresivo de la presión de poro, independiente del tipo y peso volumétrico del suelo. Esta acumulación de la presión de poro causa una reducción continua en el esfuerzo efectivo y consecuentemente la ocurrencia de deformaciones y la disminución de la resistencia al corte del suelo.

El comportamiento descrito anteriormente puede presentar características dramáticas en el caso de arenas saturadas de baja permeabilidad, puesto que en el curso de la carga cíclica la presión de poro puede alcanzar con facilidad un valor igual al esfuerzo de confinamiento inicial. Si esto ocurre, el esfuerzo efectivo que soporta la estructura de la arena se hace nulo, lo cual determina la pérdida total de la resistencia del suelo. Se dice entonces que la arena se encuentra en un estado de "licuación". Los efectos desastrosos de éste fenómeno son evidentes y en efecto, la licuación de depósitos saturados de suelos limosos y arenosos se reconoce como una de las mayores causas de daños a edificios y estructuras de tierra durante sismos.

CAPITULO I

ESTRATEGIAS PARA LA CLASIFICACION DE DESLIZAMIENTOS.

I.1 TERMINOLOGIA

El término más usado en los estudios de movimientos de un talud es el de deslizamiento, que se refiere al movimiento de masas. Todos los términos involucrados en el fenómeno, en general califican al movimiento de la formación natural, independientemente del mecanismo que éste tenga.

En el libro *Deslizamientos y Fenómenos Relativos*, publicado en 1938, Sharpe define a los deslizamientos como: "el movimiento perceptible hacia abajo o en caída, de las masas relativamente secas de tierra, rocas o la mezcla de ambas".

Coates (1977) enlista los puntos principales del acuerdo existente entre veintiocho colaboradores. Es una lista interesante, donde trataron de decidir lo que constituía un deslizamiento, en ella se contempla lo que puede o no puede ser considerado como un deslizamiento. La lista se presenta a continuación :

1. Los deslizamientos representan una categoría en el movimiento de masas.
2. La fuerza de gravedad es la principal fuerza involucrada.
3. El movimiento debe ser moderadamente rápido, por que el "creep" es muy lento para ser incluido como deslizamiento.
4. Los movimientos pueden incluir caídas, deslizamientos y flujos.
5. El movimiento deberá ser hacia abajo y hacia afuera en una superficie libre.
6. Los límites del material desplazado están bien definidos.
7. El material desplazado puede incluir partes de regolita y/o rocas firmes.
8. Los fenómenos en terrenos congelados son usualmente excluidos (Varnes, 1958; Hutchinson, 1968), sin embargo Zaruba y Mencl (1969) dedicaron casi una página a discutir los glaciares (flujo de sólidos).

Los movimientos de masa sub-acuáticos fueron incluidos como deslizamientos por Hutchinson en 1968. En el presente trabajo no se mencionarán estos tipos de deslizamientos.

Varnes (1978) descartó el uso de movimiento de masa en su esquema de clasificación debido a que esto se incluye en su definición de hundimiento del suelo. En 1864 Peck hizo una distinción entre *movimiento* y *transporte de masas*. El primer término describe el movimiento hacia abajo influenciado por la gravedad y sin medio de transporte; el transporte de masas permite al material ser llevado de un lugar a otro por medio de agua, aire o hielo.

Diferentes fenómenos de movimiento son agrupados bajo el mismo nombre categórico en varios esquemas de clasificación de acuerdo con la definición usada. Obviamente el criterio usado para determinar la jerarquía en cada clasificación variará. Un investigador quizá defina grupos en base a la velocidad de movimiento, mientras otro, puede utilizar una clasificación en función del material movido en algunos puntos, esto podría ayudar a explicar las contradicciones entre los grupos. Finalmente, un detalle importante observado en distintas clasificaciones, es que los términos más usados requieren una breve descripción. Las clases de movimiento son comúnmente divididos en "Creep", caídas, deslizamientos y flujos; la subdivisión más usual en lo que respecta a la composición del material, en los grupos con fines ingenieriles, son suelo y/o rocas.

1.1.1 Rocas firmes

Se encuentran en un sub-estrato geológicamente inalterado, *in situ*, hasta que experimentan algunos tipos o formas de movimiento.

1.1.2 Suelo

Es un conjunto de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de las rocas preexistentes. Los suelos pueden ser residuales o transportados, según se les encuentre en el mismo lugar en el que se han generado o en lugar diferente. El término "suelo" se aplica a todas aquellas partículas de material menores de 7.6 cm (3") y se subdivide en suelos de partículas finas o "finos" y suelos de partículas gruesas o "gruesos". Los "finos" son aquellos cuyas partículas pasan a través de la malla N° 200, y los "gruesos" son los que se retienen en ella y pasan la malla de 7.6 cm. Los "finos" comprenden suelos orgánicos, limos y arcillas; y los "gruesos" a los grupos denominados arena y grava, siendo la frontera entre ellos la malla N° 4. Existe el caso particular de aquellos suelos producto de la descomposición de materia orgánica como son las turbas.

1.1.3 " Creep "

Se refiere al proceso más o menos continuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo, que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales. Suele afectar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. No se puede hablar de una superficie de deslizamiento. El "creep" suele deberse a una combinación de las fuerzas de gravedad y de otros varios agentes. Usualmente existen tres tipos de "creep" :

1. "Creep" temporal, afectado por cambios temporales en la humedad y temperatura del suelo (depende primordialmente de los cambios de humedad en las condiciones climáticas más que de la fuerza de gravedad);
2. "Creep" continuo, donde el esfuerzo cortante excede la resistencia del material;
3. "Creep" progresivo, alcanzan el punto de falla debido a otros movimientos de masas.

La velocidad de movimiento ladera abajo del "creep" puede ser muy baja y rara vez excede algunos centímetros por año.

1.1.4 Caídos

Son movimientos bruscos de material, hacia afuera, en taludes casi verticales, el cual cae libremente tal como se presenta en los acantilados. Usualmente se describe como un movimiento en masa.

1.1.5 Deslizamientos

Este término es usualmente reservado para los movimientos de material a lo largo de una superficie de falla. El tipo de material y de superficie de falla son los parámetros usados en la subdivisión de este grupo.

1.1.6 Flujos

Movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de tal manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de velocidades y desplazamientos recuerda el comportamiento de un fluido. La superficie de deslizamiento o no es distinguible o se desarrolla durante un lapso relativamente breve; es también frecuente que la zona de contacto entre la parte móvil y las masas fijas del talud sea una zona de flujo plástico.

El material susceptible de fluir puede ser cualquier formación no consolidada, y así el fenómeno puede presentarse en fragmentos de roca, depósitos del talud, suelos granulares finos o arcillas francas.

Los flujos se dividen en dos grupos, según resulte preponderante o no en su generación, el agua contenida por los materiales involucrados en el fenómeno. Así se

distinguirá el flujo en materiales relativamente secos (flujo de fragmentos de roca o de loess, asociados muchas veces con temblores) y el flujo en materiales húmedos (requieren una proporción apreciable de agua contenida en el suelo), o el caso extremo el flujo de lodos cuando es muy elevado el contenido de agua.

I.2 CLASIFICACIONES

El éxito de la Botánica, por ejemplo, en cuanto a las clasificaciones ha sido determinante. Se basa en el conocimiento de las características de la estructura de las hojas, de los tallos y de las flores. Permitiendo una clasificación satisfactoria de cada especie. Sin embargo, los deslizamientos o movimientos de masas tienen más dificultades para su clasificación, debido a que el talud puede estar formado por uno o más tipos de material, puede tener distintas inclinaciones y puede estar afectado por otros factores externos (interperismo, movimientos sísmicos, etc.) que ocasionan, en caso de que falle el talud, diferentes tipos de movimientos. Las clasificaciones pueden ser simples o complejas dependiendo del número de factores básicos distintivos tomados en cuenta. En el presente capítulo se observaran algunas clasificaciones realizadas por distintos autores.

I.3 FACTORES BASICOS DISTINTIVOS

Los factores distintivos más significativos pueden ser encontrados en tres distintas áreas: tipo de material y/o tipo de movimiento, morfología del material movido o de la superficie de movimiento y propiedades geotécnicas que son:

1. Edad del movimiento
2. Grado de actividad
3. Clase geográfica
4. Localización geográfica
5. Clase climática
6. (a) Tipo del material movido (incluyendo cohesión)
(b) Tamaño del material movido
7. Geología fundamental
8. Tipo de falla
9. Tipo de movimiento
10. Velocidad del movimiento; relativa no cuantitativa
11. Contenido de agua, aire o hielo
12. (a) Causas del movimiento
(b) Mecanismos accionadores del movimiento
13. (a) Morfología del material depositado
(b) Morfología de la superficie de falla
14. Propiedades geotécnicas.

I.3.1 Edad del movimiento

Los deslizamientos desencadenados en el pasado son casi siempre referidos al período geológico en el que ocurrió el desplazamiento. La importancia de la edad como factor de clasificación se usará como una medida para evaluar la probabilidad de un movimiento en el futuro.

I.3.2 Grado de actividad

Erskine en 1973 proporcionó la definición de distintos grados de actividad y son :

- (i) " Los taludes activos presentan movimientos actualmente, o dentro del último ciclo de la época ".
- (ii) " Los taludes inactivos no han presentado movimiento dentro del último ciclo de la época. Estos se pueden reactivar o permanecer inactivos por largo tiempo ".

I.3.3 Clase geográfica

El profesional debe ser capaz de determinar las principales características de un deslizamiento, la probabilidad de encontrar una clasificación con una réplica completa de éstas características es poco probable, debido a que dichas clasificaciones se realizaron en distintos lugares. Es conveniente cuando el deslizamiento se presenta cerca o en el lugar donde la clasificación fue hecha.

I.3.4 Localización geográfica

Este factor describe la localización geográfica en el extenso sentido de la palabra. Reynolds (1932) usa dos características principales en su clasificación :

1. Deslizamientos en acantilados: (a) movimiento en el plano vertical; (b) movimiento en el plano horizontal.
2. Deslizamientos en regiones montañosas.

Los tipos montañosos son restringidos a elevaciones realmente montañosas como los Alpes.

I.3.5 Clase climática

Un buen ejemplo de ésta subdivisión es el grupo de movimientos encontrado por Sharpe (1938) donde él distingue entre diferentes grupos de flujo de lodos, un subgrupo en función del tiempo que dura el flujo, que a su vez depende del clima y en general del medio ambiente estableciendo la clase climática y el medio ambiente en donde se presentó. Estos grupos son:

1. Semi-árido
2. Montañoso
3. Volcánico

y un cuarto grupo mencionado como extra :
4. Pantanoso.

1.3.6 Tipo y tamaño del material movido

Ambos factores son muy usados en clasificaciones actuales. Varnes (1978) utiliza el tipo de material y el tamaño de la partícula sólida, ver figura 1.1.

TIPO DE MOVIMIENTO		TIPO DE MATERIAL		
		ROCA FIRME	SUELOS INGENIERILES	
			PREDOM. GRANO GRUESO	PREDOM. FINOS
DERRUMBE		EN ROCA	EN DETRITUS	EN TIERRA
VOLTEO		EN ROCA	EN DETRITUS	EN TIERRA
DESIZAMIENTOS	ROTACIONAL	DESPLOME R.	DESPLOME DE DETRITUS	DESPLOME EN TIERRA
		DESL. BLOQUE	DESL BLOQUE DETRITUS	DESL BLOQUES TIERRA
	TRASLACIONAL	DESLIZ. DE ROCA	DESLZ. DE DETRITUS	DESLIZ. DE TIERRA
EXPANSIÓN LATERAL		EN ROCAS	EN DETRITUS	EN TIERRA
FLUJOS		DE ROCAS (PROF "CREEP")	DE DETRITUS ("CREEP" DE SUELOS)	DE TIERRA
COMPLEJO		COMBINACIÓN DE DOS O MAS TIPOS PRINCIPALES DE MOVIMIENTO		

Figura 1.1. Clasificación de los deslizamientos según Varnes

Coates en 1977, contempló dentro del flujo de sedimentos, al fenómeno de licuación, al flujo de loess y al flujo de arena (figura 1.2).

La versión de Varnes (1978) tiene una cantidad considerable de recomendaciones detalladas. Pero si, en algún caso, el volteo, expansión lateral y los movimientos complejos no son importantes, entonces el esquema de Coates tiene más ventaja debido a que además de que toma en cuenta los mismos tipos de movimiento (derrumbes, deslizamientos y flujos) contempla un mayor número de materiales así como el fenómeno de licuación.

1.3.7 Geología fundamental

Zaruba y Mencl (1969) basan sus divisiones iniciales en el tipo de material y en la clase de depósito geológico, resultando depósitos superficiales (taludes de loams, detritus); pelitas, rocas no consolidadas o parcialmente consolidadas (arcillas, margas, rocas arcillosas, esquisto pelítico); rocas sólidas; y procesos climáticos importantes en Checoslovaquia en donde éstos

autores llevaron a cabo sus investigaciones.

La relación existente entre deslizamientos y la geología fundamental nos conduce a los siguientes casos más comunes en la literatura Soviética :

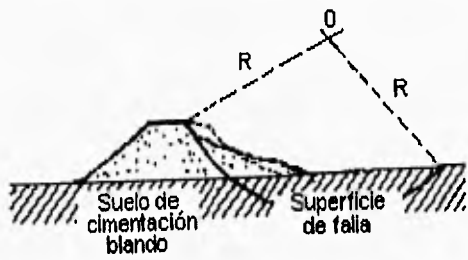
1. deslizamientos poco importantes, se desarrollan en suelos que presentan un comportamiento cohesivo y homogéneo;
2. deslizamientos importantes, que se desarrollan a lo largo de planos estratificados, cuya inclinación es hacia la parte baja del talud.
3. deslizamientos muy importantes, los cuales se desplazan a través del estrato: Zaruba y Mencl (1969) atribuyen ésta clasificación a Savarenskii quien la publicó por primera vez en 1937.

TIPO DE MATERIAL	TIPO DE MOVIMIENTO (VELOCIDAD CRECIENTE)				
	DESPLAZAMIENTOS			FLUJOS	DERRUMBES
	ROTACIONAL	PLANO			
ROCA FIRME	DESPLOME DE ROCA	DESPL. ROCAS DESPL. BLOQUE	INCREMENTO COHES. DE LA ROCA	AVALANCHA DE ROCAS	DERRUMBE EN ROCAS
REGOLITA	DESPLOME DE TIERRA	AVALANCHA DE DETRITOS		FLUJO DE DETRITOS	DERRUMBE DE SUELOS
SEDIMENTOS	DESPLOME DE SEDIMENTOS	DESPLAZAMIENTO DE BLOQUES	FLUJO DE TIERRA	LICUACION (INCREMENTO EN EL TAMAÑO DE LOS SEDIMENTOS) FLUJO DE LOESS FLUJO DE ARENAS	DERRUMBE DE SEDIMENTOS

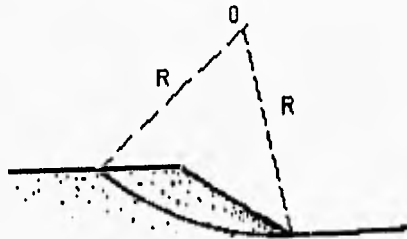
Figura 1.2. Clasificación de los deslizamientos según Coates.

1.3.8 Tipos de falla

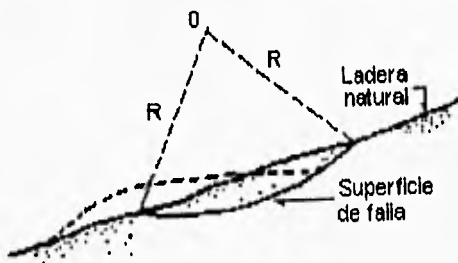
Se describen ahora los movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que ocurren en los taludes y que afectan a las masas profundas de los mismos, con deslizamientos a lo largo de una superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del cuerpo del talud. Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia del material.



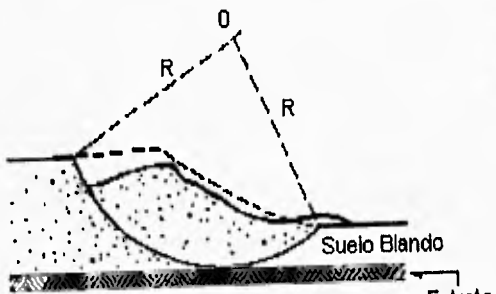
a) Falla de base



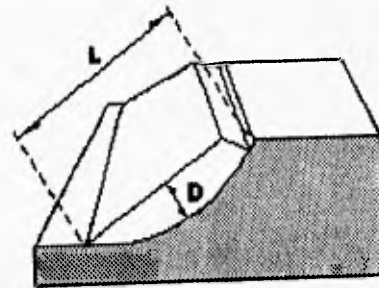
b) Falla por el pie del talud



c) Falla superficial

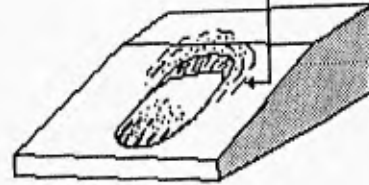


e) Falla limitada por un estrato firme

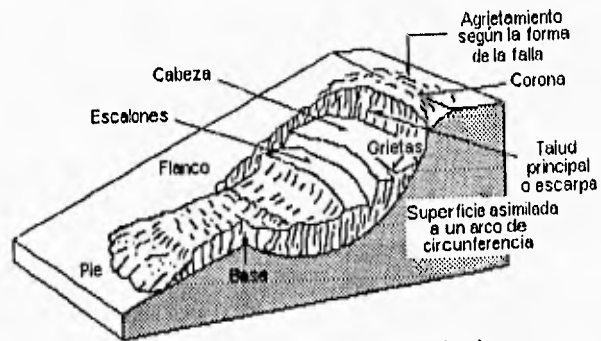


a) Falla de frente amplio

El agrietamiento señala el contorno de la concha



b) Falla concoidal



c) Nomenclatura de una zona de falla circular

Figura 1.3. Tipos de fallas rotacionales

Falla rotacional

Pueden producirse a lo largo de superficies de falla identificables con superficies cilíndricas o concoidales cuya traza con el plano del papel sea un arco de circunferencia (por lo menos con razonable aproximación) o pueden adoptar formas algo diferentes, en las que por lo general influyen la secuencia geológica local, el perfil estratigráfico y la naturaleza de los materiales.

El ingeniero asocia las fallas rotacionales de forma circular con los cortes o terraplenes que él construye, son también comunes en laderas naturales de materiales homogéneos y finos. Este tipo de fallas pueden ser de cuerpo de talud o de base; en las primeras se desarrolla sin interesar al terreno de cimentación, en tanto que las segundas se desarrollan parcialmente en él (figura I.3).

Las fallas rotacionales de forma distinta a la circular parecen estar asociadas sobre todo a arcillas sobreconsolidadas, se presentan en taludes no homogéneos, por influencia en la estratificación o por un desorden estructural en el talud.

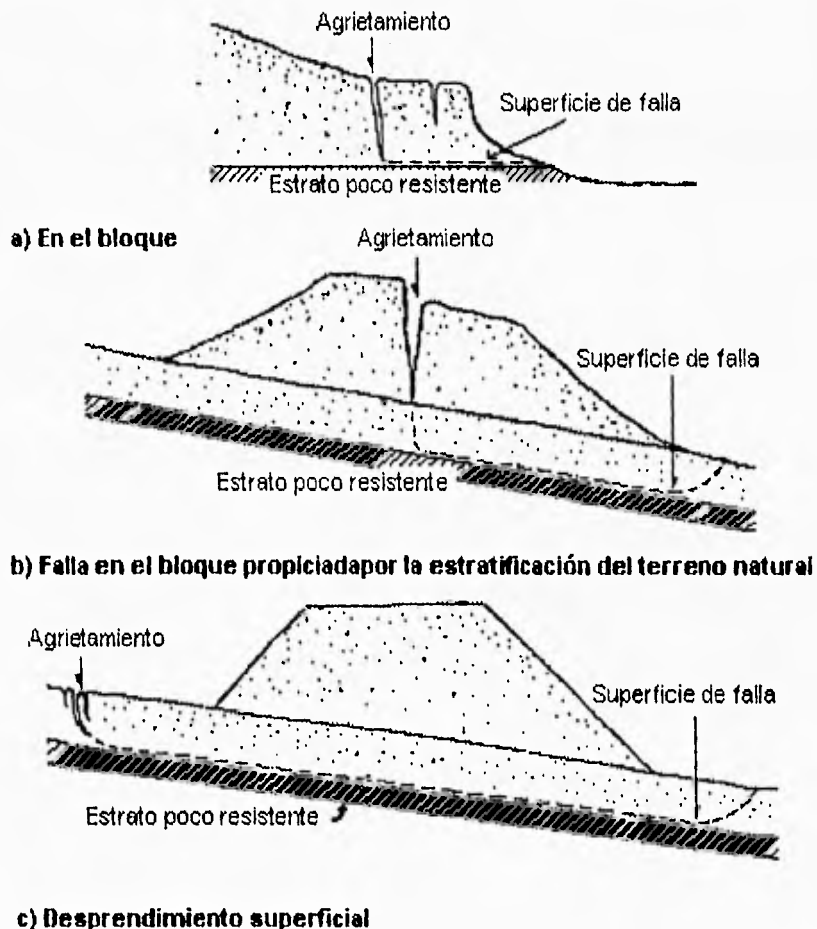


Figura I.4. Fallas traslacionales.

Falla traslacional

Consiste de movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociados a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud. Los estratos débiles que fomentan estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Este tipo de falla se muestra en la figura 1.4)

Fallas con superficie compuesta

Abarca movimientos en que se combinan la rotación y la traslación. Estas superficies están predeterminadas por la presencia de heterogeneidades dentro del talud. Las figuras 1.5a y 1.5b muestran un croquis de una falla típica de esta naturaleza.

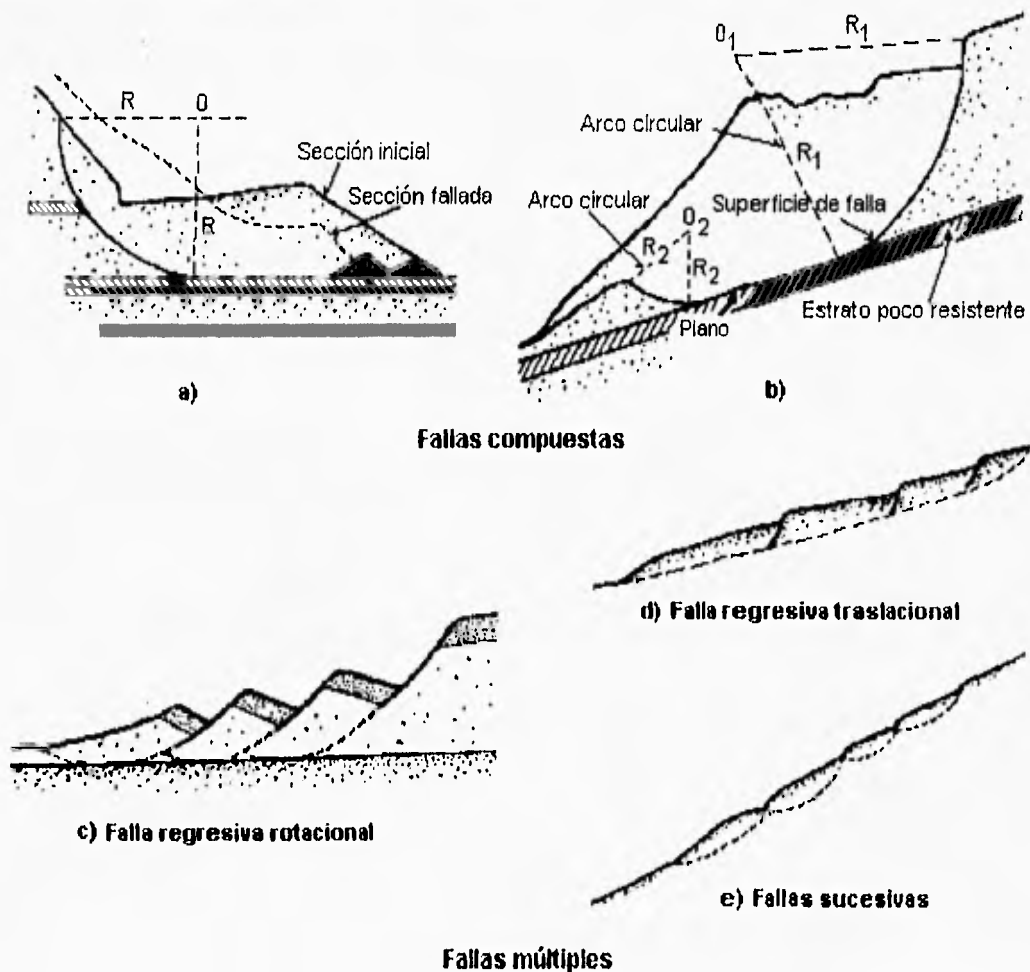


Figura 1.5. Fallas compuestas y múltiples.

Fallas múltiples

Se producen con varias superficies de deslizamiento, sean simultáneas o de rápida sucesión. Conviene distinguir las fallas sucesivas (figura 1.5e) y regresivas (figura 1.5c y 1.5d). Las primeras suelen consistir en un conjunto de deslizamientos rotacionales superficiales. Las segundas se forman a partir de una falla inicial, por la inestabilidad en que sucesivamente van quedando las zonas de cabeza de cada falla que se forma.

1.3.9 Tipo de movimiento

Este factor es común en muchas clasificaciones. Coates en 1977 pudo distinguir y separar fácilmente los deslizamientos, flujos y caídos. Por otro lado Hutchinson en 1968 usó los "creeps" y deslizamientos como dos categorías, y a su vez subdividió los deslizamientos en flujos, caídos y desprendimientos. Otras clasificaciones como las de Zaruba y Menci en 1969, Sharpe en 1938, Ward en 1945, usan también este factor.

1.3.10 Velocidad de movimiento

La velocidad de movimiento puede ser descrita como extremadamente lenta, en el caso de un "creep", y extremadamente rápida, en el caso de la caída libre de rocas y avalanchas de detritus. En la figura 1.6 se muestran las velocidades de movimiento intermedias propuestas por Varnes en 1978.

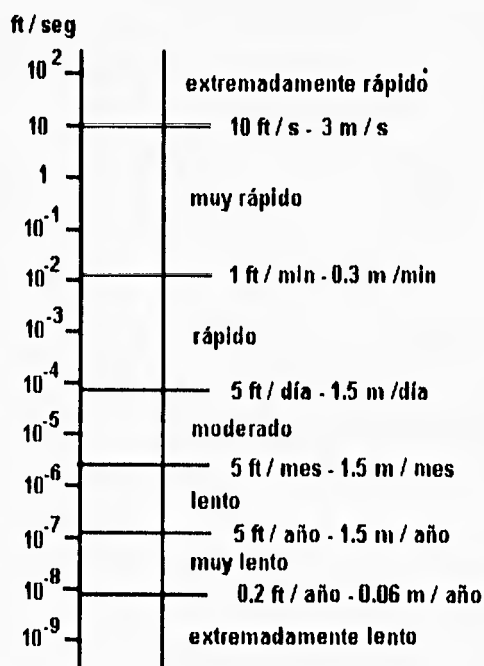


Figura 1.6. Escala de la velocidad de movimiento.

1.3.11 Contenido de agua, hielo o aire

La presencia o ausencia de agua o hielo es muy importante, reflejándose en el tipo de movimiento, teniendo más importancia en el transporte que en el movimiento de masas.

El contenido de aire no debe pasarse por alto, en un deslizamiento de tierra sobre un colchón de aire está también documentado, por ejemplo en la montaña Blackhawk E.U. (Shreve, 1968).

1.3.12 Causas del movimiento y mecanismos que lo provocan

Terzaghi en 1950 supone dos caminos mediante los cuales los deslizamientos se ponen en movimiento y son :

1. causas externas, dan como resultado un incremento en el esfuerzo cortante. El esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla se va incrementando, en un lapso de tiempo, hasta que se presenta la falla.
2. causas internas, son las que ocasionan un decremento en la resistencia al esfuerzo cortante del material.

Además de las dos causas principales hay tal vez un grupo intermedio, el que combina las causas internas y externas, aunque cierto número de fuerzas internas y externas pueden modificarse para reducir la resistencia al corte o incrementar el esfuerzo cortante, esto puede accionar al mecanismo, causando la transición al estado de movimiento, el cuál es más fácil de reconocer. Los ingenieros tratan de controlar o impedir tales movimientos teniendo que evaluar la resistencia al esfuerzo cortante del material y decidir cuando es mejor reducir el esfuerzo cortante o evitar el incremento de éste.

Para los métodos de prevención y control se toma la referencia de Zaruba y Menci (1969) y Coates (1977). La tabla I.1 proporciona un resumen de los factores que causan los movimientos de masas.

1.3.13 Morfología de los materiales depositados y de la superficie de falla

Con el aumento del monitoreo en el campo, surge un nuevo grupo de factores clasificables basados en sus características morfológicas (Brunsdén, 1973). Estos factores pueden ser separados dentro de dos grupos: (a) morfología del material depositado y (b) morfología de la superficie de falla.

La figura I.7 resume brevemente las características más importantes a lo largo de un deslizamiento con algunas de sus dimensiones más representativas. D es la profundidad máxima de la masa en movimiento y L es la longitud medida sobre el talud. Calculando la relación D/L , ésta varía según el tipo de desplazamiento medido. Para un deslizamiento poco profundo, taludes con ángulos entre 12 y 30°, $D / L = 3 - 6 \%$. Para deslizamientos

rotacionales profundos la relación se incrementa de 15 - 27 % para taludes con una inclinación de 13 - 28°, similar al anterior.

Tabla I.1. Causas del movimiento de masas (Terzagui, 1950; Brunsden, 1979)

Cambios externos en condición de estabilidad

1. Cambios en la geometría (socavación, erosión, corrientes incisivas, excavación artificial modificando la altura, modificación de la longitud o inclinación del talud)
2. Descarga (erosión, incisión, excavación artificial)
3. Carga (adición de material, incremento de la altura, etc.)
4. Sacudidas y vibraciones (artificiales, sismos, etc.)

- Procesos asociados:
- (a) Licuación
 - (b) Remoldeo
 - (c) Fluidificación
 - (d) Lubricación por aire
 - (e) Flujo de granos cohesivos

5. Decremento (cuando baja el nivel del agua en un lago o se encuentra en la reserva)
6. Cambio en el régimen del agua (precipitaciones, incremento del peso, presión de poro).

Cambios internos en condición de estabilidad

1. Falla progresiva (continúa con la expansión lateral o fisuramiento y erosión)
2. Interperismo (congelamiento-descongelamiento, desecación, disminución de la cohesión, traslado de cementantes)
3. Erosión por filtración (solución, socavación, etc).

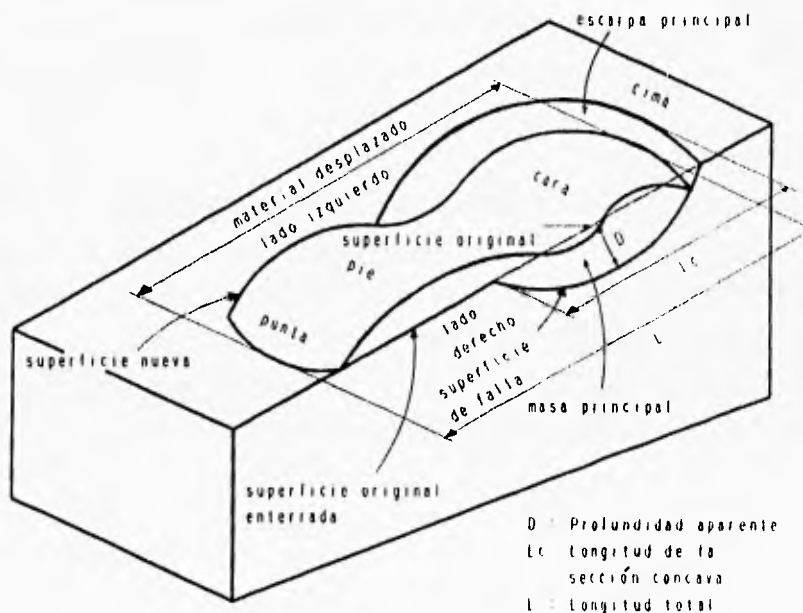


Figura I.7. Términos relevantes en la morfología de deslizamientos

Skempton (1953) llamó la atención al uso de los índices morfométricos representando la relación entre las propiedades geométricas de las laderas y las características del movimiento de masa. Este método fue ampliado por Brunnsden (1973), quien publicó una figura con índices morfométricos (figura I.8).

Blong en 1973, sugirió una división tomando en cuenta el tipo de falla rotacional, de traslación y el flujo a largo plazo, pero la relación D/L ya mencionada, podría ser usada como suplemento de una cuarta división que es el caso de transición donde el flujo a largo plazo y la falla de traslación ocurren simultáneamente.

En 1973 Crozier presentó siete índices morfométricos que son: índice de dilatación, índice de la edad del flujo, índice de traslación, índice de flujo viscoso, índice de tenuidad y un índice de fluidez que toma en cuenta el contenido de agua ; mientras que el séptimo es la relación D/L de Skempton. Estos índices son obtenidos en base a la geometría de los deslizamientos tomando en cuenta longitudes, anchos y profundidades.

El valor de la relación D/L fue experimentado nuevamente por Crozier usando 66 deslizamientos agrupados dentro de una amplia clasificación. Los valores de la relación D/L que obtuvo en los deslizamientos fueron apropiados, esto fue corroborado, con cálculos similares, por otros investigadores (Skempton, 1953; Davidson, 1965; Shelby, 1967). Sin embargo, surgen diferencias en el grupo de flujos (tabla I.2), las cuales son atribuidas en primer lugar a las variaciones en la profundidad del material regolítico, y segundo a la variación de las condiciones climáticas. En general todos los índices usados por Crozier son capaces de reflejar los procesos que originan un deslizamiento.

I.3.14 Propiedades geotécnicas

Son aquellas que ocasionaron la inestabilidad de un talud. Es conveniente reunir todos los datos posibles de los diferentes tipos de movimientos de masas, realizando un análisis de las posibles propiedades que originaron tales movimientos, además pasamos hacia una clasificación más ingenieril que puede ser archivada.

La tabla I.1 proporciona las bases de tal clasificación, ésta reproduce las causas externas e internas que podrían ocasionar un deslizamiento.

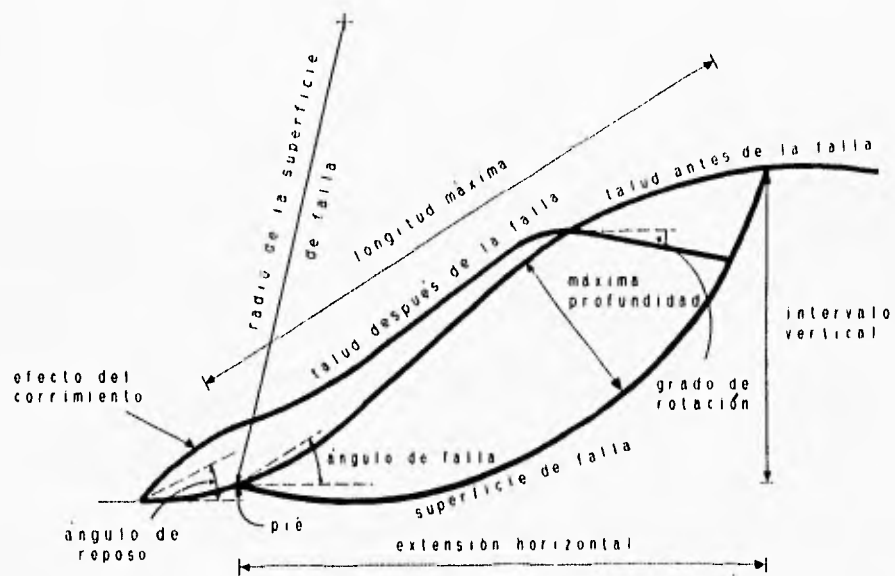
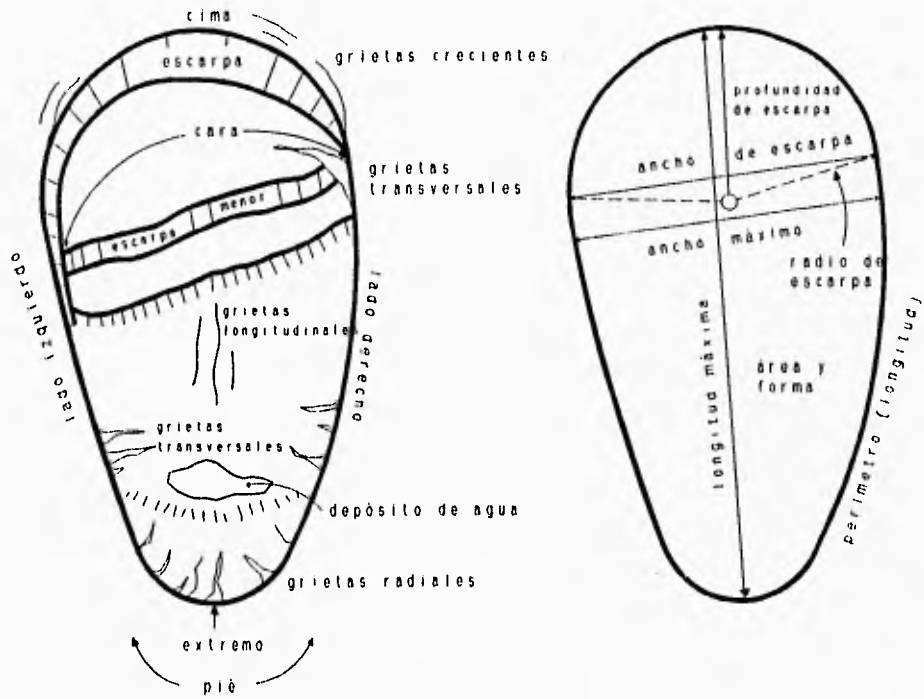


Figura I.8. Morfometría del movimiento de masa usado por Brunsdén (1973) y en parte por Varnes (1958).

Tabla 1.2 Comparación de la relación D/L realizada por cinco investigadores (Crozier,1973).

Flujos	Desliz.plano	Desliz.rotacional
C 2.40	C 7.66	C 24.2
D 1.50	S 8.00	S 20.0
L 0.83	D 6.00	D 21.8
	W 5.00	W 20.0
	L 5.00	L 18.2

C = Crozier (1973), Nueva Zelanda, cerca de Dunedin

D = Davidson (1965), Nueva Zelanda, cerca de Gisborne

L = Datos extraídos de Crozier para la tesis de Davidson

S = Skempton (1953), Inglaterra, al oeste de Durham

W = Selby (1967), Nueva Zelanda, Waikato

REFERENCIAS

- Brunsdon, D. (1973). The application of systems theory to the study of mass movement. *Geologica Applicata e Idrogeologia.*, Univ. of Bari., 1, 185-207.
- Coates, D.R. (1977). Landslide perspectives. In: *Landslides* (D. R. Coates, Ed.). Geological Society of America, 3-28.
- Crozier, M.J. (1973). Techniques for the morfometric analysis of landslips. *Zeit. Geomorph. Dynamique*, 17, 78-101.
- Hutchinson, J. N. (1968). Mass movement. In: *Encyclopaedia of Earth Sciences* (R. W. Fairbridge, Ed.), Reinhold, New York, 688-695.
- Sharpe, C.F.S.(1938). *Lanslides and Related Phenomena*. Columbia Univ. Press, New York, 137.
- Shreve, R. L. (1968). The Blackhawk Landslide. *Geol. Soc. Am. Spec. Paper* 108, 47.
- Terzaghi, K. (1950). Mechanisms of landslides. *Geol. Soc. Am.*, Berkey Volume, 83-123.
- Varnes, D. J. (1958). Landslides types and processes. In: *Landslides and Engineering Practique* (E. B. Eckel, Ed.), Highway Res. Board Special Rep. 29, 20-47.
- Zaruba, Q. and Mencl, V. (1969). *Landslides and their Control*. Academia & Elsevier, Prague, 205.

BIBLIOGRAFIA

- Brunsdon, D, y Prior, D.B.. *Slope Instability*. Cap. 1. John Wiley & Sons Ltd..UK. 1984.
- Juarez, B. R y Rico A. *Mecánica de Suelos*. Vol. 2. Estabilidad de Taludes, Ed. U.N.A.M., México, 1967.
- Rico, A y Del Castillo, H. *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*, Vol. 1, Cap 6. Ed. Limusa, México, 1992.

CAPITULO I I

INVESTIGACION DEL TERRENO, MUESTREO Y PRUEBAS PARA EL ESTUDIO DE INESTABILIDAD DE TALUDES.

II.1 INVESTIGACION DEL SUELO

II.1.1 Generalidades en la Investigación de suelos

Las principales generalidades en la exploración del suelo, en conexión con el movimiento de masas, se enuncian a continuación :

1. Conocer los riesgos de los deslizamientos, u otras formas de movimiento de masas, en taludes naturales y artificiales
2. Realizar el rediseño exitoso de taludes con factor de seguridad próximo a uno, tratando de aumentarlo mediante el uso de medidas preventivas y correctivas, previamente planeadas y diseñadas.
3. Analizar las causas por la cuales se presenta el deslizamiento en un talud. Habrá de tomarse en cuenta que es muy valiosa la información que se obtiene del estudio de deslizamientos.
4. Conocer los factores externos que tienen influencia en la inestabilidad de un talud; por ejemplo, los efectos producidos por un sismo como es el fenómeno de licuación, situación que ha sido sumamente estudiada en los últimos años.

II.1.2 Organización para la investigación del suelo

Cierto tipo de investigación del suelo se lleva a cabo bajo presiones de tiempo, de dinero y de la variedad de la geología del sitio. Por lo anterior, es conveniente dividir a la investigación en dos partes, la de escritorio y la de campo.

Investigación de escritorio

El primer paso es reunir toda la información posible, que se obtiene generalmente de archivos y bibliotecas, la cual nos proporcionará datos del lugar así como de sus condiciones

geológicas.

Se deben adquirir mapas, documentos y fotografías aéreas correspondientes al sitio de investigación, esto es muy útil en áreas geológicamente complejas. Las características del sitio deben ser interpretadas tan pronto como sea posible, se debe hacer un análisis preliminar del estado geológico del lugar así como visitar el sitio para confirmar las observaciones y predicciones hechas.

El objetivo de la investigación de escritorio es definir las condiciones geológicas del lugar lo más preciso posible, así como su variación en los últimos años. En el contexto de movimiento de masa se tiene un gran interés en obtener información detallada y extensa de la frecuencia con que se tomaron y registraron las variaciones en tales movimientos. Es también necesario investigar si el área fue afectada por la explotación minera en los últimos años, por el bombeo o por la presencia de cavidades artificiales o naturales.

Se debe establecer, con la ayuda de las autoridades, la localización de sus variados servicios tales como electricidad, gas y agua (principalmente), alcantarillado, servicio de telégrafo, etc., que están localizados dentro o cerca del área investigada. Frecuentemente los archivos sobre reparaciones de estos servicios proporcionan información sobre la ocurrencia o no de deslizamientos en el área de estudio.

Investigación de campo

La idea básica de la investigación de campo es registrar exactamente la topografía del sitio, de determinar con precisión las características de los depósitos geológicos, y de permitir que las propiedades de estos depósitos se determinen obteniendo muestras representativas de buena calidad para ser probadas en el laboratorio o *in-situ*.

El levantamiento de mapas geomorfológicos es de uso reciente y se hacen utilizando las técnicas descritas por Waters en 1958 y Savigear en 1965. Estos mapas se basan principalmente en la identificación de grietas y cambios de pendiente. Algunas recomendaciones para el desarrollo de planos geomorfológicos y sus aplicaciones en proyectos de ingeniería fueron realizadas también por Brunsdén (1975).

En Ingeniería Civil es muy usual en el caso de estructuras ligeras y estabilidad de taludes, limitar la investigación del subsuelo a unos cuantos muestreos con pozos poco profundos, se reconoce que los pozos a cielo abierto son de gran utilidad en sitios donde los deslizamientos y otras formas de movimiento de masa han tomado lugar o que se espera que puedan ocurrir en el futuro.

Las retroexcavadoras se utilizan para hacer pozos a cielo abierto con una profundidad de 4 m a 5 m, teniendo un costo bastante económico. Los pozos a cielo abierto profundos se realizan con un equipo similar, teniendo un costo obviamente mayor. Se debe tener mucho

cuidado al excavar un pozo a cielo abierto debido a que las paredes de éste se pueden colapsar. Los escombros del fondo se deben retirar, así como apuntalar los lados asegurando la estabilidad del pozo.

La principal ventaja que se obtiene al usar pozos a cielo abierto para el muestreo del subsuelo, comparado con el muestreo con perforadoras, es que permiten el examen físico del suelo; también se usan para investigar el comportamiento de los movimientos de un talud y para localizar la superficie de falla tal y como se muestra en la figura II.1. La muestra debe ser trasladada de su hábitat natural al laboratorio para que se examine correctamente.

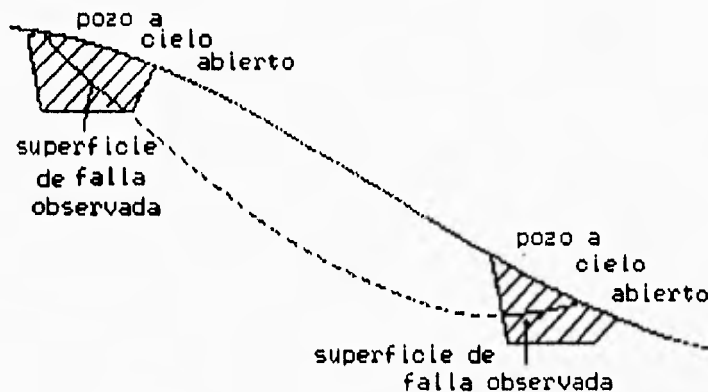
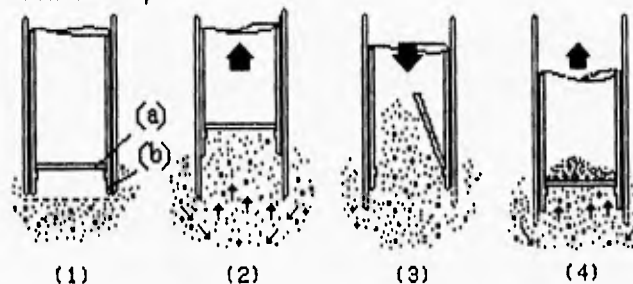


Figura II.1 Uso de pozos a cielo abierto para definir superficies de falla existentes

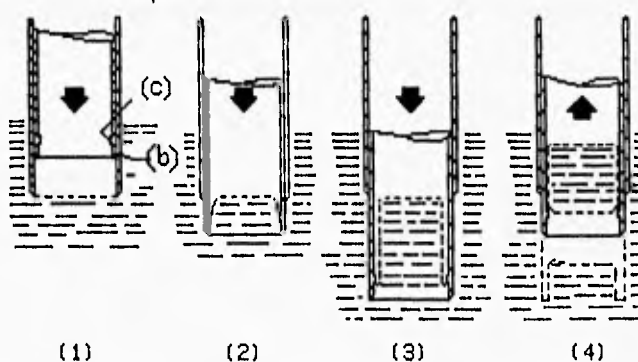
Los sitios donde se excavarán los pozos a cielo abierto o las zanjas deben ser los adecuados. La mayor parte de las investigaciones del subsuelo en taludes se llevan a cabo perforando a distancias regulares. Los muestreadores básicos para arcillas y para arenas están formados principalmente por tubos de acero de diferentes longitudes y diámetros, y por una punta cortadora especialmente diseñada. La forma en que se utilizan los muestreadores se muestra en la figura II.2.

El uso de ambos muestreadores implica una acción percusiva y en consecuencia un grado de alteración en la muestra, éste puede ser reducido usando otros métodos de perforación por ejemplo, la perforación rotatoria aplicando agua o el barrenado de recorrido continuo, pero éstos métodos tienden a ser lentos y complicados.

Muestreador para arena



Muestreador para arcilla



(a) Retén (b) Punta cortadora (c) Anillo

Muestreador en Arena

- (1) Muestreador en la base de la perforación.
- (2) Muestreador en ascenso. El retén está apoyado en el anillo. La acción del pistón atrae al material del fondo hacia el interior. La cubierta de acero avanza.
- (3) Muestreador en movimiento descendente. El retén se levanta. El material en suspensión se introduce al casco.
- (4) Muestreador en movimiento ascendente. El retén se cierra y el material queda dentro del muestreador.

Nota : Este ciclo es repetido varias veces antes de que el muestreador sea llevado a la superficie. El recorrido normal del casco es de 15-20 cm..

Muestreador en Arcilla

- (1) Muestreador en el primer recorrido descendente.
- (2) Fin del primer recorrido. El Muestreador penetra hasta la base de la perforación.
- (3) Repetición de los recorridos (de 1 a 2 veces) hasta que el muestreador penetre más.
- (4) El anillo de retención corta el suelo de la base. El muestreador se lleva a la superficie para extraer la muestra. La muestra obtenida está alterada.

Figura II.2 Acción básica del Casco y del Cortador de arcilla.

7

Cuando en arcillas deformables se realiza un muestreo mediante barrenación, es probable que las paredes de la perforación requieran de un soporte o revestimiento para mantenerlas estables evitando colapsos que interfieran en las maniobras de perforación, estos soportes pueden ser tubos. Es recomendable introducir un tubo de 1 m a 1.5 m de longitud, retrocediendo antes de adicionar una nueva extensión y continuando la perforación. El retroceso se lleva a cabo para que las cubiertas estén libres dentro de la perforación para que la extracción sea limpia y completa.

En arcillas duras, la perforación se hace libremente, y el uso de tubos o cubiertas de acero es innecesario. Sin embargo, una sección de cubierta es utilizada al nivel de la superficie exterior del suelo para mantener estable las paredes de la perforación previniendo así los colapsos provocados por las maniobras.

En muchas arcillas duras, al barreno se le puede ir adicionando poca agua para mejorar el proceso de perforación, pero esto se debe hacer con mucha precaución evitando los cambios en el contenido de agua del suelo que alteren sus propiedades resistentes.

En el caso de arenas y gravas siempre debe utilizarse un revestimiento de tubo o cubierta de acero en las paredes de la perforación. La cubierta debe avanzar con la perforación, de otro modo los lados tenderán a colapsarse e impedirán el continuar la perforación. Es importante que el nivel de agua dentro de la perforación este arriba del Nivel de Aguas Freáticas. El flujo de agua será entonces de la perforación hacia el interior del suelo adyacente. Si ocurre lo contrario de esta condición, el flujo de agua en la perforación puede causar *tubificación*, lo cual es inadecuado en arenas finas o limos de partículas gruesas.

II.2 MUESTREO

Los muestreos en suelo se llevan a cabo para :

1. permitir que los materiales encontrados sean examinados e identificados, y de aquí determinar la naturaleza del estrato;
2. obtener muestras representativas de calidad, para que posteriormente el investigador, mediante pruebas, determine las propiedades mecánicas de los materiales lo más exacto posible.

II.2.1 Muestreo en suelos

Usualmente cuando se realiza un muestreo se obtienen dos tipos de muestras: alteradas e inalteradas. Kallstenius en 1963 divide a la obtención de muestras inalteradas dentro de tres categorías :

1. simple: no están muy alteradas, son recolectadas por personal no especializado sin supervisión de expertos;
2. de rutina: poco alteradas, se requieren para proyectos importantes y son obtenidas por organizaciones especializadas
3. de investigación: son de alta calidad, muy diferente a las categorías 1) y 2); se obtienen sin tomar en cuenta el costo.

En muchas investigaciones de Ingeniería Civil, las muestras inalteradas caen frecuentemente en la categoría "simple" o "de rutina". Las causas por las cuales las muestras se obtienen alteradas son :

1. durante la barrenación no se tomaron las debidas precauciones para evitar la *tubificación*;
2. cuando se modifica la presión a la que está sometida la muestra dentro del suelo;
3. cuando la muestra se lleva a la superficie y la presión de poro en el suelo se reduce (esto puede producir la salida de gas o de solución produciendo alteración en la estructura del suelo);
4. durante el transporte de muestras del sitio al laboratorio;
5. durante el almacenamiento de las muestras;
6. durante la preparación y ensaye de las muestras.

Los cambios en el contenido de agua producidos por la humedad o sequedad, pueden evitarse manejando cuidadosamente las muestras y utilizando un material impermeable, como parafina, para sellar la muestra. Esto debe hacerse en el preciso momento en que se obtiene la muestra. Es esencial que los instrumentos usados estén en buenas condiciones, todos los cortadores deben estar afilados y la superficie interna de los instrumentos para obtener muestras deben estar lisos y libres de toda corrosión.

La tabla II.1 muestra el tamaño típico que deben tener las muestras para que puedan ser probadas en el laboratorio. En suelos arcillosos, la muestra inalterada normal es de aproximadamente 100 mm de diámetro interno y 450 mm de longitud, conocido como "U100".

En arenas y gravas es imposible obtener muestras inalteradas usando ensayos convencionales, los únicos ensayos recomendados para estos materiales son muestreos alterados los cuales se usan solo para propósitos de identificación. Las propiedades ingenieriles se evalúan con alguna forma de prueba *in situ* a través de correlaciones con propiedades mecánicas de los suelos.

Una guía de métodos de ensaye comunes está dada en la tabla II.2.

Tabla II.1. Guía de los métodos de muestreos (Blyth y de Freitas, 1974).

Propósito de la muestra	Material	Volumen o peso requerido en las muestras	
		Muestras en masa o bloque	Muestras en co-razón o cilindro
Composición química	Arcillas y limos	0.5 - 1.0 kg	38 × 75 mm
	Arenas	0.5 - 1.0 kg	38 × 75 mm
	Rocas	0.5 kg	38 × 75 mm
Características estructurales, incluyendo tamaño de grano, porosidad, etc.	Arcillas y limos	0.5 - 1.0 kg	90 × 90 mm
	Arenas	1.0 - 2.5 kg	90 × 200 mm
	Rocas (grano grueso)	0.3 m ³	90 × 90 mm
	Rocas (grano fino)	0.15 m ³	38 × 75 mm
Características de resistencia, incluyendo esfuerzo cortante, consolidación, etc.	Arcillas y limos	(0.3 m ³)	38 × 75 mm
	Arenas	(0.3 m ³)	38 × 75 mm
	Rocas (erosionadas)	2 de (0.3 m ³)	90 × 200 mm
	Rocas (no erosionadas)	1 de (0.3 m ³)	75 × 150 mm

II.3 PRUEBAS DE LABORATORIO

El objeto de llevar a cabo pruebas de laboratorio, es el de tener información adicional a la obtenida *in situ*. Las pruebas de laboratorio pueden dividirse en dos principales grupos :

1. pruebas de clasificación e identificación;
2. pruebas para determinar las propiedades mecánicas;

El primer grupo incluye pruebas para determinar la distribución del tamaño de las partículas sólidas del suelo, propiedades índice (límite líquido y plástico), peso específico, peso volumétrico y contenido natural de agua en el suelo. El segundo grupo incluye la determinación de la permeabilidad, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante.

II.3.1 Magnitud de la resistencia al esfuerzo cortante

La magnitud exacta de la resistencia al corte en un material es esencial para realizar una predicción de inestabilidad en un talud.

Tabla II.2 Guía de los métodos de muestreo (Blyth y de Freitas, 1974).

Método	Comentarios	Referencias
Muestreo con trayectoria abierta	Tubos de pared delgada de 50 - 100 mm de diámetro, se introducen en el terreno. La alteración es muy común y aceptada. Inapropiado para materiales cohesivos, arcillas duras y rocas suaves.	Hovorslev (1948) Lang (1967)
Muestreo con pistón	Tubos de pared delgada de 50 - 100 mm de diámetro, pero pueden ser más grandes. Contiene un pistón que es retirado cuando se obtiene la muestra. Generalmente causa menos alteración que con un muestreo de trayectoria abierta. Normalmente se usa para suelos cohesivos pero se las arregla con materiales granulares. Se requieren diseños especiales para el muestreo en arenas finas (muestreo de Bishop).	Kallstenius (1963) Bishop (1948a,b)
Muestreo con pistón con doble tubo	Es un caso especial del muestreo con pistón, el cual protege la muestra con un forro. Provoca poca alteración y obtiene muestras grandes. Puede utilizarse en arcillas sensibles blandas y en suelos expansivos. Se pueden obtener muestras húmedas de arena encontradas abajo del Nivel de Aguas Freáticas (N.A.F).	Kjellman y Kallstenius (1950) Begemann (1961)
Perforación rotatoria para obtener corazones	Para todo tipo de rocas duras. Presenta dificultades al obtener corazones en suelos de partículas gruesas. Es un método popular para el muestreo en arcillas duras. Se mejora la calidad de las muestras usando un tubo doble para muestreo.	Bureau of Reclamation (1968)
Cortado a mano	En este método se presenta una alteración mínima en materiales blandos de comportamiento cohesivo y poco cohesivo.	Bureau of Reclamation (1968)
Excavaciones mecánicas y manuales	Para todo el muestreo en masa, alteradas o no alteradas.	Bureau of Reclamation (1968)

Las pruebas de laboratorio pueden dividirse en: "drenadas" y "no drenadas", las cuales dependen de la presión de poro, permitiéndose o no la disipación de ésta. En las pruebas no drenadas, la presión de poro se establece durante la prueba y no se permite que se disipe, la prueba se lleva a cabo de manera "rápida", los resultados obtenidos se aplican a las condiciones de estabilidad a corto plazo. En las pruebas drenadas la presión de poro se va disipando conforme transcurre el tiempo, de este modo las pruebas son más prolongadas que las pruebas no drenadas. Los resultados de estas pruebas pueden ser utilizados para evaluar a largo plazo las condiciones de estabilidad en taludes y cortes.

La resistencia al esfuerzo cortante en suelos está definida por dos parámetros, la llamada cohesión c y el ángulo de fricción interna ϕ . En la prueba no drenada los parámetros son expresados en términos de la presión total, en tanto que en pruebas drenadas éstos se expresan en términos de la presión efectiva y los parámetros se denotan por c' y ϕ' .

II.3.2 Caja de corte directo

La caja de corte fue probablemente el primer instrumento utilizado para medir la resistencia al esfuerzo cortante en suelos. El instrumento es mostrado en la figura II.3, consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo.

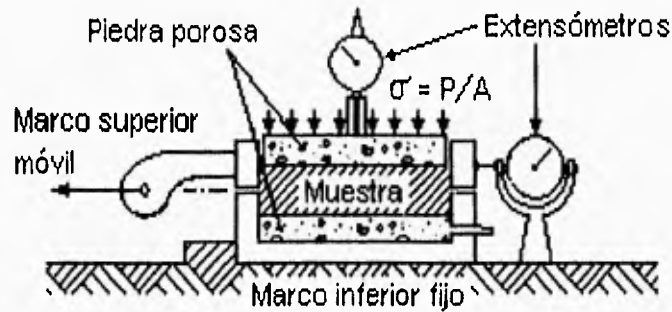


Figura II.3 Caja de corte directo

Dos piedras porosas, una inferior y otra superior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, al probar muestras secas se sustituyen simplemente éstas piedras porosas por placas de confinamiento. La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, σ , gradualmente a voluntad. La deformación de la muestra es medida con extensómetros, tanto en dirección horizontal como en vertical.

Los resultados de la prueba, en la cual suelen calcularse los valores de la relación τ / σ correspondientes a deformaciones sobre el plano de falla, se dibujan en forma similar a la indicada en la figura II.4.

En ésta, como en todas las pruebas de resistencia de suelos, caben dos posibilidades de realización: el método de esfuerzo controlado y el de deformación controlada. En el primero la prueba se lleva a cabo aplicando valores fijos de la fuerza tangencial al aparato de modo que el esfuerzo aplicado tiene en todo momento un valor prefijado; en el segundo tipo, la máquina actúa con una velocidad de deformación constante y la fuerza actuante sobre el espécimen se lee en la báscula de la máquina que la aplica.

Es sabido que cuando un material falla en una prueba de resistencia su curva esfuerzo-deformación será semejante a alguna de las curvas que aparecen en la figura II.5. La curva continua, (a) es representativa de materiales llamados de "falla frágil" y se caracteriza porque

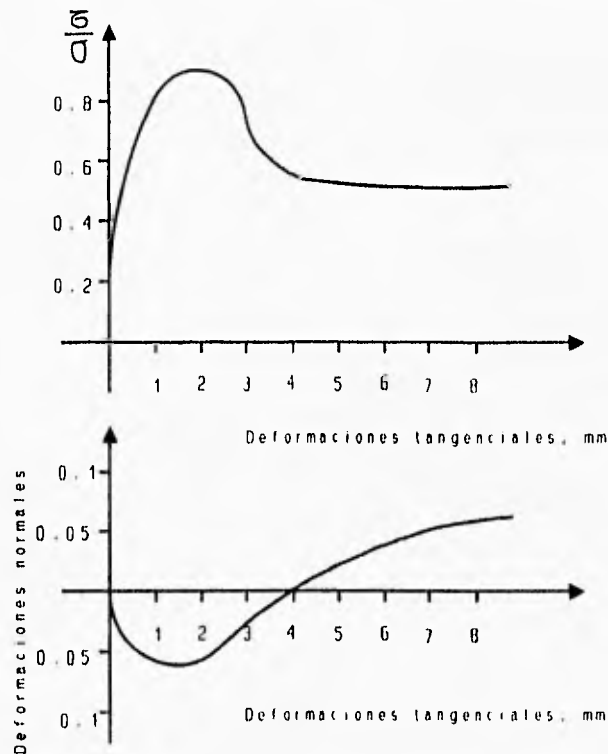


Figura II.4 Gráficas de los resultados de una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido (resistencia) desciende rápidamente, al aumentar la deformación. La curva (b) corresponde a materiales de "falla plástica" en los cuales la falla se produce debido a un esfuerzo que se mantiene constante aunque la deformación aumente.

A continuación se presentan los inconvenientes más importantes por el uso de la caja de corte directo :

1. Su uso debe restringirse a suelos que presentan falla plástica, como las arcillas blandas y las arenas sueltas, debiendo no efectuarse en suelos frágiles, como arcillas rígidas y arenas compactas, pues la curva esfuerzo-deformación resulta desplazada hacia valores menores del esfuerzo (conservadores), respecto a la que se obtendría con pruebas más adecuadas (curva discontinua de la fig. II.5a).
2. El área de la sección crítica varía durante la aplicación de la fuerza tangencial, lo cual conduce a hacer correcciones, que normalmente no se hacen.

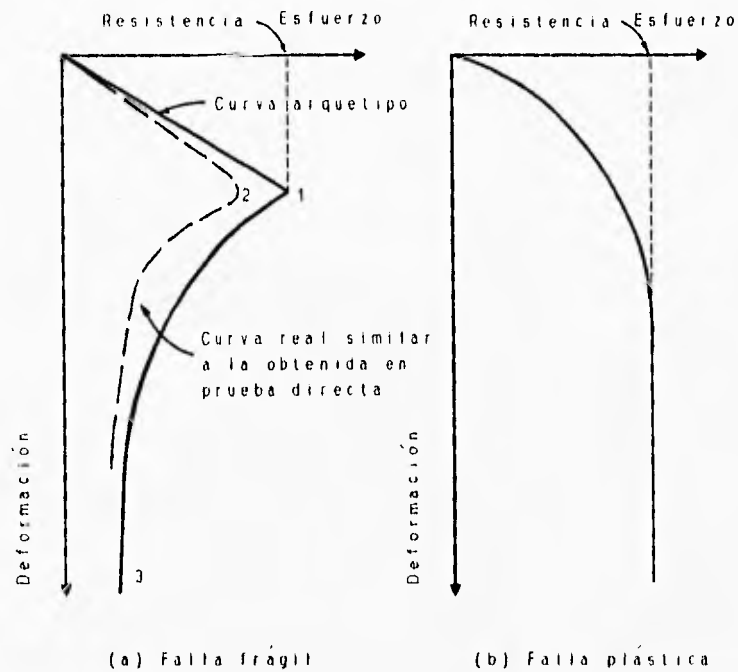


Figura II.5 Tipos de falla considerados en los suelos.

3. Es muy difícil instalar una muestra inalterada en el aparato.
4. La distribución de esfuerzos a través de la muestra es complejo.
5. La falla ocurre en un plano obligado por el diseño del aparato.
6. No tiene control directo bajo condiciones de drenaje en la muestra.

II.3.3 Pruebas triaxiales

Estas pruebas son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. Buscando la sencillez en su realización, los esfuerzos normales en dos direcciones son iguales. Los especímenes son cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (figura II.6). En los extremos de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una

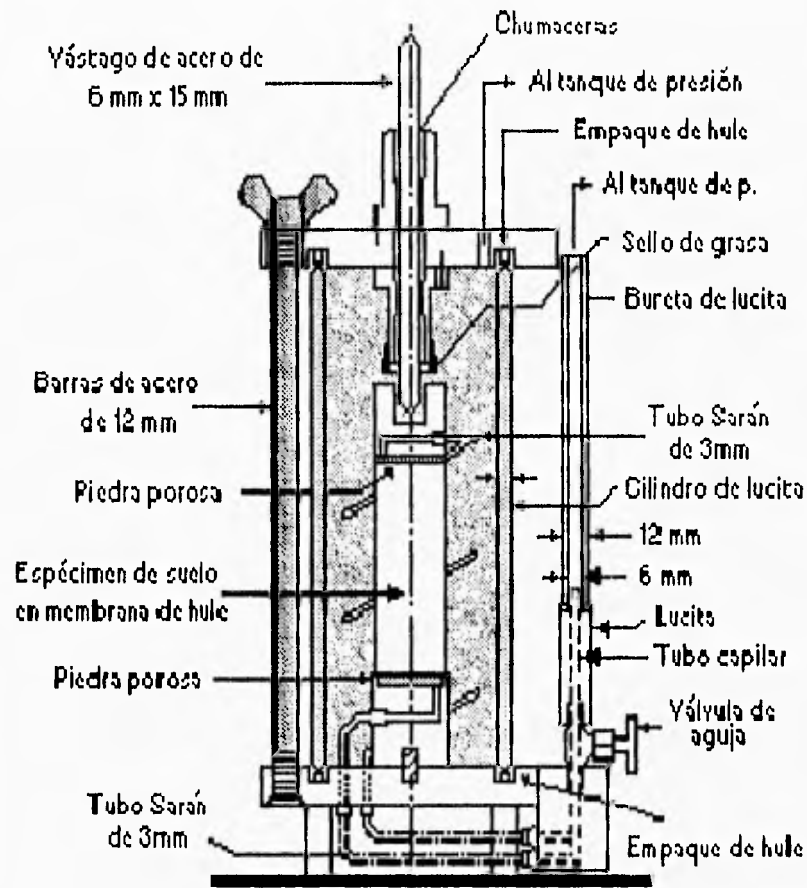


Figura II.6 Esquema de la cámara de compresión triaxial

bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo de plástico (tubo Sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión lateral que se ejerce con el agua que llena la cámara es solo normal, por ser hidrostática, y produce esfuerzos principales sobre el espécimen (σ_3). En las bases de éste obra naturalmente también esta misma presión σ_3 , pero además en esas secciones actúa el efecto de la carga transmitida por el vástago desde el exterior, que ejerce una presión p sobre el espécimen; esta presión suele llamarse en Mecánica de Suelos "esfuerzo desviador"; en total, en dirección axial actúa una presión σ_1 , que también es principal y que vale :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + p \dots\dots\dots (II.1)$$

En un instante dado el estado de esfuerzos se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente.

Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sometido en la obra de que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de los factores, tratando de reproducir las condiciones reales del caso en particular. En tal virtud, no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas ; sus resultados han de adaptarse al caso real, generalmente intermedio, interpretándolos con un criterio sano y teniendo siempre presente la experiencia.

Los tipos de prueba de compresión triaxial que más comúnmente se realizan hoy en los laboratorios de Mecánica de Suelos son los que se describen brevemente a continuación :

1. Prueba Lenta (símbolo L). Con consolidación y drenaje.

La característica fundamental de esta prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primero se somete al suelo a una presión hidrostática (σ_3), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir en tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. A continuación la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

2. Prueba rápida-consolidada (símbolo Rc). Con consolidación. Sin drenaje.

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primero bajo la presión hidrostática σ_3 , así el esfuerzo σ_3 llega a ser efectivo (σ_3'), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla mediante un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional de aplicación de la carga axial durante el período de falla. Esto se logra fácilmente cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta.

En la segunda etapa podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo. En una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura puede tomar esfuerzos cortantes desde un principio

3. Prueba rápida (símbolo R). Sin drenaje.

En este tipo de prueba no se permite consolidación de la muestra en ninguna etapa. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada, impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento.

4. Prueba de compresión simple (símbolo Cs).

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Al principio de la prueba los esfuerzos exteriores son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares con el agua intersticial.

II.3.4 Resistencia máxima y residual

Considérese una arcilla preconsolidada sometida a una prueba de corte simple o prueba directa en la cual se permita en todo momento drenaje libre (prueba lenta); supóngase también que se trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen las presiones de poro y en la que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones. Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, aumenta la carga tangencial y, por tanto, el esfuerzo cortante, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir; a este límite se le llamará resistencia máxima o resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla. En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida; sin embargo, si la prueba continúa, se observa que, según el desplazamiento crece, la resistencia de la arcilla disminuye; pero esta disminución también tiene un límite, el cual, una vez alcanzado, se conserva, aun cuando el desplazamiento angular crezca a valores grandes. A esta resistencia final, más allá de la máxima, se le llama resistencia residual (Skempton, 1969). En la parte (a) de la figura II.7 se muestra la relación esfuerzo cortante-desplazamiento, tal como es usual obtenerla en una prueba como la descrita. Ahí puede verse también el cambio en el contenido

de agua sufrido por el espécimen durante la prueba.

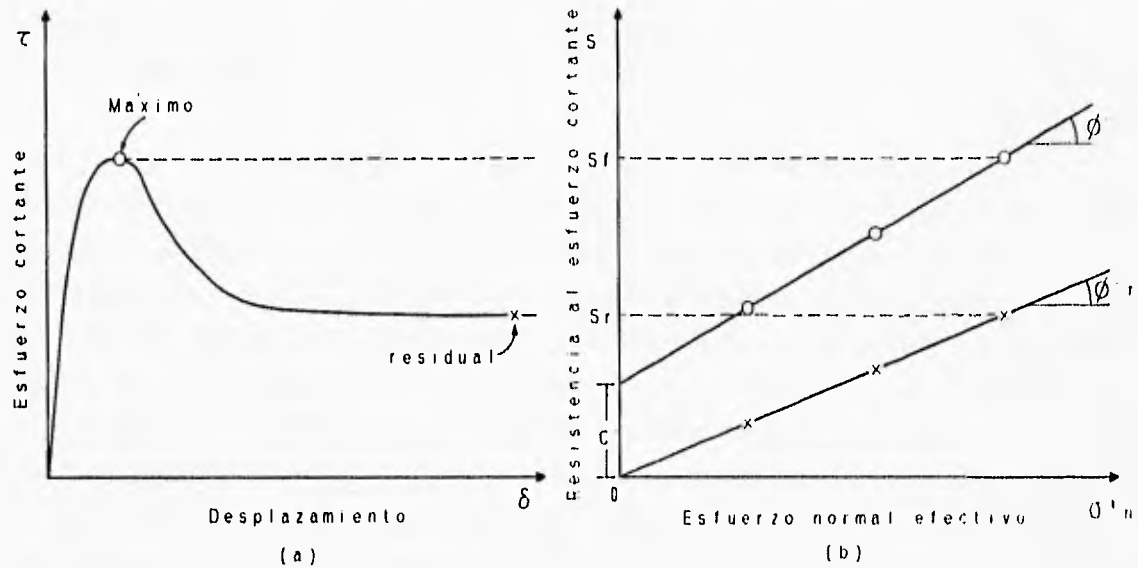


Figura 11.7 Resistencia al esfuerzo cortante máxima y residual en arcillas.

En la parte (b) de la misma figura se han trazado las envolventes de falla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de esfuerzos normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias máximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede observarse que dichas envolventes resultan prácticamente líneas rectas, pudiéndose por ello escribir para la resistencia máxima :

$$S_f = c + \sigma' \tan \phi \dots\dots\dots (II.2)$$

y la resistencia residual se expresa como :

$$S_r = c_r + \sigma' \tan \phi_r \dots\dots\dots (II.3)$$

Los resultados de las pruebas que se han realizado han demostrado que invariablemente c_r es muy pequeña, pudiéndose por ello despreciarse. Por lo tanto, para el uso de la resistencia residual puede escribirse :

$$S_r = \sigma' \tan \phi_r \dots\dots\dots (II.4)$$

También se ha observado que ϕ_r es menor que el ángulo ϕ . En algunas arcillas esa diferencia es de sólo 1 ó 2 grados, pero se han registrado arcillas en que esa diferencia ha llegado a ser de 10°.

Las razones para explicar las diferencias anteriores, siguiendo a Skempton (1964), podrán ser las siguientes: primeramente se ha constatado que en arcillas fuertemente preconsolidadas hay expansiones cuando se deforman bajo esfuerzo cortante, sobre todo después de sobrepasar su resistencia máxima; por tanto, una parte de la disminución de resistencia se le puede atribuir al incremento de contenido de agua que se produce como consecuencia. En segundo lugar actúa el desarrollo de franjas delgadas dentro de la masa general de la arcilla, en las que las partículas de forma laminar se orientan en la dirección del desplazamiento, y es razonable suponer que la resistencia de un conjunto de tales partículas orientadas al azar sea mayor que cuando se encuentran paralelamente acomodadas.

Otro método para medir la resistencia residual en el laboratorio es la prueba de corte anular, la cual se realiza utilizando un aparato prácticamente idéntico al de la prueba directa llamado anillo de corte, con la diferencia de que el esfuerzo cortante se produce aplicando una torsión alrededor de un eje vertical y normal a la muestra, mediante un par de anillos de metal que la sujetan (figura II.8); al no cambiar el área de la muestra, la prueba es muy apropiada para medir la resistencia residual de los suelos. Este instrumento fue probablemente utilizado en primer lugar por Hovrslev (1937) y Tiedemann (1937).

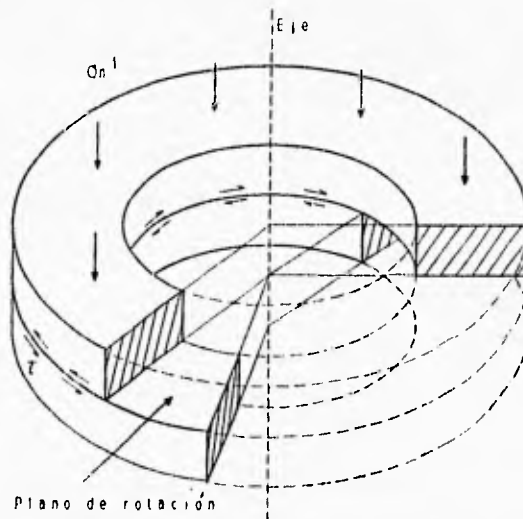


Figura II.8 Anillo de corte rotación.

II.3.5 Pruebas *in situ* para arcillas

Prueba de la veleta

La prueba de la veleta es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. La prueba presenta, en principio, una ventaja considerable: la de realizarse directamente sobre los suelos, es decir, no sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza. Sin embargo, la alteración de los suelos sometidos a la prueba dista de ser nula, pues la veleta ha de hincarse en el estrato en el cual van a realizarse las determinaciones y esta operación siempre ejerce influencia negativa.

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, por lo general de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje, que es prolongación del vástago (figura II.9).

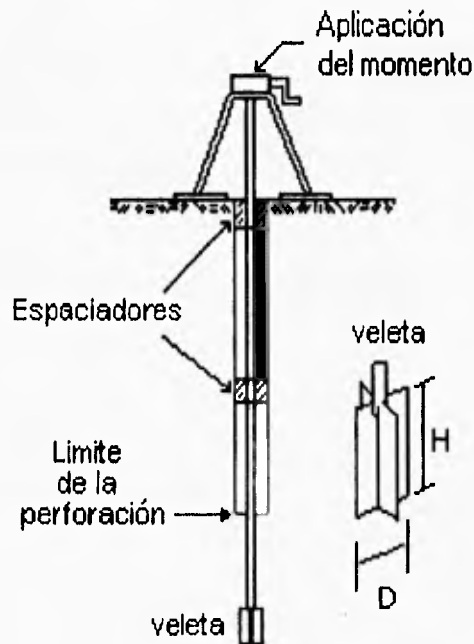


Figura II.9 Aparato de veleta para determinaciones de resistencias al esfuerzo cortante.

Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado, que permite medirlo. Por lo general la operación de hincado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse; la parte superior de la veleta ha de quedar lo suficientemente abajo del fondo del pozo. Al ir

aplicando el momento, la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo. La velocidad de giro está especificada de 6° a 12° por minuto.

Llamando s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$M_{RL} = \pi DH \cdot s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s \dots\dots\dots (II.5)$$

y despreciando el efecto del vástago, el momento generado en cada base valdrá:

$$M_{RB} = \frac{\pi D^2}{4} s \frac{2}{3} \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 s \dots\dots\dots (II.6)$$

Nótese que, en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como $2/3 - D/2$, lo que equivale a considerar elementos resistentes en forma de sector circular. El momento resistente total, en el instante de falla incipiente, será igual al momento aplicado ($M_{m\acute{a}x}$):

$$M_{m\acute{a}x} = M_{RL} + 2M_{RB} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s + \frac{1}{6} \pi D^3 s \dots\dots\dots (II.7)$$

y:

$$M_{m\acute{a}x} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) s \dots\dots\dots (II.8)$$

De donde:

$$s = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{C} \dots\dots\dots (II.9)$$

Obsérvese que el valor de C es una constante del aparato, calculable de una vez por todas. Es frecuente que $H = 2D$, con lo que

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3 \dots\dots\dots (II.10)$$

Se puede concluir que la veleta solo es aplicable a materiales de falla plástica como arcillas blandas

En las arenas, aun en las sueltas, la veleta al ser introducida modifica la compacidad de los mantos y, sobre todo, el estado de esfuerzos general de la masa, por lo que los resultados son de interpretación difícil.

En las arcillas finamente estratificadas, en que capas delgadas de arcillas alteran con otras de arena fina que proporcionan un drenaje fácil, los esfuerzos debidos a la rotación inducen consolidación en la arcilla, efecto que se hace notorio durante la prueba por el pequeño espesor de la estratificación; por ello se obtienen resistencias más altas que las reales.

Prueba de corte directo

La resistencia al corte en arcillas no drenadas puede determinarse mediante el uso de pruebas de corte directo llevadas a cabo *in situ*. Cuidadosamente se excava un pozo a cielo abierto, posteriormente se hace el montaje del instrumento para realizar la prueba, el cual se lleva a cabo aislando del suelo un espécimen prismático de suelo. Sobre la cara superior de la muestra se ejerce una fuerza constante normal al plano potencial de falla, mientras simultáneamente se aplica, en incrementos, un esfuerzo tangencial que induce a la falla del espécimen (figura II.10).

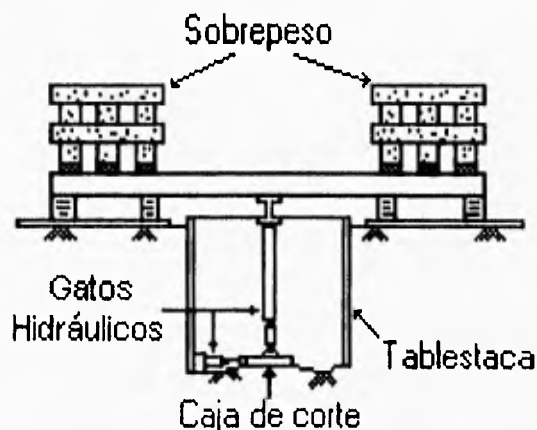


Figura II.10. Prueba de corte directo llevada a cabo *in situ*

Penetrómetro Vicksburg

Otro instrumento para determinar la resistencia al esfuerzo cortante *in situ* de los suelos es el *Penetrómetro Vicksburg*, descrito por Evans (1950) y usado por Chorley (1959,1964). El

instrumento se muestra en la figura II.11 y consiste de una barra larga, la cual en uno de sus extremos cuenta con un cono, y en el otro con un anillo calibrador con manija. El cono se introduce gradualmente en el suelo y la compresión en el anillo calibrador indica la resistencia desarrollada por el suelo.

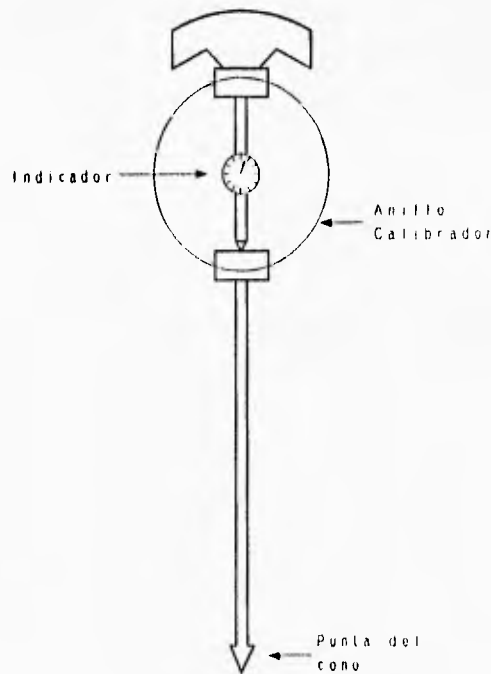


Figura II.11. Penetrómetro Vicksburg

Prueba de cono eléctrico

La descripción del equipo se hace a continuación:

Punta de medición. Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos; usualmente tienen 2 ton. de capacidad de carga y resolución de 1 kg en suelos blandos; en la figura II.12 se muestra esquemáticamente dicho instrumento.

Funcionamiento. Como se observa en la figura II.12, la fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (2) y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda superior (4). Se construyen también conos en los que la primera celda capta la fuerza y la segunda la sumatoria de punta y fricción.

Registro de medición. La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, presentándola numérica o

gráficamente.

Elemento sensible. Es una pieza de bronce en la que se han labrado las dos celdas (2 y 4) para medir las fuerzas axiales que se transmiten al cono y a la funda.

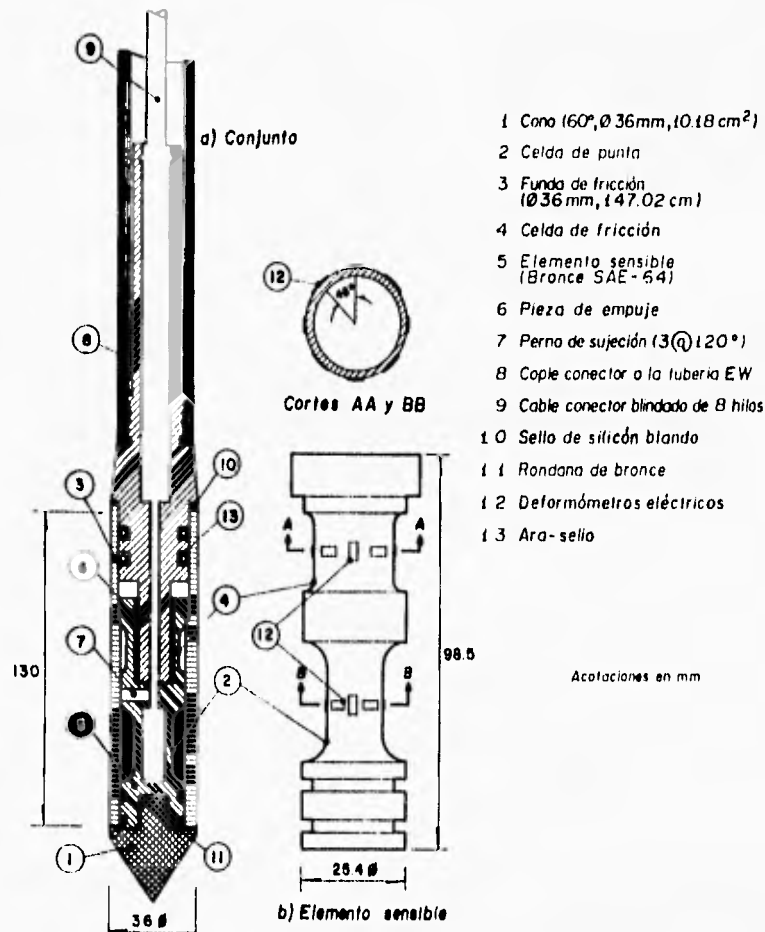


Figura II.12 Corte transversal del cono eléctrico.

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior pasa el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.

La velocidad de hincado es usualmente de 1 a 2 cm/seg $\pm 25\%$. Es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y al pasarlas se acelere.

Las celdas sensibles miden las fuerzas necesarias para el hincado y se interpreta con las expresiones (II.11) y (II.12).

$$Q_c = \frac{Q_c}{A_c} \dots\dots\dots (II.11)$$

donde :

- Q_c Fuerza necesaria para hincar el cono, en kg
- A_c Area transversal del cono, 10 cm²
- q_c Resistencia de punta, en kg/cm²

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} \dots\dots\dots (II.12)$$

donde :

- f_s Resistencia de fricción, en kg/cm²
- F_s Fuerza necesaria para hincar el cono y la funda, en kg, en conos que la miden directamente, ($F_s = R_t - Q_c$)
- A_s Area lateral de la funda, 150 cm²

$$f_s = \frac{R_t - Q_c}{A_s} \dots\dots\dots (II.13)$$

- R_t Resistencia necesaria para hincar el cono y la funda en kg, en conos que miden ambas variables

La prueba de penetración estática de cono permite definir las variaciones de las resistencias de punta y de fricción con la profundidad; en la figura II.13, se muestran los resultados de una prueba realizada hasta una profundidad de 30 m.

El cono eléctrico es una herramienta de precisión que debe operarse con personal calificado, darle mantenimiento frecuente y calibrarse después de cada diez sondeos a fin de comprobar su confiabilidad.

La prueba de cono eléctrico únicamente permite definir la resistencia de punta y de fricción, la interpretación de esta información se basa en correlaciones empíricas y conlleva a la identificación indirecta del tipo de suelo y a una estimación de sus propiedades mecánicas. Varios autores han elaborado gráficas que correlacionan empíricamente los resultados de la prueba de penetración estática con la clasificación de los suelos. Entre ellas, las debidas a Sanglerat (1972) y a Schmertmann (1977) presentadas en las figuras II.14 y II.15, son las de uso más extendido.

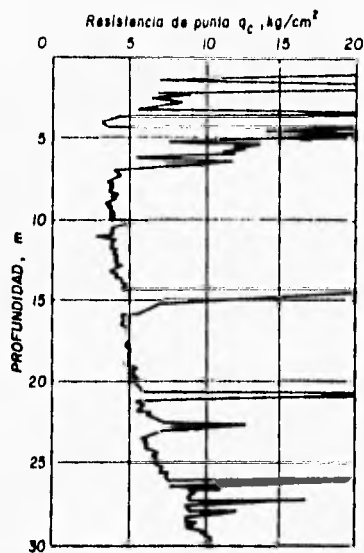


Figura II.13 Variación de la resistencia de punta con la profundidad.

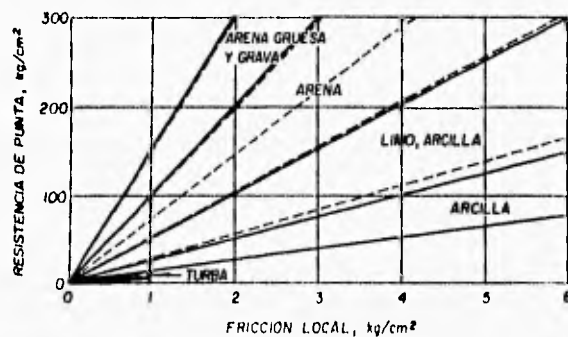


Figura II.14 Clasificación de los suelos con penetrómetro estático (Sanglerat).

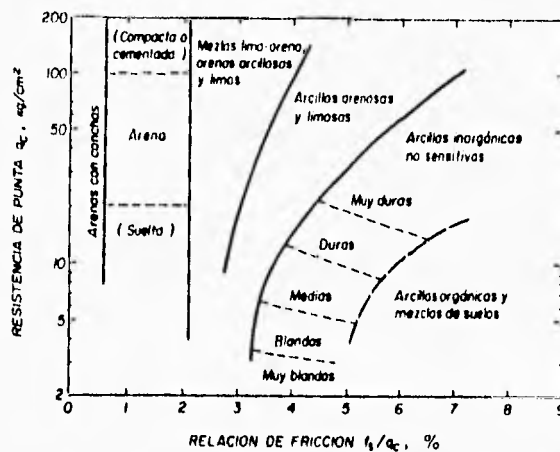


Figura II.15 Clasificación de suelos con penetrómetro estático (Schmertmann).

La resistencia al corte de suelos de comportamiento cohesivo en condiciones no drenadas puede deducirse de una prueba de cono aplicando la siguiente expresión debida a Terzaghi :

$$q_c = N_k \tau_f + \gamma z \dots\dots\dots (II.14)$$

donde:

- q_c Resistencia de punta del cono
- N_k Coeficiente de resistencia del cono
- τ_f Resistencia al corte no drenada
- γ Peso volumétrico del suelo
- z Profundidad de la prueba

entonces :

$$\tau_f = \frac{q_c - \gamma z}{N_k} \dots\dots\dots (II.15)$$

En la tabla II.3 se presentan valores típicos del coeficiente N_k recopilados en la literatura técnica.

Tabla II.3 Valores típicos del coeficiente N_k (Ecuación II.15).

Tipo de suelo	N_k	FORMA DEL PENETROMETRO	REFERENCIA
Todo tipo	5 - 70	?	Amar et al (1975)
Arcillas marinas de blandas a duras	13 - 24	Cilíndrica	Lunne et al (1977)
Arcillas preconsolidadas	17	Cilíndrica	Lunne et al (1977)

Begemann (1953) fue el primero en plantear que de la expresión II.14, puede eliminarse el término γz por ser poco significativo, quedando entonces :

$$\tau_f = \frac{q_c}{N_k} \dots\dots\dots (II.16)$$

Para esta expresión también se han presentado valores típicos de N_k ; una recopilación de ellos se incluye en la tabla II.4.

Tabla II.4 Valores típicos del coeficiente N_k (Ecuación II.16).

Tipo de suelo	N_k	FORMA DEL PENETROMETRO	REFERENCIA
Arcilla normalmente consolidada ($q_c < 20$)	15 - 18	Clásica	Mac Carthy (1977)
Arcilla suave con falla local	10 - 14	Clásica	Mac Carthy (1977)
Arcilla preconsolidada ($q_c < 25$)	22 - 26	Clásica	Mac Carthy (1977)
Arcillas abajo del nivel freático	14	Clásica	Begemann (1953)
Arcillas blandas	20	Cilíndrica	Montañez et al (1980)

Para utilizar los coeficientes N_k obtenidos de la literatura, es necesario distinguir si fueron establecidos para penetrómetros con punta de forma clásica, con estrechamiento posterior al cono o de forma cilíndrica recta. Algunos autores (Begemann, 1953; Jiménez et al 1976), consideran que para el penetrómetro eléctrico de forma cilíndrica, la resistencia al corte no drenada de suelos cohesivos puede obtenerse aplicando un coeficiente N_k único de 10.

La implantación del cono eléctrico en México ha sido una labor difícil y su empleo ha tomado curso. Sin embargo se ha tenido la necesidad de impulsarlo para alcanzar el nivel que actualmente tiene en otros países.

REFERENCIAS

- Amar, S., Baguelin, F., Jezequel, J.F., Y Le Mehuete, A. (1975). *In situ shear resistance of clays*, Procs, ASCE Special Conference on in situ Measurement of Soil Properties, 1, North Carolina, EUA
- Begemann, H. K. S. (1953). *Improved methods of determining resistance of adhesion by sounding through a loose sleeve placed behind the cone*, Procs, III International Conference on Soils Mechanical and Foundations Engineering, 1, Suiza.
- Begemann, H. (1961). A new method for taking samples of great length. *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, Zurich, 1,213.
- Bishop, A. W. (1948a). Some factors involved in the design of a large earth dam in the Thames Valley. *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, Rotterdam, 2, 13-18.
- Bishop, A. W. (1948b). A new sampling tool for use in cohesionless sands below ground water level. *Geotechnique*, 1, 125-131.
- Blyth, F. G. H., and de Freitas, M.H. (1974). *A Geology for Engineers*, Edward Arnold, London.
- BS 2001 (1957). *Site Investigations*, British Standards Institution, London.
- Brunsdon, D., Doornkamp, J.C., Fookes, P.G., Jones, D.K.C., and Kelly, J.M.H. (1975). Large scale geomorphological mapping and highway engineering design. *Quart. J. Eng. Geol.* 8, 227-254.
- Bureau of Reclamation (1968). *Earth Manual*, US Dept. of Interior, Washington.
- Chorley, R.J. (1959). The geometric significance of some Oxford soils. *Am. J. Science*, 257, 503-515.
- Chorley, R.J. (1964). Geomorphological evaluation of some factors controlling shearing resistance of surface soils in sandstone. *J. Geophys. Res.*, 69, 1507-1516.
- Evans, I. (1950). The measurement of the surface bearing capacity of soils in the study of earth-crossing machinery. *Geotechnique*, 2, 46-57.
- Hvorslev, M.J. (1973). Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. *Ingenior Skrifter A.*, Copenhagen, 45.
- Hvorslev, M.J. (1948). *Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes*. US Waterways Experimental Station, Vicksburg (reprinted by Engineering Foundation in 1962 and 1965).
- Jiménez Salas, J., Justo, J., y Serrano, A. (1976). *Geotecnia y cimientos II*, Editorial Rueda, España.
- Kallstenius, T. (1963). Studies on clay samples taken with the standard piston sampler. *Proc. Royal Swedish Geot. Inst.*, 21, 23 pp.
- Kjellman, W., and Kallstenius, T. (1950). Soil sampler with metal foils, *Proc. Royal Swedish Geot. Inst.*, 1, 12 pp.
- Lunne, T., Eide, O., y De Ruiter, J. (1977). *Correlation between cone resistance and vane shear strength in some Scandinavian soft to medium stiff clays*, Norwegian Geotechnical Institute, 116

- 7
- McCarthy, D. E. (1977). *Soil mechanics and foundation engineering*, Edit Reston Pub Co a Prentice Hall Co, New York.
- Montañez, L., Jaime, A., Santoyo, E., y Argüeyo, M. (1980). *Proyecto Tamesí, Estudio de los terraplenes de prueba y de su comportamiento*, Informe interno, Instituto de ingeniería, UNAM.
- Sanglerat, G. (1972). *The penetrometer and soil exploration*, Elsevier Scientific Publishing Co., New York.
- Savigear, R. A. G. (1965). *A technique of morphological mapping*. *Annals Assoc. Amer. Geogr.*, 55, 38-514.
- Schmertmann, J. H. (1977). *Guidelines for CPT performance and design*, Federal Highway Administration HDV, 22, EUA
- Tiedemann, B. (1973). Über die Schubfestigkeit bindiger Böden. *Bautechnik*, 15, 443-445.
- Waters, R. S. (1958). Morphological mapping. *Geography*, 43, 10-17.

BIBLIOGRAFIA

- Brunsdon, D, y Prior, D.B. (1984). *Slope Instability*. Cap. 3, Ed. John Wiley & Sons Ltd.,UK., 67-98.
- Rico, A y Del Castillo, H. *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*, Vol. 1, Cap 1. Ed. Limusa, pp. 18, 67-72, México, 1992.
- Rico, A y Del Castillo, H. *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*, Vol. 1, Cap 6. Ed. Limusa, pp. 282-294, México, 1992.
- Santoyo, E., Lin, X. R., y Ovando, E. (1989). *El Cono en la Exploración Geotécnica*. TGC Geotecnia s. a.. pp 323. México.

CAPITULO III

INSTRUMENTACION Y MONITOREO EN TALUDES.

La instrumentación y el monitoreo en taludes naturales y artificiales en general tiene los siguientes objetivos básicos :

- Verificar el comportamiento de los taludes artificiales durante la construcción para comprobar las hipótesis de diseño y la evolución prevista del factor de seguridad.
- Conocer el comportamiento del talud a través del tiempo.
- Establecer las condiciones cinemáticas de fallas pre-existentes que ocurran en cortes o laderas naturales. La determinación de la forma de la superficie de falla, de la naturaleza, magnitud y variaciones de los movimientos, de los cambios de posición relativa de las diferentes masas de tierra, etc.; son según la experiencia de los ingenieros de campo, requisitos indispensables para aspirar a resolver problemas. La instrumentación y monitoreo es el único medio a disposición del ingeniero para llegar a imágenes correctas del deslizamiento que esté tomando lugar y sin esa imagen todo intento de corrección será trabajo a ciegas.

III.1 TRABAJOS CORRECTIVOS EN TALUDES INESTABLES

En la construcción, por ejemplo, de zonas comerciales o residenciales en laderas naturales, es frecuente que se presenten movimientos en el terreno, dañando o destruyendo dichas construcciones. El ingeniero, como primer paso, debe realizar un reporte de las condiciones de las construcciones, si las hay, que se localizan dentro del área afectada por el deslizamiento, de las características del movimiento y de los métodos que se utilizarán para la estabilización.

La instrumentación es requerida para obtener información sobre uno o varios de los siguientes tópicos según Wilson (1966):

- Movimientos horizontales y verticales.
- Esfuerzos actuantes en la dirección vertical u horizontal.

- Presiones de poro y su evolución.
- Efectos sísmicos, incluyendo tanto la acción del movimiento como la respuesta de la estructura del talud.
- Características del flujo Interno del agua.
- Medición de las propiedades mecánicas *in situ*.

Existe la necesidad de instrumentar la zona afectada y realizar una evaluación de los daños para poder iniciar los trabajos correctivos. Una secuencia típica de los pasos a seguir para iniciar dichos trabajos es la siguiente:

- a) Se debe realizar un estudio de la zona de deslizamiento y de las áreas circundantes, cuya finalidad es describir las características, así como la extensión y evolución de los grandes movimientos. Las fotografías aéreas son de gran utilidad para observar con detalle dichos movimientos.
- b) Realizar una exploración en el subsuelo cuyo objetivo es localizar el o los planos de falla, determinar la magnitud de la resistencia al corte, etc. (ver Capítulo II). Cuando se realiza la perforación para el muestreo, también se introduce un monitor para determinar la profundidad del nivel freático. También se instalan instrumentos para detectar los diferentes movimientos en el terreno.
- c) La información obtenida de las investigaciones superficiales y subterráneas es reunida para generar una imagen tridimensional de la cuña de deslizamiento, esta imagen necesariamente es simplificada para propósitos de análisis.

Existen tres alternativas para lograr estabilizar un talud : 1. aumentar la resistencia al esfuerzo cortante; 2. disminuir a las fuerzas actuantes y 3. la combinación de las dos anteriores. Este análisis nos puede llevar a realizar acciones como son: implementar un sistema adecuado de drenaje, realizar cortes en el talud o cortar la parte alta de éste, utilizar un sistema de anclaje, colocar estructuras de contención, o la combinación de éstas. Se debe seleccionar un programa de trabajos correctivos tomando en cuenta el costo, seguridad (el valor del factor de seguridad debe ser confiable), funcionalidad y que sea armónico con la naturaleza.

El trabajo correctivo seleccionado se pone en operación. Los instrumentos de monitoreo instalados con el propósito de evaluar el comportamiento del talud nos proporcionan información valiosa durante y después de los trabajos de estabilización, por ejemplo, si la magnitud del movimiento es pequeña o si las presiones y cargas a las que están sometidas las estructuras de contención y anclaje permanecen dentro de los límites aceptados.

III.2 PRECAUCIONES EN EL MONITOREO CUANDO LOS TALUDES SE CONVIERTEN EN INESTABLES

Cuando se realizan maniobras de construcción en taludes y se presentan movimientos en éste, existe la necesidad de garantizar, como primer paso, la seguridad del personal y equipo de construcción. La estabilidad del talud se debe analizar y en el caso de que sea crítica, se diseña un sistema de soporte el cual depende del valor del factor de seguridad. Diferentes alternativas de estabilización son propuestas y estas pueden incluir, por ejemplo, drenes, anclas, muros de contención, etc.. Las Investigaciones en el subsuelo son necesarias para proporcionar suficiente información para propósitos de análisis.

Basándose en los análisis, se toman decisiones en cuanto a la magnitud de movimiento que será permitido en el transcurso de la construcción, en caso de que sea excedida dicha magnitud se debe contar con un programa de procedimientos suplementarios para la estabilización llamados " Niveles de Peligro". Es aconsejable hacer planes de contingencia para los distintos niveles de peligro: por ejemplo, completar mediante un diseño provisional las medidas adicionales de estabilización; disponer de equipo y personal para la activación de este sistema; considerar planes para un temporal retraso en la construcción o reubicación de los servicios. Los planes de contingencia son generalmente clasificados de acuerdo con el nivel de peligro que van desde la implementación de estructuras de retención adicionales, hasta la completa evacuación del sitio dependiendo de las lecturas obtenidas de los instrumentos.

La sensibilidad de los instrumentos juega un papel muy importante para determinar los niveles de peligro que están considerados en el proyecto. La cantidad del personal que se requiere para el monitoreo depende de la frecuencia y complejidad con que se toman las lecturas. Estas personas deben avisar oportunamente de los cambios detectados por los instrumentos, para poder así iniciar a tiempo los trabajos correctivos. El sistema de monitoreo en conjunto debe ser capaz de generar confianza en los resultados obtenidos; generalmente no hay tiempo de cuestionar la credibilidad de los instrumentos o resultados una vez que el comportamiento del talud ha penetrado a los niveles de advertencia.

El sistema de instrumentación elegido es instalado y checado antes de comenzar los trabajos de construcción. Las lecturas se continúan haciendo durante la construcción, la frecuencia con que se toman éstas se ajustan de acuerdo con los resultados obtenidos. Las zonas activas deben monitorearse con más frecuencia. Los resultados mediante gráficas son esenciales debido a que su interpretación es sencilla.

III.3 TIPOS DE INSTRUMENTOS

Los instrumentos disponibles para el monitoreo en taludes se pueden dividir en cuatro clases principales:

1. Instrumentos para el monitoreo de movimientos en el terreno
2. Instrumentos para el monitoreo de la presión del agua subterránea y la variación del N.A.F.
3. Instrumentos para el monitoreo de las presiones en el suelo y de la carga ejercida en las anclas
4. Instrumentos para el monitoreo de vibraciones en el terreno.

III.3.1 Instrumentos para el monitoreo de movimientos en el terreno.

En muchos casos el período de tiempo en el que se presentan los niveles de peligro, puede extenderse muchos días e inclusive meses. Las fallas estructurales se asocian comúnmente con la gradual aceleración de los desplazamientos; mientras que las estructuras que se mueven constantemente o que se desaceleran gradualmente serán generalmente estables a largo plazo.

Método convencional de estudio.

El control de los movimientos horizontales es, generalmente, menos preciso y consume más tiempo que el control de los movimientos verticales. Tal vez la técnica convencional de estudio más aceptable es la coordinación de una red de referencias de estudio (figura III.1). En el pasado, esto ocasionaba la realización de repetidas triangulaciones utilizando un teodolito. El punto más delicado de las operaciones de nivelación estriba en la elección del punto de referencia fijo, que no participe de ninguna forma en los movimientos del talud. Muchas veces este punto ha de estar situado a distancias muy grandes del talud por medir. Pero este método es fácilmente superado por los métodos de triangulación usando medidores de distancia *electro-ópticos* que se discuten a continuación.

Medidores de distancia electro-ópticos.

Estos instrumentos se utilizan para determinar la magnitud de los movimientos en un talud y emplean un haz de luz modulado o rayo láser proyectado hacia un objetivo reflejante fijado en la cara del talud. El tiempo que tarda el haz de luz en ir del instrumento al objetivo es medido para poder determinar con precisión la distancia. El objetivo más sofisticado consiste de reflectores ópticos (cubos angulosos de cristal) aproximadamente de 6 cm. de diámetro. Utilizando este tipo de instrumentos se pueden obtener lecturas de distancias a kilómetros

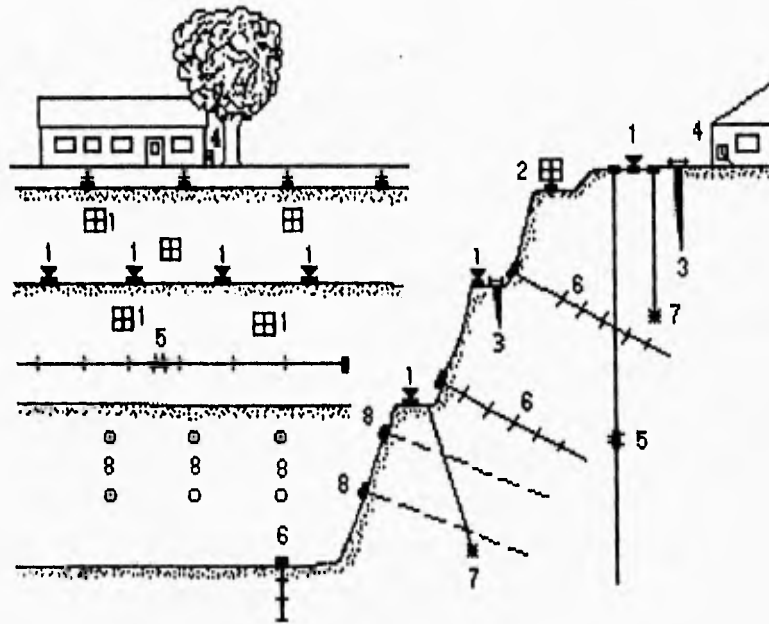


Figura III.1 Instrumentación en un talud: 1) bancos de nivel; 2) medidores de desplazamientos horizontales; 3) monitoreo de grietas; 4) medidor de asentamientos; 5) inclinómetros; 6) extensómetros; 7) piezómetros; 8) anclas.

con una precisión del orden de 1 - 10 mm. Gran precisión puede obtenerse al utilizar el Mekometer tipo EDM, el cual registra medidas con un error de 0.1 mm., éste utiliza un rayo de luz modulada, de modo que la distancia es obtenida por una computadora integrada al instrumento. La principal ventaja de la utilización de estos instrumentos es que se pueden hacer muchas mediciones en un lapso de tiempo corto. También se pueden realizar mediciones en lugares inaccesibles y fuera del área donde se efectúan las operaciones de construcción.

Fotogrametría.

El método fotogramétrico generalmente proporciona poca exactitud a comparación de los métodos electro-ópticos, al momento de determinar distancias. Pero éste tiene las ventajas de cubrir una vista bastante amplia de un lugar determinado, de localizar fácilmente el sitio así como la dirección de los movimientos potenciales, de estudiar lugares inaccesibles y de no interferir con las actividades de construcción. Se puede observar fácilmente el comportamiento y dirección del movimiento, comparando simplemente las fotografías aéreas tomadas anteriormente con las recientes.

Monitoreo en grietas.

Las grietas que se desarrollan en la cima de un talud potencialmente inestable, pueden proporcionar información concerniente al mecanismo y dirección del movimiento. Para medir los cambios en la abertura de las grietas se utilizan instrumentos de funcionamiento simple. Es recomendable realizar un levantamiento topográfico y representarlo en planos, indicando la posición y magnitud de las grietas. También, en el campo debemos marcar con pintura de spray a éstas; todo lo anterior se lleva a cabo para que en un futuro, se localicen con mayor facilidad a las grietas.

Varios tipos de instrumentos portátiles son usados para medir los cambios en la abertura de una grieta (figura III.2), estos utilizan generalmente una cinta métrica, una barra graduada de acero o un extensómetro. Un ejemplo es instrumento Demec diseñado originalmente para medir los cambios en la abertura de las grietas en elementos estructurales de concreto.

El inclinómetro portátil se usa para medir los cambios de elevación de cada lado de la grieta mediante un nivel de burbuja montado en una barra que a su vez se ajusta a un micrómetro localizado en un extremo, el instrumento descansa en sus dos extremos empleando un par de postes de referencia los cuales están fijados al terreno en cada lado de la grieta (figura III.2). Instrumentos portátiles semejantes al anterior tienen la ventaja de ser económicos y pueden ser calibrados rutinariamente.

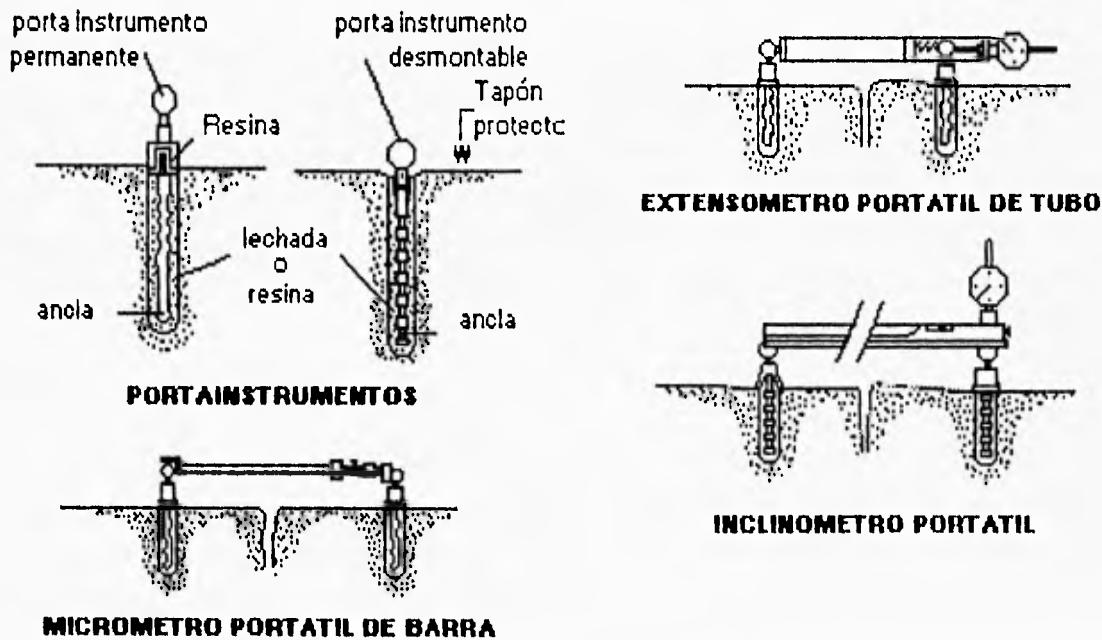


Figura III.2 inclinómetros y extensómetros portátiles.

Se debe instalar un sistema de advertencia en grietas críticas que funciona con una señal eléctrica o mecánica capaz de avisar en caso de que se presenten movimientos repentinos que puedan alcanzar los niveles de peligro.

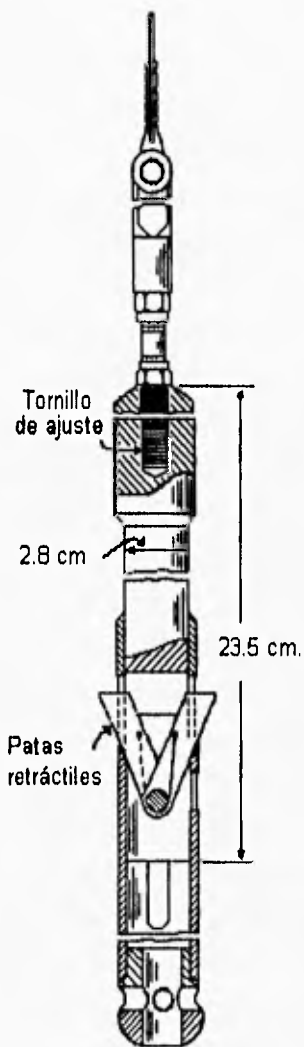


Figura III.3 El torpedo para medir asentamientos.

Medidores de asentamientos.

Un instrumento utilizado para monitorear estos movimientos es el llamado "torpedo". Este sistema de medición se sitúa en una perforación previa en un tubo especial formado con tramos unidos con coples exteriores, que permiten juego telescópico de los tramos, los que pueden ir juntándose uno a otro a medida que los arrastra el enjuntamiento del terreno que los

rodea y contiene (Rico, Moreno y Hernández; 1969); así, el hundimiento se conoce midiendo la variación de la longitud del sistema de tubos, que originalmente se colocan cubriendo todo el espesor de la formación natural, para lo cual se miden periódicamente las distancias entre los pequeños escalones que se marcan interiormente en el contacto entre un tramo de tubería y el cople correspondiente. El torpedo (figura III.3) está provisto de un sistema de pequeñas patas extensibles, que señalan el momento en que se produce un cambio brusco en el diámetro de la tubería; es decir, cada vez que se llega a cada uno de los pequeños escalones entre tubo y cople a que se ha hecho referencia. Así, es posible conocer desde la superficie, la posición relativa de los escalones y deducir los asentamientos habidos al comparar éstas con la inicial. Los tramos de la tubería suelen ser de 1.5 o 3 m.

Este dispositivo tiene la gran ventaja de que no solo permite conocer los asentamientos en la superficie o cerca de ella, sino también a diferentes profundidades dentro del suelo que se asienta. Repitiendo lecturas de tiempo en tiempo puede tenerse la evolución de los asentamientos con el tiempo, también a las diferentes profundidades.

La técnica francesa (Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1971) ha desarrollado un medidor de asentamientos, cuyo principio se esquematiza en la figura III.4.

Una celda de plástico, de 9.5 cm. de espesor y 17 cm. de diámetro se coloca en la cresta del talud. La celda está parcialmente llena de un líquido (generalmente agua). A una distancia fuera de la influencia de los asentamientos se coloca una base fija, sobre la que se instala un tablero de medición que tiene un dispositivo para aplicar presión con gas carbónico y un manómetro de mercurio que controla la presión del líquido dentro de la celda; en el mismo tablero se recibe otra línea de tubo proveniente de la celda e instalada al lado de una escala vertical T , de manera que cualquier presión aplicada por el gas carbónico se comunica al líquido en la celda y lo hace pasar a la línea de comunicación entre la celda y el tubo vertical T , hasta una cierta altura en la escala. En tales condiciones, supóngase que se aplica una presión p al líquido de la celda, con la cual éste asciende en la escala T hasta una altura T_1 ; al cabo de un cierto tiempo, dentro del programa de mediciones se aplicará la misma presión, p , al líquido de la celda, pero ésta se habrá asentado una cantidad ΔH ; correspondientemente, el líquido en la escala T solo subirá hasta la escala T_2 , siendo la diferencia de alturas $T_1 - T_2$ precisamente igual a lo que la celda se haya hundido.

Como se ve el aparato es ingenioso y de fácil manejo, sin causar ningún impedimento al movimiento de los equipos de construcción. Las celdas pueden instalarse a cualquier profundidad, de manera que los asentamientos pueden medirse en cualquier punto. La precisión del aparato es del orden de 0.5 cm, si no se le dota de dispositivos especiales para la lectura en la escala T .

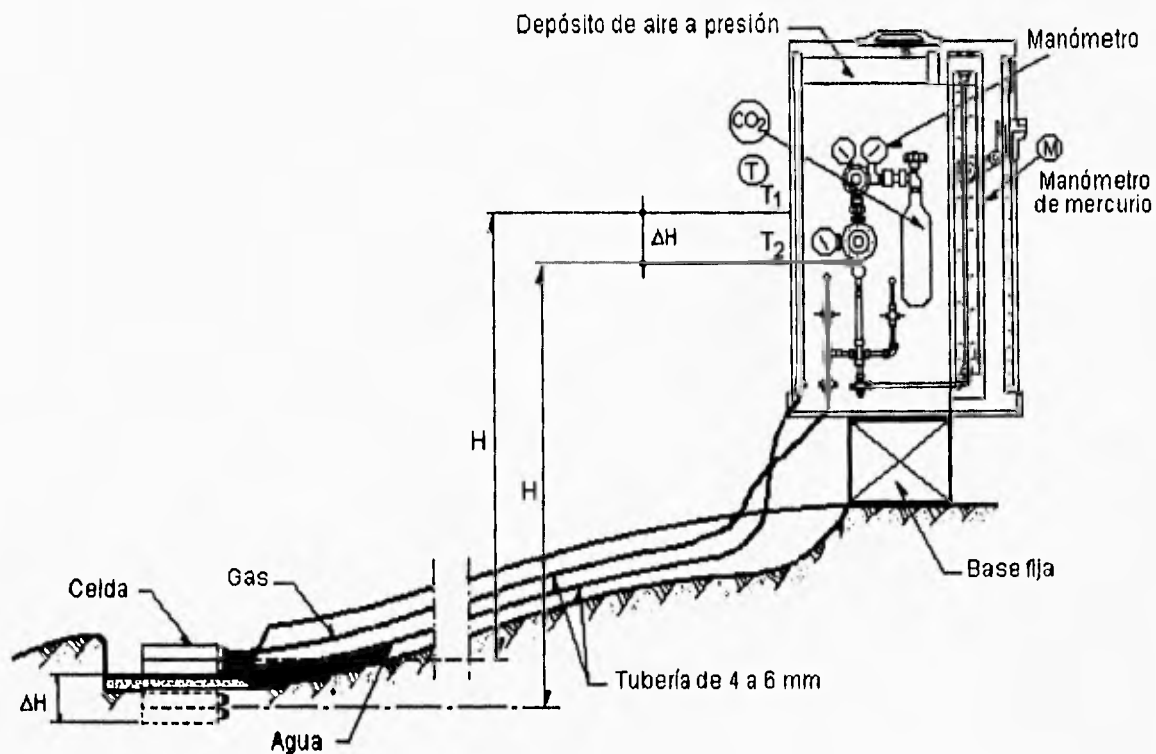


Figura III.4 Medidor francés de asentamientos.

Otros instrumentos para medir desplazamientos verticales en dirección del eje de la perforación son los extensómetros que se muestran en la figura III.5. La perforación puede ser no ademada o con un ademe muy débil en el caso de los suelos más finos. Se instalan una o varias anclas. Las anclas pueden ser de cualquier tipo de los muchos existentes, pero la figura muestra dos tipos: simple y múltiple. El primero, después de ser introducida se expande mecánicamente y se encaja en las paredes de la perforación fijándose en ella. El segundo tal vez es el más confiable y preciso; consiste de tres barras, usualmente cada barra está protegida con un tubo de plástico, el extremo inferior de cada barra sobresale y es asegurado al suelo o roca circundante con lechada en el caso de que no sean expandibles. En ambos instrumentos la magnitud del movimiento de la barra en la perforación se determina mediante un indicador que proporciona una medida real del movimiento del ancla. Una desventaja del sistema múltiple de barras es que requiere un aumento en el diámetro de la perforación de acuerdo al número de barras que serán usadas y su uso se restringe cuando la magnitud del

movimientos es apreciable, ya que la perforación y las anclas pueden ser destruidas.

El extensómetro múltiple magnético es de un desarrollo más reciente, éste usa una serie de anillos magnéticos montados en un tubo guía de plástico que es fijado a la perforación.

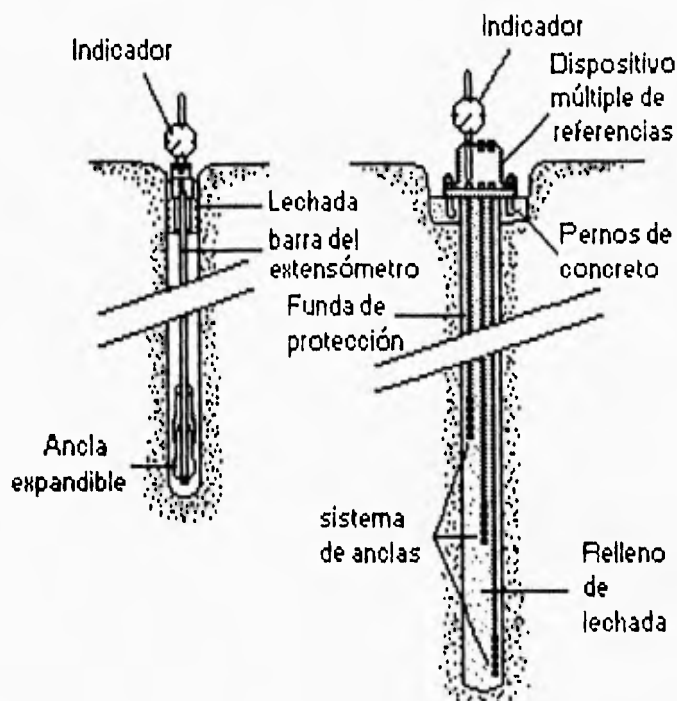


Figura III.5 Extensómetros con sistema de anclaje simple y múltiple.

Para obtener las lecturas, se introduce en el tubo una sonda en cuyo extremo se localiza un interruptor que al entrar en los campos magnéticos de los anillos manda una señal a un micrómetro que se inventó para que la distancia entre pares magnéticos adyacentes pueda ser medida exactamente. La sensibilidad del instrumento es del rango de 0.1 a 1.0 mm; sondas montadas en barras se usan para obtener una gran precisión o para realizar mediciones horizontales o inclinadas, mientras que las sondas suspendidas con cinta se utilizan para medidas con poca precisión, por ejemplo para monitorear asentamientos en el suelo.

Inclinómetros en perforaciones.

Estos instrumentos se utilizan para medir movimientos horizontales del terreno. Se trata de introducir en el terreno algún tubo relativamente flexible, cuya original verticalidad se modifique cuando ocurren los desplazamientos horizontales, de manera que la línea del tubo deformada

proporciona en cada momento una imagen objetiva de los desplazamientos que han tenido

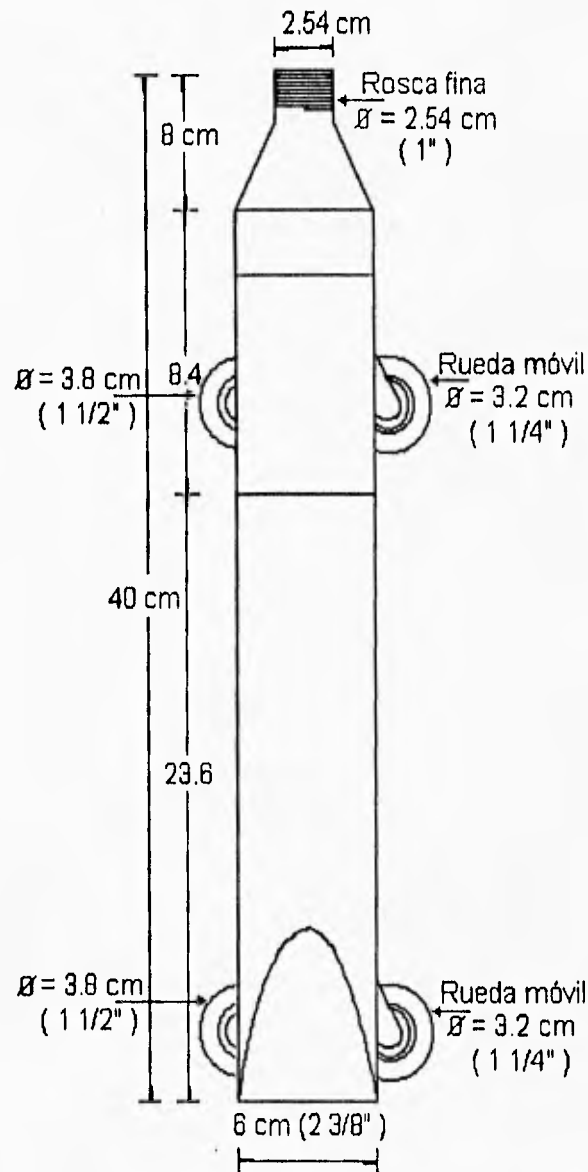


Figura III.6 Croquis del inclinómetro armado.

lugar; la imagen se puede conocer introduciendo un instrumento sensible a la inclinación por el interior del tubo. El inclinómetro que tiene actualmente un uso más extendido es el desarrollado por Wilson y más tarde modificado por Parsons y Wilson en 1956 (Parsons y Wilson, 1956; Shannon, Wilson y Meese, 1962). Es un dispositivo preciso, compacto y ligero

para medir movimientos en el suelo de hasta 170 m de profundidad.

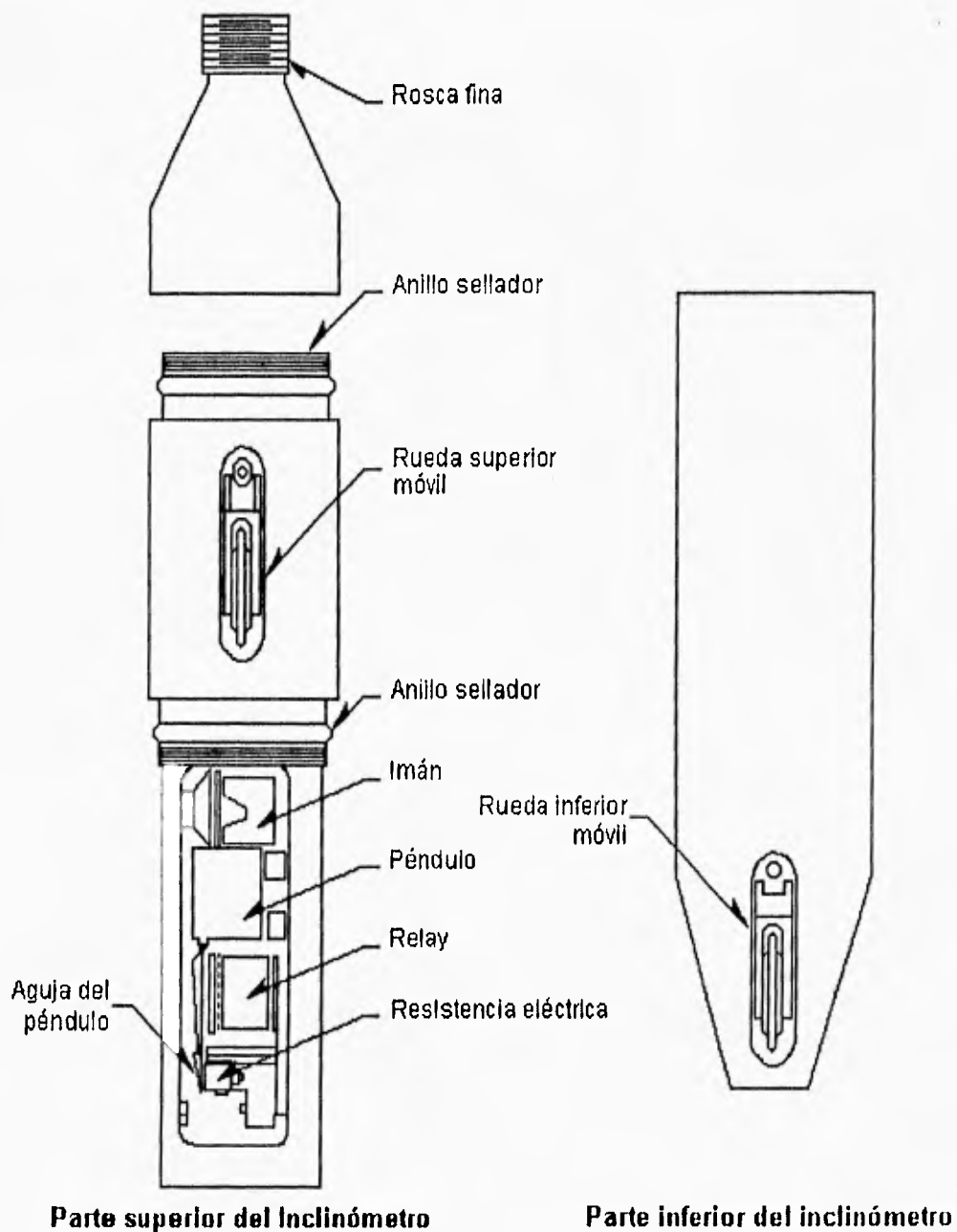


Figura III.7 Unidad sensible del inclinómetro Wilson.

El aparato completo consiste de una unidad sensible, una caja con los controles eléctricos necesarios, cable conector y una tubería para ser colocada en el terreno, ranurada

en dos planos ortogonales entre sí. El medidor entra por la tubería corriendo sus ruedecillas por dos ranuras opuestas y puede detectar las desviaciones de la vertical que haya sufrido la tubería, originalmente instalada en tal posición.

Es frecuente el uso de la tubería de 8.1 cm de diámetro y 0.22 cm de espesor, en tramos de 1.5 ó 3 m de longitud; los coples para unir los tramos de tubo suelen ser de 15 ó de 30 cm. La unidad sensible (figura III.6) tiene un circuito interno que es un puente de Wheatstone actuado por un péndulo calibrado. Cuando el inclinómetro está vertical, el péndulo toca el centro de una resistencia calibrada, subdividiéndola en dos, las cuales constituyen la mitad del puente de Wheatstone; la otra mitad, así como el potenciómetro de precisión, resistencias y las conexiones necesarias van instaladas en la caja de control. Cuando la unidad sensible se inclina, el péndulo permanece vertical, de manera que la resistencia calibrada con la que contacta queda dividida en dos porciones desiguales, lo que cambia el circuito interno y modifica las lecturas en la unidad de control.

La figura III.7 reproduce un esquema de la unidad medidora, con un corte que permite asomarse a su interior.

La figura III.8 esquematiza como se deforma la tubería especial y se inclina la unidad sensible, cuando el sistema sufre desplazamientos verticales.

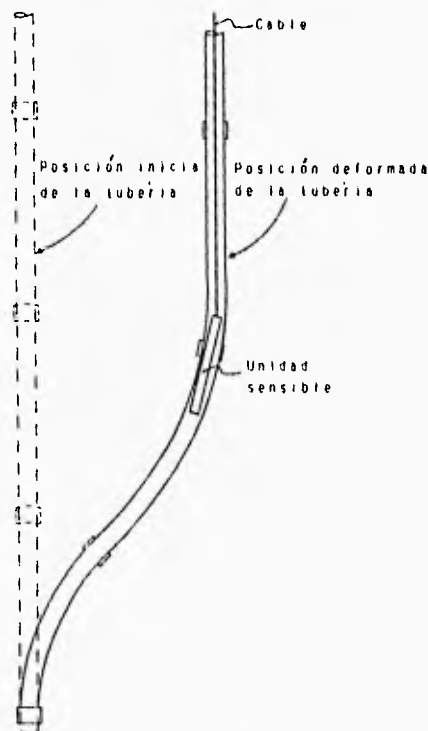


Figura III.8 Deformación del conjunto de un inclinómetro.

Es usual hacer todas las lecturas con el inclinómetro en dos posiciones ortogonales entre sí, esto tiene por objeto obtener en forma más precisa la imagen de deformación en el espacio.

Geoconsult (Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1973) ha desarrollado un inclinómetro también de péndulo que se basa en el siguiente principio (figura III.9). La unidad sensible tiene dos cilindros concéntricos, pudiendo el interior girar respecto al exterior, gracias a un motor eléctrico que se controla desde la superficie; el cilindro exterior se inclina obedeciendo la deformación que sufra la tubería que contiene al aparato, por efectos de los movimientos del suelo.

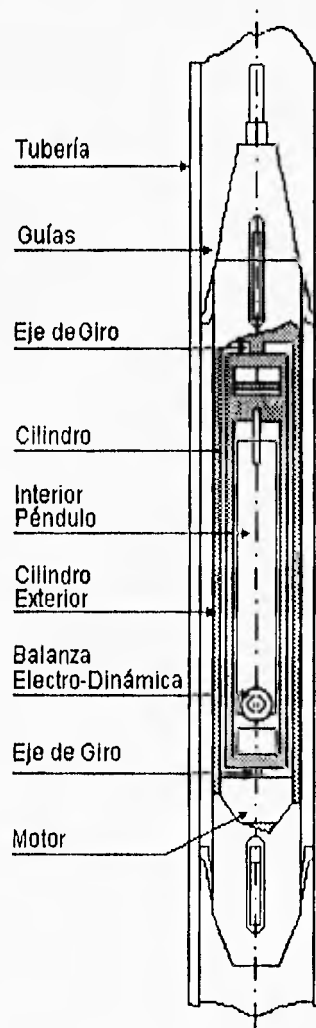


Figura III.9 Inclinómetro Geoconsult.

Una balanza electro-dinámica que contiene un medidor de intensidades de corriente mantiene siempre al péndulo en el eje de la unidad sensible. El extremo inferior del péndulo está unido a un resorte , de manera que la longitud de éste varía según el aparato se incline más o menos.

El inclinómetro Telemac (Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1973) se muestra esquemáticamente en la figura III.10.

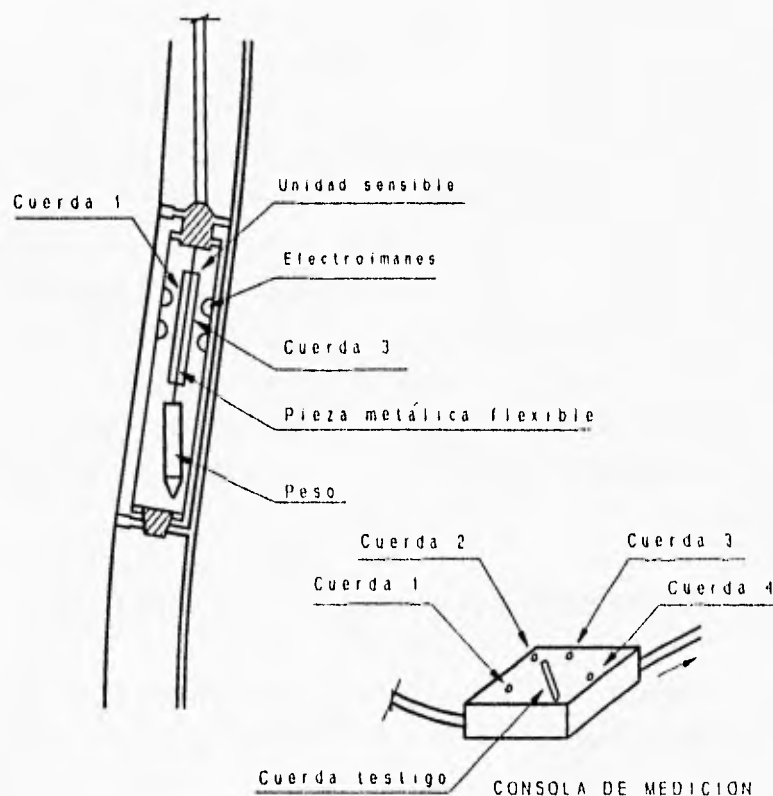


Figura III.10 Inclinómetro de cuerdas vibrantes Telemac.

La unidad sensible es también un péndulo constituido por una pieza metálica flexible de la que cuelga un peso en la parte inferior; en su parte superior, la pieza metálica flexible está sólidamente unida a la cabeza de la unidad sensible. Sobre esta pieza metálica flexible se colocan longitudinalmente, dispuestas en cruz en planos perpendiculares, cuatro cuerdas vibrantes. Estos dispositivos son pequeñas cuerdas metálicas que pueden ser excitadas por un electroimán, que las hace vibrar con una frecuencia natural determinada; si por la aplicación

de una tensión se varía la longitud de la cuerda, la frecuencia de vibración cambia bajo la misma excitación. En una consola de medición, sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica, cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; el circuito que contiene a la cuerda testigo está puenteado con los que contienen cada par de cuerdas opuestas, de manera que pueden compararse las frecuencias de vibración de las cuerdas, estableciendo cuando son iguales o cuando difieren en un momento dado.

Cinta detectora de superficies de falla.

Este dispositivo sirve para localizar cualquier superficie de falla a lo largo de la cual se deslicen las masas de suelo y consiste en una cinta de material plástico que tienen en toda su longitud dos bandas conductoras intercomunicadas de trechos iguales por resistencias eléctricas conocidas; el conjunto recuerda una escalera pegada sobre la tira de plástico. Todo el dispositivo va recubierto por resinas o materiales impermeabilizantes análogos. Por la parte superior e inferior, la cinta se comunica por cables a una caja exterior, en la que pueden hacerse lecturas de la resistencia eléctrica total del circuito. Cuando sobreviene una falla, la cinta se rompe y también sobreviene una drástica variación en la lectura que se hace en los medidores externos de la resistencia total del circuito. En principio, puede saberse de cuántas resistencias puente consta el tramo superior de la cinta y de cuántas el inferior, localizando así la superficie de falla. La precisión del aparato permite situar cualquier ruptura de una cinta con un error no mayor de 15 ó 20 cm.

III.3.2. Instrumentos para el monitoreo de la presión del agua subterránea y la variación del N.A.F.

El agua subterránea tiene una influencia importante en la estabilidad de taludes, y el drenaje puede ser un método efectivo de estabilización. La magnitud de la presión del agua freática así como la variación en su nivel son a menudo requeridas en la etapa de análisis o diseño de un talud. No obstante el régimen del agua freática puede ser modificado en gran medida por las actividades ingenieriles, particularmente por la excavación en el suelo o roca. Estos cambios son difíciles de pronosticar; por lo tanto el monitoreo periódico a lo largo de la etapa de construcción es a menudo usado para checar las predicciones hechas en el diseño.

Los aparatos cuya función es medir la presión del agua en un punto del subsuelo se denominan genéricamente piezómetros. En condiciones puramente estáticas la carga de presión en cualquier punto del terreno de cimentación está dada por la posición del nivel freático; sin embargo esta posición no es demasiado frecuente en la naturaleza, excepto en masas de suelo muy homogéneas y superficies exteriores horizontales. Además, cualquier obra ingenieril tiende a producir cambios en los estados de esfuerzos, que implican generalmente,

cambios en el estado de presión en el agua. La simple observación de los espejos de agua en los pozos de exploración no basta para obtener conclusiones de los estados de presión, aún en los casos muy claros y sencillos y es totalmente inadecuada cuando las condiciones del subsuelo se hacen cambiantes o más complejas, tal como sucede, por ejemplo, si un proceso de consolidación está teniendo lugar.

Un piezómetro es un aparato que mide la carga de presión del agua en el punto en el que queda instalado. Todos los piezómetros trabajan con el principio de equilibrar con alguna clase de contrapresión que se lee, la presión que el agua del terreno ejerza al actuar sobre una unidad sensible; según sea la clase de contrapresión que se utilice se tendrán diversos tipos de piezómetros. La figura III.11 muestra el tipo original de piezómetro, denominado abierto, diseñado por A. Casagrande (1949, 1958).

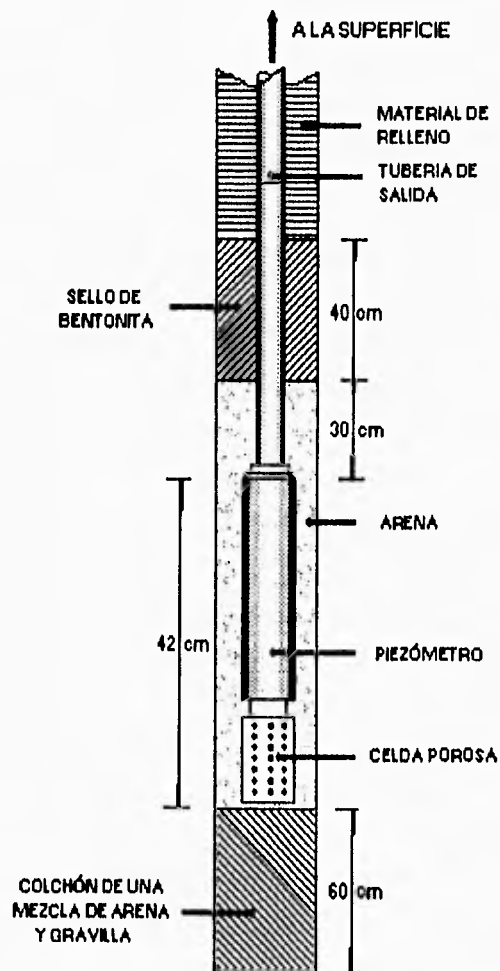


Figura III.11 Piezómetro abierto tipo Casagrande.

En este aparato, el agua entra a la unidad sensible a través de la celda porosa, llenándola y estableciendo en su interior la presión que tenga en el subsuelo; como consecuencia, ascenderá por la tubería hasta una altura tal que produzca, por su peso, una contrapresión que equilibre la presión existente en la unidad sensible.

El nivel de agua dentro del tubo de salida puede medirse por métodos eléctricos. En la superficie del terreno se instala un ohmímetro, cuyas terminales se juntan, cuidando de que no hagan contacto, en un solo cable con diámetro apropiado para que pueda penetrar en la tubería del piezómetro, lastrándolo convenientemente, con pequeñas masas de plomo. En el extremo inferior del alambre se instala un taquete de hule o plástico, a través del cual se pasan las dos terminales del ohmímetro, ya sin ningún recubrimiento protector; cuando las terminales desnudas tocan el nivel del agua se cierra el circuito alimentado por las baterías del ohmímetro, lo que se manifiesta por un salto brusco de la aguja del medidor del aparato. Conviene recubrir las terminales desnudas con un poco de grasa, para impedir la formación de una película de agua entre ambas.

Hvorslev (1951) ha señalado varios inconvenientes serios del piezómetro abierto. El más importante es, sin duda, el que proviene del tiempo que ha de transcurrir entre cualquier cambio en la presión del agua del subsuelo y la respuesta del aparato, sobre todo en suelos poco permeables.

La figura III.12 muestra un modelo desarrollado por la técnica francesa (Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1971). El aparato consiste en una unidad sensible de paredes porosas, de la que salen hacia el exterior dos tubos. Uno de ellos, marcado como 1 en la figura, se utiliza cuando el piezómetro se instala como abierto, por que así lo permita el terreno en que se le coloca. La presión se lee bien sea determinando la altura de agua por medio de un ohmímetro o instalando en el extremo un manómetro. El tubo número 2 conecta la unidad sensible con un dispositivo para ser utilizado en aquellos suelos en que los tiempos de retardamiento serían muy grandes. Después de instalado el aparato, el agua habrá llenado la unidad sensible y el tubo 2, hasta un compensador de presión, que es simplemente un manómetro de mercurio. Dentro de ese manómetro se establece el mismo nivel de mercurio en las dos ramas con la ayuda de un compresor, que debe producir una presión igual en la rama de la derecha que la que actúa sobre la rama de la izquierda. En estas condiciones el aparato se encuentra en la lectura inicial y la presión del compresor en ese instante se lee en el manómetro intercalado en la línea. Cualquier variación posterior de la presión en el subsuelo producirá un desequilibrio en el compensador de presiones de mercurio, el cual se ajustará por medio del compresor, produciendo una presión que se lee en el manómetro. La experiencia en el uso de este aparato dice que los tiempos de retardamiento cuando se encuentra en funcionamiento son inferiores a las tres horas, es de sencillo manejo, fácil

instalación, buena precisión y puede construirse con materiales resistentes y a bajo costo. En contra, no puede adaptarse a cambios de presión muy rápidos, que ocurran en tiempos menores que su tiempo de retardamiento.

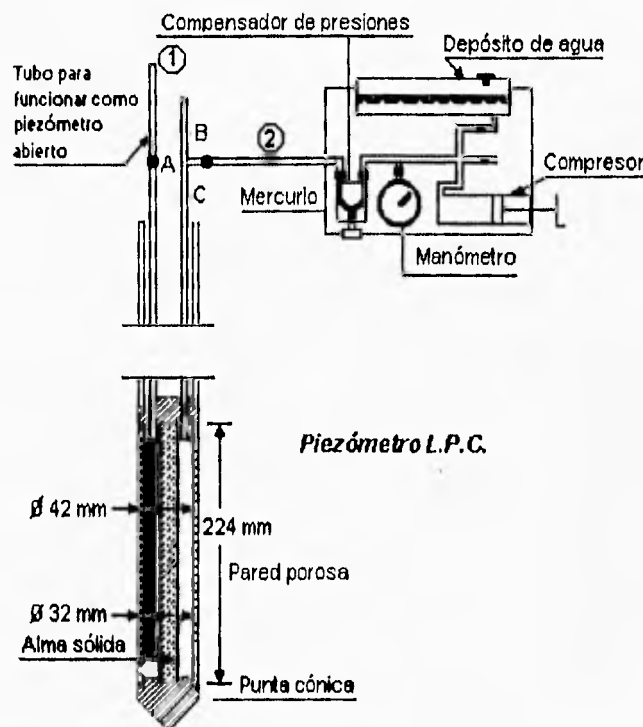


Figura III.12 Piezómetro L.P.C.

La figura III.13 muestra un tipo de piezómetro operado por inyección de aire (neumático) que ha sido muy utilizado por la tecnología mexicana exitosamente. La unidad sensible (parte (a) de la figura) tiene una celda porosa, a la que penetra el agua exterior, estableciendo dentro de ella su estado de presiones; lo mismo sucede en la piedra porosa que va en la parte superior de la celda. En rigor, al igual que en todos los piezómetros cerrados, la celda porosa se introduce previamente saturada de agua desaireada, para reducir al mínimo los retardamientos, la influencia del aparato en el ambiente exterior y los errores de medición. La presión ejercida en la celda porosa hace que la membrana de teflón se oprima hacia arriba. En el exterior existe una unidad de toma de aire (parte (b) de la figura), en la que un tanque de aire a presión introduce ese elemento a través de la tubería plástica de entrada hasta la unidad sensible. El dispositivo de toma de aire incluye el tanque con su manómetro acoplado y un regulador de presión, en el cual ésta se ajusta a valores próximos a los que se espera sea la presión que en el agua se va a medir; otro manómetro debe estar instalado

inmediatamente después del regulador de presión, para conocer el valor de este concepto con que finalmente llegará el aire a la unidad sensible.

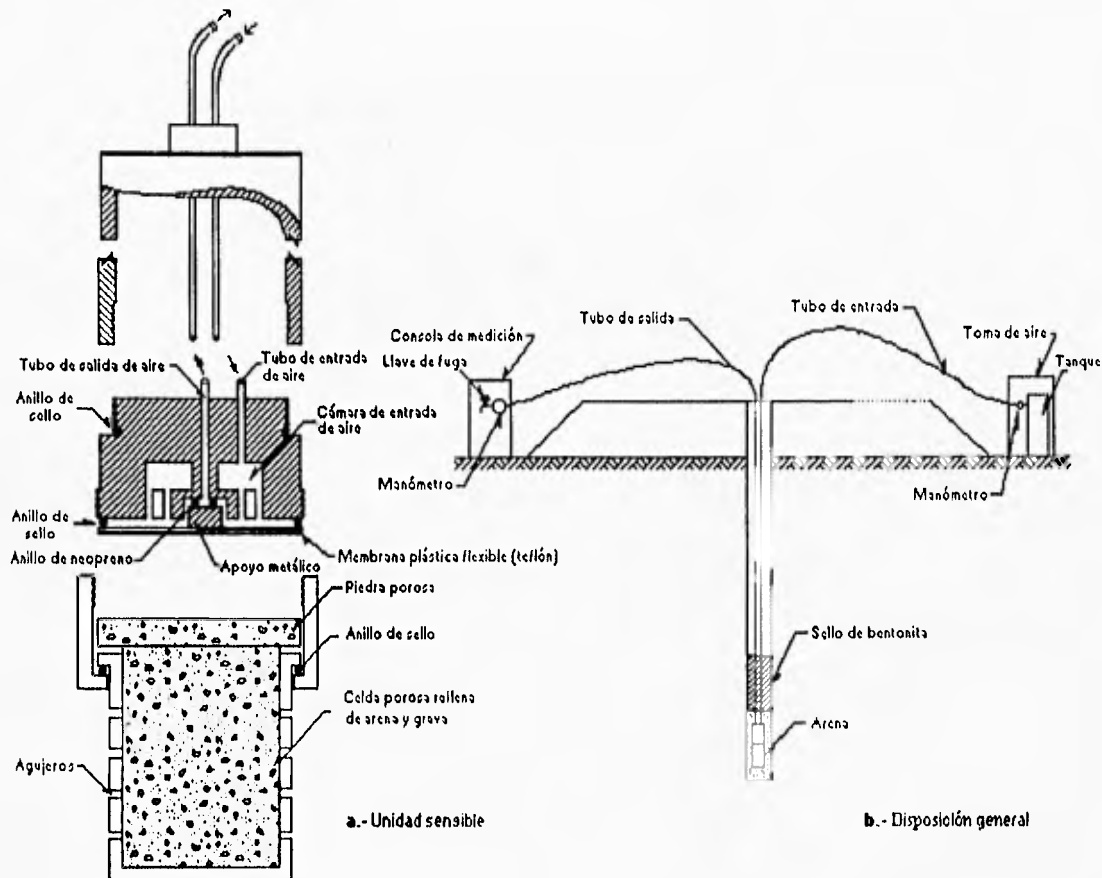
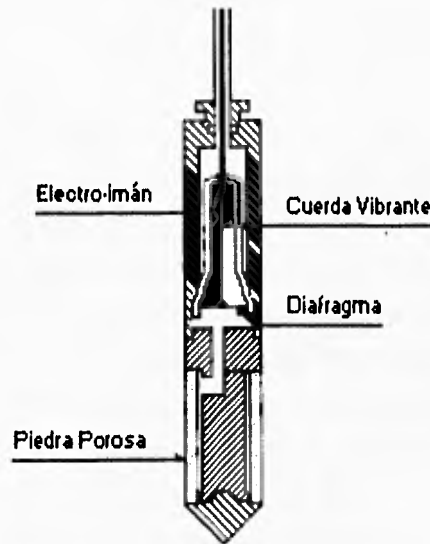


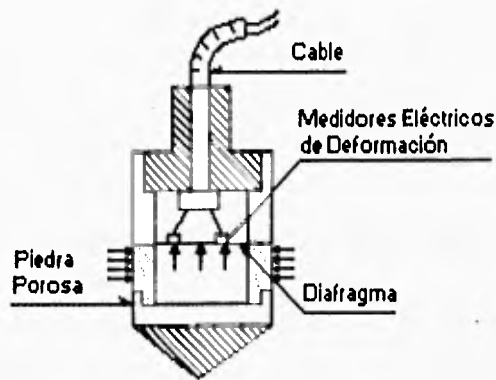
Figura III.13 Piezómetro cerrado tipo neumático.

El aire inyectado llegará a la cámara (parte **a** de la figura) y presiona hacia abajo a la membrana, hasta lograr desplazarla ligeramente del apoyo metálico. En ese momento se produce una fuga de aire en el anillo de neopreno y el elemento puede pasar a la tubería de salida, llegando a la consola de medición (parte **b** de la figura). Para que la presión de aire que se recibe en el manómetro represente exactamente la presión del agua en al celda porosa se recurre a una llave de fuga controlada en la propia consola de medición. Al abrir esta llave el aire disipa cualquier presión en exceso de la mínima necesaria para mantener el flujo general. El retardamiento de respuesta de estos instrumentos es bastante bajo, del orden de unas pocas horas para suelos impermeables.

También existen piezómetros eléctricos, dos de los cuales se ilustran en la figura III.14.



a.- De Cuerda Vibrante



b.- De Medidores Eléctricos de Deformación

Figura III.14 Piezómetros eléctricos.

El principio de acción de todos estos instrumentos es el mismo. Existe la correspondiente celda porosa a través de la cual el agua presiona hacia arriba una membrana flexible. En la parte superior de la membrana está fijo el dispositivo de medición, que puede variar de unos modelos a otros, pero que generalmente consiste en un dispositivo de cuerda vibrante o en un sistema de medidores eléctricos de deformación. Cuando la membrana sube por efecto de la presión del agua, se modifica la longitud de la cuerda en la unidad sensible y,

correspondientemente, su frecuencia natural de vibración, por lo que habrá de mover el tornillo micrométrico de la cuerda de la consola de medición, hasta igualar las dos frecuencias. Puede conocerse lo que ha sido necesario modificar la longitud de la cuerda de la consola y estos valores se traducen a una lectura de presión correspondiente mediante una calibración previa cuidadosa hecha en el laboratorio.

El aparato utiliza un sistema de medidores eléctricos de deformación, los cuales son pequeñas celdas que contienen un filamento metálico cuya resistencia cambia con la longitud, se disponen sobre la membrana captadora de presión. Cuando la membrana se deforma se hace la lectura correspondiente. Existen hoy medidores en espiral, muy apropiados al caso.

La instalación está íntimamente ligada con la estratigrafía. En el caso de tener capas de arcilla y arena interstratificadas, deberá tenerse especial cuidado en que las unidades sensibles de los aparatos queden ubicadas en los mantos de arcilla.

Un enemigo muy importante de muchos piezómetros es el conjunto de efectos de corrosión y ataque a las partes metálicas fundamentales por parte de las aguas impuras, que por otra parte son tan frecuentes en las zonas de suelos blandos en que los piezómetros han de usarse. La mejor manera de combatir estos efectos es la eliminación del uso de los metales y el diseño de aparatos con todas sus partes de plástico no susceptibles a estos fenómenos.

Cuando las laderas o taludes que se instrumentan están sujetos a movimientos deberán tenerse éstos muy en cuenta al colocar los piezómetros, para evitar que se rompan o estrangulen las tuberías de medición.

III.3.3. Instrumentos para el monitoreo de las presiones en el suelo y de la carga ejercida en las anclas.

Todos los medidores de presión vertical son celdas de presión que miden esfuerzos totales aplicados sobre ellas. Casi todas las que hoy se utilizan son celdas eléctricas e hidráulicas. Las celdas eléctricas tienen por lo general un diafragma elástico deformable, sobre el que se instalan o cuerdas vibrantes o sistemas de medidores eléctricos de deformación (Figura III.15).

La celda es un cilindro de gran diámetro en comparación a su altura, cuya tapa superior suele ser flexible; bajo ella hay una cámara llena de aceite cuyo objeto es distribuir y uniformizar la presión que se ejerza sobre el diafragma medidor instrumentado, que es la verdadera unidad sensible del aparato y que contiene o el dispositivo de cuerda vibrante o los medidores eléctricos de deformación, de resistencia variable. Esta unidad sensible está integrada a un puente de Wheatstone, situado en la superficie, de manera que es posible detectar cualquier cambio de resistencia que se produzca en el aparato, el cual, por calibración previa de laboratorio, indicará la presión homogeneizada por la cámara de aceite.

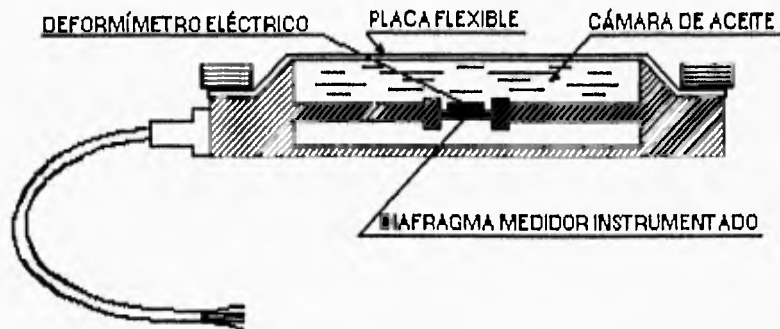


Figura III.15 Celda medidora de presión.

Las celdas de funcionamiento hidráulico son generalmente menos costosas y más resistentes; las hay que trabajan a volumen constante y a contrapresión. Los aparatos a volumen constante (Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1971) tienen una celda deformable llena de agua, la cual se entierra en el suelo de ella sale una tubería llena también de agua que llega hasta un manómetro. El aparato trabaja por lectura directa de la presión que se genera en el interior de la celda.

Un aparato que trabaja a contrapresión se describe con base a la figura III.16 (Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1971).

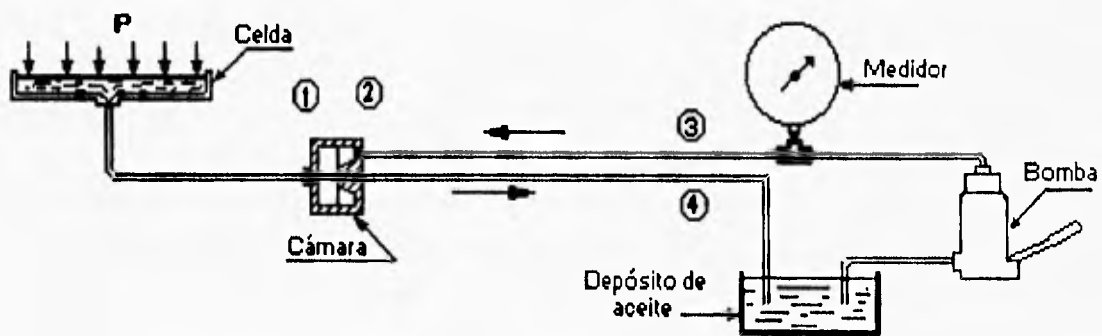


Figura III.16 Celda de presión hidráulica a contrapresión.

El dispositivo, de diseño alemán y debido a Gloetzi, consta de una celda, una cámara reguladora, una bomba manual y una consola de medición. La celda es análoga a las ya descritas, provista de una tapa flexible, a través de la que transmite la presión y está llena de agua. La cámara se comunica con la celda por un tubo delgado y rígido y posee dos compartimientos separados por un diafragma. Del segundo compartimiento salen dos tubos, uno que se conecta a la bomba y otro de purga. La bomba se comunica con un depósito de aceite y con un manómetro. En un principio, todo el sistema, desde la cámara reguladora a la bomba manual está lleno de aceite y cuando la bomba se hace operar se establece un flujo continuo en el que el aceite es tomado del depósito, inyectado al compartimiento 2 de la cámara y devuelto al depósito por el tubo 4. El diafragma separador de los compartimientos de la cámara, cuando está en equilibrio, permite este flujo.

Cuando se aplica una presión del terreno, p , sobre la celda, ésta se transmite hasta el diafragma de la cámara reguladora, deformándolo hacia el compartimiento 2; al suceder esto, el diafragma obtura el tubo 4 y se interrumpe el flujo de aceite que arriba se mencionó. En este momento, con ayuda de la bomba, se ejerce una presión de aceite sobre el diafragma de la cámara, empujándolo hacia el compartimiento 1, o sea hacia su posición inicial de equilibrio. De esta manera se libera el tubo 4 y se puede reestablecer el flujo de aceite. Obviamente a presión que lea el manómetro en el instante en que se restablezca el flujo del aceite es la que el suelo aplicó a la celda.

Existen en la actualidad celdas de carga utilizadas para monitorear la tensión en los cables de las anclas, llamadas huecas o con un orificio en el centro y funcionan pasando el cable del ancla a través de este orificio para que sea determinado el valor de dicha tensión.

III.3.4. Instrumentos para el monitoreo de vibraciones en el terreno.

En el instante en el que el talud tiene movimiento se generan vibraciones audibles, pero ruidos menos audibles se presentan en las primeras etapas de la inestabilidad. Existen dispositivos muy sensibles usados para detectar estos ruidos, los cuales están formados por un sensor o geófono, un amplificador y un dispositivo que registra las lecturas obtenidas.

Los sitios donde se generan los eventos microsísmicos pueden ser localizados fácilmente distribuyendo varios geófonos en las proximidades del talud. Los eventos sísmicos se originan en el plano de falla del talud, de modo que esta técnica se aprovecharía para determinar la profundidad y forma de ésta.

III.4 PLANEACION Y DISEÑO DE SISTEMAS DE MONITOREO.

El sistema de monitoreo implementado puede ser simple o complejo, los resultados obtenidos deben ser realistas y sin errores. La selección e instalación del instrumento a utilizar, así como la obtención e interpretación de las lecturas, debe hacerse con mucho cuidado.

El monitoreo puede ser definido como "la vigilancia de las estructuras de roca o suelo, ya sea con instrumentos o con la simple observación. La observación no debe pasarse por alto ya que no cuesta y es confiable, pero debe ser suplementada con otras formas más sofisticadas de medición. Debe obtenerse el mayor beneficio de la observación, el ojo requiere poca información para analizar un problema, siendo un instrumento que proporciona datos cualitativos antes que cuantitativos. El inconveniente de la observación es que no es lo suficientemente sensible para detectar movimientos pequeños y no proporciona rápidamente información de lugares inaccesibles. La instrumentación debe ser considerada como un medio para poder superar estas deficiencias, tratando de no pasar por alto los análisis hechos por la observación.

III.4.1 Estudios preliminares

Un primer paso en un proyecto de monitoreo de un talud es evaluar la geología del sitio así como la geometría del talud. El número, localización y sensibilidad de los instrumentos empleados dependerá del tamaño probable del deslizamiento. La instrumentación en un deslizamiento superficial, por ejemplo, será diferente que la requerida en un deslizamiento profundo.

III.4.2 Selección y localización del instrumento

Cuando los movimientos se monitorean por razones de seguridad, es más importante cubrir el área completa del movimiento que un cierto número de puntos de estudio. En áreas que tienen gran probabilidad de movimiento se debe utilizar instrumentos muy sensibles, debido a que se pueden presentar movimientos inesperados.

Para determinar el número de instrumentos que se emplearán, se debe de tomar en cuenta que un cierto porcentaje de éstos funcionarán mal, consecuentemente se tienen que considerar un suficiente número de instrumentos para que las fallas en algunos no afecten a la credibilidad de los resultados en conjunto. Es mejor emplear dos diferentes tipos de sistemas de monitoreo para comparar los resultados obtenidos, por ejemplo, los obtenidos cuando queremos saber cuanto se mueve un talud utilizando triangulaciones pueden ser comparados con los resultados arrojados por medidores de distancia electro-ópticos.

III.4.3. Instalación y lecturas

La correcta instalación requiere de un conocimiento detallado de la forma de operar de cada instrumento, en caso de instrumentos de instalación compleja es mejor tener a la mano las especificaciones del fabricante o que ésta sea supervisada por un ingeniero con experiencia en instrumentación.

Cuando un deslizamiento activo es monitoreado, se debe tener cuidado de no seleccionar un instrumento que cuando se instale se convierta en inoperable después de un corto tiempo, es decir, el sistema de monitoreo debe ser de función continua independientemente de los grandes movimientos. Los taludes activos o críticos tienen que ser monitoreados más frecuentemente que los taludes estables o inactivos. En los primeros se debe llevar a cabo un período inicial de lecturas frecuentes inmediatamente después de la instalación, evaluando la tendencia general del movimiento del terreno. Cada instrumento tiene que ser registrado y localizado en un mapa del lugar para llevar un control de cada uno de estos.

Se debe hacer una comparación de las lecturas obtenidas por los instrumentos, esta comparación se hace para determinar que instrumentos están funcionando mal e inmediatamente corregir el problema. Los datos deben ser reunidos y, de ser posible, presentados en gráficas para su mejor interpretación, indicando también, el dato más relevante de dicha gráfica.

REFERENCIAS

Casagrande, A. *Soil Mechanics in the Design and Construction of the Logan Airport*. Journal. Boston Society of Civil Engineers. Vol. 36 N° 2. 1949.

Casagrande A. *Piezometers for Pore Pressure Measurements in Clay*. Notas para cátedra. Universidad de Harvard. 1958

Hvorslev, M. J. *Time Lag and Soil Permeability in Ground Water Observations*. Waterways Experiment Station, Bull. N° 36. Vicksburg, Miss., 1951.

Laboratoire des Ponts et Chaussées. *Etude de Remblais sur Sols compressibles*. Cap. 6. Edit. Dunod.

7

París, 1971.

Laboratoire des Ponts et Chaussées, *Remblais sur Sols compressibles*. Boletín especial T. París, 1973

Parsons, J. O. y Wilson, S. D. Safe Loads on Dog - Leg Piles. Trans. ASCE. Vol. 121. 1956.

Rico, A., Moreno, G. y Hernández, R. *Intrumentación de Campo en Carreteras*. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. México, 1969.

Shannon, W. L., Wilson, S. D. y Meese, R. H. *Field Problems: Field Measurements*. Capítulo 13 del libro del libro *Foundation Engineering*, editado por G. A. Leonards. McGraw Hill Book Co. 1962.

Wilson, S. D. *Investigación of Embankment Performance*. A.S.C.E. Soil Mechanics and Foundations Division. Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments. Berkeley, Cal., 1966.

BIBLIOGRAFIA

Brunsdon, D, y Prior, D.B.. *Slope Instability*. Cap. 5. John Wiley & Sons Ltd..UK. 1984.

Rico, A y Del Castillo, H. *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*, Vol. 2, Cap. 13, Ed. Limusa, México, 1992.

CAPITULO IV

METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD

IV.1 ANTECEDENTES.

En el campo del estudio de los taludes existen pioneros de labor muy meritoria. Los primeros análisis, que son actualmente aplicados en algunos casos, fueron desarrollados por Coulomb en 1773; quien asumió la superficie de falla plana. Este trabajo condujo a una solución para determinar la altura crítica o límite H_c de un corte vertical en un suelo de comportamiento cohesivo:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} (\cos \phi) / (1 - \text{sen } \phi) \dots\dots\dots (\text{IV.1})$$

Nota: La simbología se define al final del capítulo.

Este trabajo fue retomado y extendido por Francais en 1820 y por Rankine en 1857, quienes asumieron también una superficie de falla plana. Durante este tiempo la solución de Coulomb fue exitosa ya que la mayor parte de los materiales localizados en el lugar (Inglaterra), donde se realizaron los estudios, son arenas de comportamiento cohesivo, gravas y arcillas duras fisuradas donde la cohesión se reduce hasta cero. Cerca de 1840, la experiencia adquirida de fallas en cortes y terraplenes para vías férreas y canales en Inglaterra y Francia, empezó a mostrar que muchas superficies de falla no eran planas, sino curvas. Después de una observación extensa, Collin (1846) argumentó que:

1. la superficie de falla en taludes de arcilla, que colapsaron debido a movimientos que llega a gran profundidad, son de forma curva;
2. la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla no drenada, es independiente de la magnitud del esfuerzo; y finalmente
3. es posible realizar los análisis de estabilidad con superficies de falla circulares.

EST. 1234 11 1988
CARR. 12 CA. 10000000

Las ideas de superficie de deslizamiento no plana fueron resucitadas en Suecia por Peterson en 1916, quien al analizar una falla ocurrida en el puerto de Gottemburgo dedujo que la ruptura había ocurrido en una superficie curva y fueron impulsadas principalmente por W. Fellenius, uno de los investigadores más importantes del campo de los taludes. Actualmente reciben el nombre genérico de Método Sueco aquellos procedimientos de cálculo de estabilidad de taludes en que se utiliza la hipótesis de falla circular. En 1935 Rendulic propuso la espiral logarítmica como traza de una superficie de deslizamiento más real, pero Taylor en 1937 puso de manifiesto que esta curva, que complica bastante los cálculos, proporciona resultados tan similares al hecho de considerar una circunferencia, que su uso práctico no se justifica. A mediados de 1950 se retomaron los análisis usando superficies de deslizamiento circulares y no circulares (Ver, por ejemplo, Bishop, 1955; Janbu, 1956).

IV.2 ANALISIS INTRODUCTORIOS.

La superficie de falla en un deslizamiento de tierra tiene comúnmente forma convexa (en tres dimensiones) como se indica en la figura IV.1. En ésta, también se muestra el "Factor de Seguridad" calculado en tres secciones transversales de un deslizamiento que se presentó en Loaden, Noruega (Sevaldson, 1956). La sección localizada en la parte más profunda del deslizamiento usualmente proporciona el factor de seguridad más crítico.

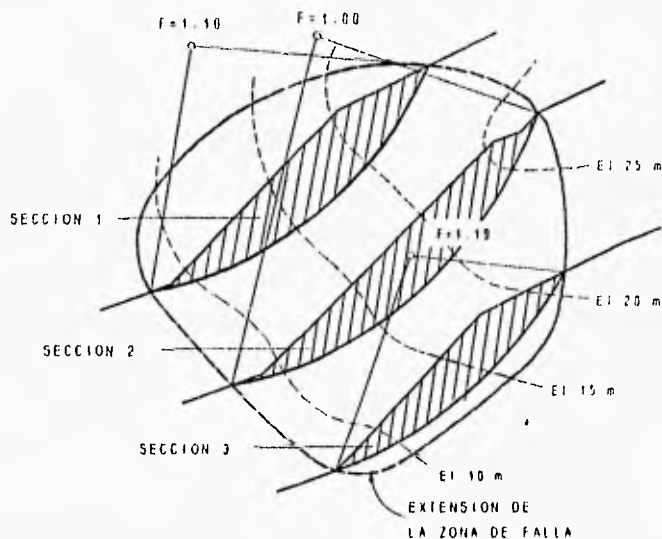


Figura IV.1 Reconstrucción tridimensional aproximada de la superficie de falla presentada en Lodalen (Sevaldson, 1956)

En el párrafo anterior se introdujo el término "Factor de Seguridad" el cual se define como aquel número que se obtiene de dividir:

$$F.S. = \frac{\text{lo que resiste}}{\text{lo que actúa}}$$

así si :

- F.S. > 1 existe equilibrio
- F.S. < 1 no existe equilibrio
- F.S. = 1 equilibrio crítico o inestable.

Se considera apropiado el uso del término "superficie de deslizamiento" para representar una familia de superficies a lo largo de las cuales la falla pueda ocurrir. Si el talud presenta un factor de seguridad $F.S. = 1$ o la superficie a lo largo de la cual ocurre el movimiento ya está definida, entonces el término apropiado que debemos usar es "superficie de falla". Para los análisis nombrados en las siguientes secciones es muy importante que el mecanismo de falla seleccionado sea similar al que se presenta en el campo. De la figura IV.2 a la IV.5 se muestran algunas simplificaciones aproximadas de algunas de las superficies de falla encontradas comúnmente.

IV.2.1 Análisis del talud infinito

Se supone una superficie de deslizamiento plana y paralela a la superficie del terreno. El talud es considerado uniforme y con una extensión bastante grande para que un elemento del talud sea representativo de todo el conjunto, e irregularidades como el pie y la cresta del talud puedan ser ignoradas. Las propiedades mecánicas del suelo y las presiones de poro a lo largo de todo el talud se consideran constantes. El análisis es sencillo y de fácil aplicación. Su utilidad no debe ser subestimada por su simplicidad.

Se toma un elemento (dovela) de profundidad z y ancho b , limitado por dos líneas verticales IJ y LK, las fuerzas actuantes se muestran en la figura IV.2. Las dovelas adyacentes ejercen ciertas acciones sobre ésta y se representan por las fuerzas internas Q_L y Q_R , que se suponen iguales, coloniales y opuestas, y por esta circunstancia se anulan para propósitos de análisis. El peso W se descompone en una fuerza normal P y otra tangencial T a la superficie de deslizamiento. Para un elemento de espesor unitario :

$$W = \gamma bz ; \quad P = \gamma bz \cos \beta ; \quad T = \gamma bz \sen \beta \dots (IV.2)$$

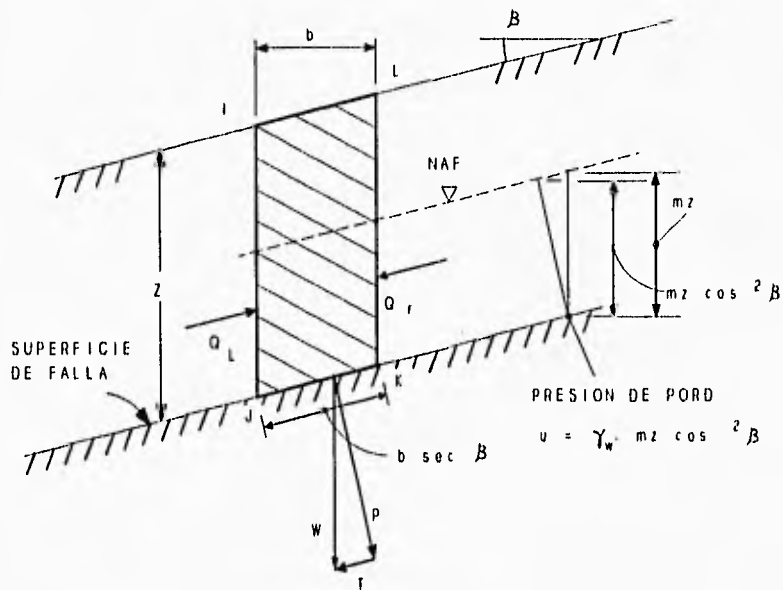


Figura IV. 2 Fuerzas en el análisis del talud infinito.

La longitud JK es igual a $b \sec \beta$, el esfuerzo normal y cortante producidos por P y T valen:

$$\sigma_n = \gamma z \cos^2 \beta ; \quad \tau = \gamma z \operatorname{sen} \beta \cos \beta \dots\dots\dots (IV.3)$$

Para que el talud sea estable el esfuerzo cortante actuante τ no debe exceder el esfuerzo cortante resistente de la arcilla τ_r .

(a) *Análisis con esfuerzo efectivo (c' , ϕ').*

El factor de seguridad de un talud infinito para esta condición puede ser definido por la relación τ_r / τ , que es:

$$F.S. = \frac{c' + (\gamma z \cos^2 \beta - u) \tan \phi'}{\gamma z \operatorname{sen} \beta \cos \beta} \dots\dots\dots (IV.4a)$$

Donde $u = \gamma_w z$.

En el caso de una ladera natural con filtración constante y con el N.A.F. a una distancia mz sobre la superficie de deslizamiento, la presión de poro u es igual a $\gamma_w m z \cos^2 \beta$ (figura IV.2), por lo tanto:

$$F.S. = \frac{c' + (\gamma - m\gamma_w) z \cos^2\beta \tan\phi'}{\gamma z \sin\beta \cos\beta} \dots\dots\dots (IV.4b)$$

(b) *Análisis con resistencia residual* ($c'_r = 0, \phi'_r$).

Movimientos a lo largo de la superficie de deslizamiento pueden reducir a los parámetros de resistencia con esfuerzo efectivo de la arcilla a su valor residual ϕ'_r ; y c'_r , a menudo se reduce hasta cero (Skempton, 1964,1970), especialmente en arcillas fisuradas. Si el N.A.F. coincide con el nivel de la superficie del terreno ($m=1$), y $c'_r = 0$, entonces :

$$F.S. = \frac{(\gamma - \gamma_w)}{\gamma} \frac{\tan \phi'_r}{\tan \beta} \dots\dots\dots (IV.5)$$

(c) *Análisis con esfuerzo total* ($\phi_u = 0$).

El factor de seguridad de un talud infinito bajo condiciones de $\phi_u = 0$ está dado por la expresión:

$$F.S. = \frac{c_u}{\gamma z \sin\beta \cos\beta} \dots\dots\dots (IV.6)$$

IV.2.2 Análisis del esfuerzo total " $\phi_u = 0$ "

Deslizamientos en arcillas de dureza media, tienen a menudo superficies de deslizamiento de forma circular en dos dimensiones (Skempton y Golder, 1948). Si el deslizamiento toma lugar rápidamente y no existe humedad, entonces la resistencia de la arcilla es constante y esta dada por la magnitud del esfuerzo cortante en condiciones no drenadas c_u con $\phi_u = 0$.

En la figura IV.3, un arco de circunferencia *HIJK* representa la superficie de deslizamiento en dos dimensiones. El primer paso en el análisis es determinar el momento actuante M_a tomando como punto de referencia el centro *O* del arco de circunferencia. Este incluye los momentos producidos por el peso propio *W*, por una sobrecarga en la cima del talud y por la presión que ejerce el agua sobre el talud. El material que se localiza inmediatamente arriba de la superficie de deslizamiento *HIJK*, requiere una resistencia al corte, c_{req} , a lo largo de toda la superficie de modo que se cumpla la condición $c_{req} \leq c_u$ para que exista un equilibrio al límite. El momento resistente producido por un elemento pequeño *IJ* de la superficie de deslizamiento, es entonces $R \times c_{req} \times d\theta$. El momento resistente total producido por el esfuerzo cortante a lo largo de *HIJK* es $M_r = c_{req} \times R^2 \theta$. En un equilibrio al

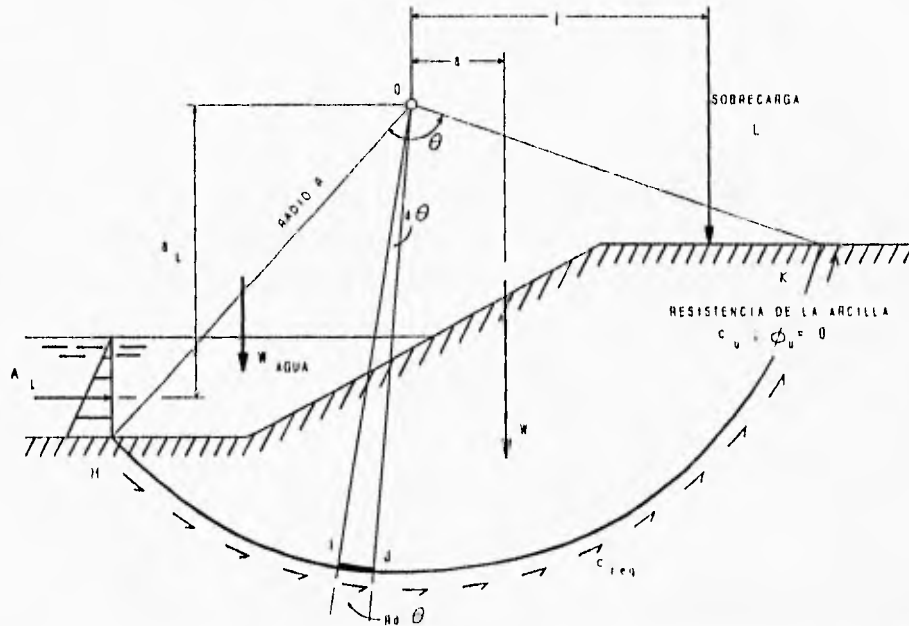


Figura IV.3 Superficie de deslizamiento circular. Análisis de " $\phi_u = 0^\circ$ ".

límite, la suma de momentos actuantes con resistentes debe ser cero, por lo tanto:

$$M_d = c_{req} R^2 \theta \dots\dots\dots (IV.7)$$

En este análisis, el factor de seguridad se define como:

$$F.S. = \frac{c_u}{c_{req}} \dots\dots\dots (IV.8)$$

La presencia de agua al pie del talud reduce el momento actuante M_d e incrementa el factor de seguridad. Obsérvese que los cambios en el nivel de agua afectan a largo plazo, la estabilidad del talud, debido a que las filtraciones y presiones de poro también se modifican.

IV.2.3 Método Sueco o de las dovelas

Como ya se ha dicho, bajo el nombre genérico de Método Sueco o de las dovelas se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a la falla por rotación, en los que se considera que la superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia.

La masa deslizante se divide utilizando planos verticales, obteniéndose así una serie

de dovelas. El equilibrio de cada dovela se analiza separadamente. La figura IV.4 muestra la superficie de deslizamiento circular con centro O y radio R . La presencia de agua a la izquierda y derecha de la sección producen momentos, tomando como referencia el centro O , $A_L a_L$ y $A_R a_R$, respectivamente. El método asume que es nula la resultante de las fuerzas Q_L y Q_R en IJ y KL respectivamente, debido a que son coincidentes, iguales y opuestas, y paralelas a la base de la porción JK . Descomponiendo la fuerza W , tenemos :

$$P = W \cos \alpha ; \quad T = W \sin \alpha \dots\dots\dots (IV.9)$$

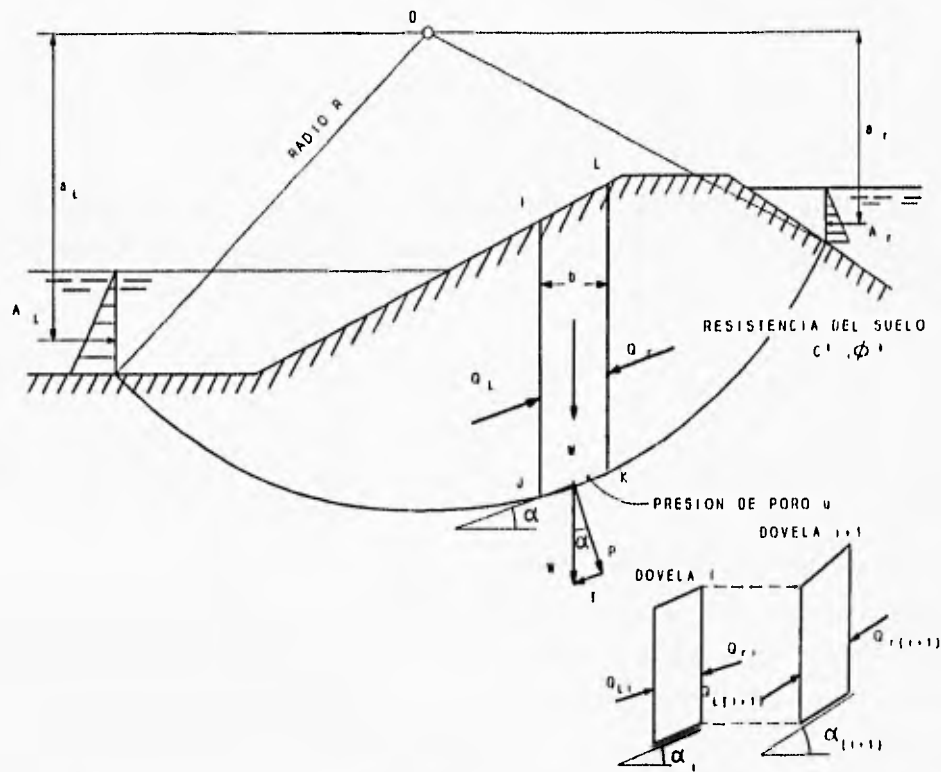


Figura IV. 4 Superficie de deslizamiento circular, Método Sueco.

Si la presión de poro promedio a lo largo de IJ es u , entonces la fuerza efectiva a lo largo de JK , que produce una resistencia friccionante, es:

$$P' = (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) \dots\dots\dots (IV.10)$$

Esta fuerza puede producir una resistencia al corte máxima cuando ocurre la falla, igual a:

$$S_{\max} = c' b \sec \alpha + (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) \tan \phi' \dots\dots (IV.11)$$

La suma de los momentos actuantes y resistentes para todas las dovelas son:

$$M_d = \sum [RW \sec \alpha] + A_r a_r - A_l a_l$$

$$M_{r_{\max}} = \sum R [c' b \sec \alpha + (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) \tan \phi'] \dots\dots (IV.12)$$

Por lo tanto el factor de seguridad para este caso se expresa como :

$$F.S. = \frac{\sum R [c' b \sec \alpha + (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) \tan \phi']}{\sum [RW \sec \alpha] + A_r a_r - A_l a_l} \dots\dots (IV.13)$$

Una alternativa define al factor de seguridad como la magnitud de la resistencia al esfuerzo cortante promedio a lo largo de JK, el cual puede ser movilizado por la fuerza P'. En este caso :

$$M_{r_{\text{mob}}} = \sum R \left[\frac{c'}{F} b \sec \alpha + (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) \frac{\tan \phi'}{F} \right] \dots\dots (IV.14)$$

y en el equilibrio al límite $M_{r_{\text{mob}}} = M_d$.

IV.2.4 Método de la cuña de deslizamiento

En este caso la superficie de deslizamiento no puede aproximarse a un círculo o línea en dos dimensiones. La superficie puede estar formada por secciones lineales y circulares, así como por espirales logarítmicas. Estas superficies de deslizamiento son comúnmente generadas por fallas de traslación. El fenómeno es particularmente frecuente cuando la inclinación del talud es similar a la inclinación del plano de falla. En la naturaleza, los planos débiles típicos son estratos delgados de arcilla muy deformable o de arena más o menos fina, sujeta a una subpresión que disminuya los esfuerzos efectivos y la resistencia al esfuerzo cortante del material.

La figura IV.5a muestra la sección transversal de un bordo correspondiente a un canal localizado en Yorkshire, Inglaterra (Ward, 1955). El terraplén está formado en la parte superior por arcilla erosionada de color café, en la parte baja hay una arcilla deformable de color azul que contiene un estrato delgado de turba (material orgánico). Se acepta que la masa de suelo movilizadora es la $ecfb$, la fuerza motora neta que tenderá a moverla es la diferencia entre P_x ,

empuje activo ejercido sobre la cara fb y P_p , empuje pasivo que se genera en la cara ec . Los valores de los empujes activo y pasivo P_A y P_p pueden calcularse ya sea por la teoría de Coulomb o por la de Rankine (ver por ejemplo: Juárez, B. R y Rico R. A. *Mecánica de Suelos*. Vol. 2. Cap. IV, 1967); conviene considerar horizontales los empujes, lo cual resulta sencillo y ligeramente dentro de la seguridad.

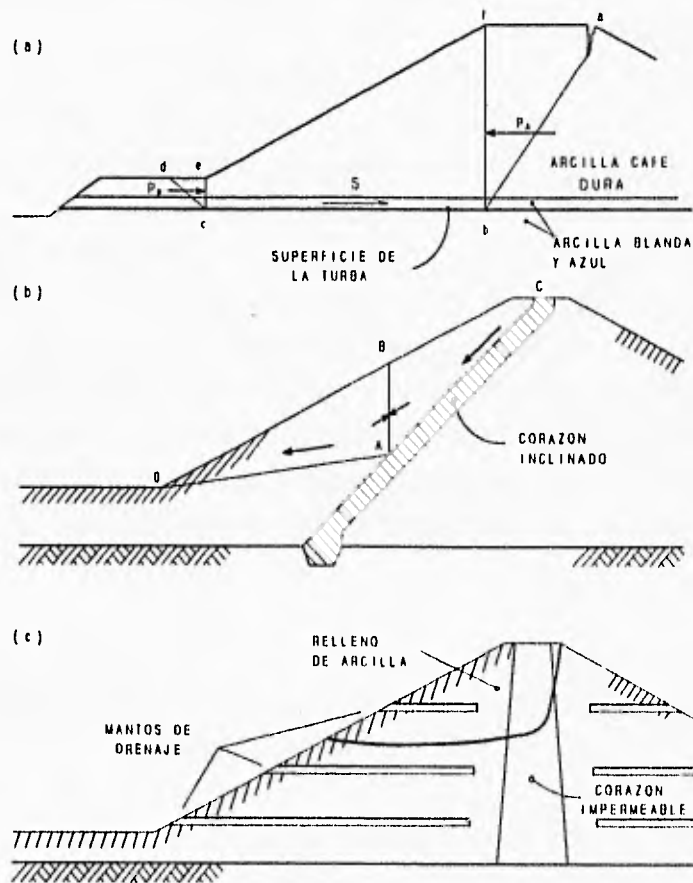


Figura IV.5 Ejemplos de superficies de falla no circulares.

La fuerza resistente en este caso, es la resistencia al esfuerzo cortante S que se desarrolle en la superficie cb del plano horizontal de la turba. Por lo tanto el factor de seguridad está dado por la expresión :

$$F.S. = \frac{(P_p + \text{fuerza result. en el plano horiz. que lim. a la turba})}{P_A} \quad (IV.15)$$

Si el suelo del estrato débil es de comportamiento puramente "cohesivo", el valor de la fuerza resistente es simplemente, la cohesión c del material por la distancia cb . Si el estrato débil es

arenoso y está sujeto a una subpresión que reduzca la presión normal efectiva correspondiente al peso de la masa $ecbf$ en una cantidad importante, la fuerza resistente deberá calcularse a partir de ese valor reducido de la resistencia, con la presión normal efectiva igual a la total menos la neutra.

En la figura IV.5b la estabilidad aguas arriba de una presa de tierra, con corazón impermeable inclinado, es analizada. En este caso la falla puede ser iniciada por el abatimiento del nivel de agua en el embalse, comúnmente llamado "descenso rápido". Cuando esto ocurre, el agua fluye dentro del cuerpo del talud hacia la parte baja, disminuyendo de esta forma la estabilidad. El factor de seguridad se obtiene suponiendo una inclinación razonable de la fuerza resultante a través de la superficie vertical AB , y además asumiendo el mismo factor de seguridad para las superficies de deslizamiento OA y AC .

Finalmente en la figura IV.5c se muestra la sección transversal de una presa que utiliza mantos de drenaje para el control de la presión de poro, la cual se reduce rápidamente en las regiones próximas a éstos, pero permanece relativamente alta en la parte media de las capas de arcilla. Al considerar el esfuerzo efectivo y total se observa que la resistencia en la parte media de las capas de arcilla, es menor que la resistencia en las proximidades de los mantos de drenaje. Por lo tanto, la falla tiende a presentarse en la parte media del corazón débil de arcilla, y en las regiones donde la presión de poro es alta, es decir, entre los mantos de drenaje.

IV.3 PLANTEAMIENTO GENERAL DEL EQUILIBRIO AL LIMITE EN EL METODO DE LAS DOVELAS.

La figura IV.6 muestra las fuerzas que actúan en una dovela típica sobre una superficie de falla y cuya estabilidad será examinada. Las fuerzas son:

1. el peso W de la dovela;
2. las fuerzas resultantes Q_L y Q_R con su respectiva inclinación respecto a la horizontal θ_L y θ_R , y las fuerzas correspondientes a la presión de poro U_L y U_R que actúan en los lados de la dovela;
3. la fuerza normal total P , la fuerza U correspondiente a la presión de poro u y la fuerza S_m que define a la resistencia al esfuerzo cortante en la base de la dovela.

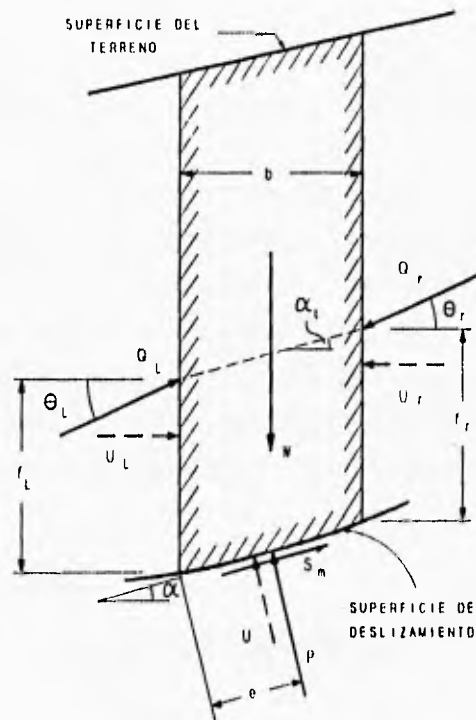


Figura IV.6 Fuerzas actuantes en una dovela.

Si la masa deslizante es dividida en n dovelas para el análisis, entonces para obtener la solución se deben conocer los siguientes valores :

Fuerzas

- n fuerzas normales P en las bases de las dovelas (la distribución de la presión de poro se considera conocida)
- $n - 1$ fuerzas internas resultantes Q en cada dovela (nuevamente la distribución de la presión de poro se considera conocida)
- $n - 1$ ángulos θ , definidos por la inclinación respecto a la horizontal de las fuerzas Q que a su vez son resultantes de las fuerzas cortante y normal en cada lado de las dovelas

$3n - 2$ Total

Momentos

- n distancias e localizando a las resultantes P en las bases de las dovelas
- $n - 1$ distancias f localizando a las resultantes Q en los lados de las dovelas

$2n - 1$ Total

Para cada dovela se cuenta con dos ecuaciones de equilibrio de fuerzas y una de equilibrio de momentos, dando un total de $(3n)$ ecuaciones con $(5n-3)$ incógnitas. El problema es estáticamente indeterminado a menos que se realicen $(2n-3)$ suposiciones. Una de éstas es que las dovelas sean lo bastante delgadas para que las fuerzas P actúen esencialmente en el punto medio de la base de cada dovela, eliminando las dimensiones de la incógnita e . Además se hacen $(n-1)$ suposiciones en cuanto a la inclinación θ de las fuerzas internas; dando un total de $(2n-1)$ suposiciones, las cuales son demasiadas, siendo únicamente necesarias $(2n-3)$ como se indicó al inicio de éste párrafo. Se debe recordar que la resistencia al esfuerzo cortante S_m (figura IV.6) es la fuerza requerida para el equilibrio de la dovela. Afortunadamente el FS no está fuertemente influenciada por los valores supuestos de θ , especialmente si se utilizan las ecuaciones de equilibrio de momentos (Fredlun y Krahan, 1977).

IV.4 FACTOR DE SEGURIDAD.

Se puede observar que el factor de seguridad calculado para cierto talud, varía según el método de análisis utilizado. Por ejemplo, el "método ordinario de las dovelas" proporciona comúnmente valores de un 10% a un 15% menores a los obtenidos con métodos más precisos y en algunos casos el error puede alcanzar hasta el 60%. (Lambe y Whitman, 1969).

Usando el análisis elástico para examinar la distribución de esfuerzos en un terraplén no colapsado, Bishop (1952) demostró que la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de una superficie de deslizamiento circular en un talud, no es la misma. Es importante apreciar que el factor de seguridad obtenido en un talud, es únicamente el valor promedio de todos los encontrados a lo largo de la superficie de deslizamiento.

El factor de seguridad FS obtenido de un análisis de estabilidad dado, asume que la constante $1/FS$ al afectar la resistencia al esfuerzo cortante, determina el esfuerzo cortante requerido en la superficie de deslizamiento para resistir el esfuerzo cortante producido por las cargas externas; esto es :

$$\begin{aligned} \tau_{req} &= c_u/FS \text{ en esfuerzos totales} \\ &= (c' + \sigma'_n \tan \phi')/FS \text{ en esfuerzos efectivos} \end{aligned} \quad (IV.16)$$

La expresión anterior supone que los componentes cohesivo y friccionante del esfuerzo cortante son movilizados en la misma proporción. Esto no es válido en taludes muy altos.

IV.5 PLANTEAMIENTO GENERAL DE LAS ECUACIONES DEL FACTOR DE SEGURIDAD.

La figura IV.7 muestra las fuerzas que tienen que ser determinadas para un problema general de estabilidad. La simbología se define al final del capítulo.

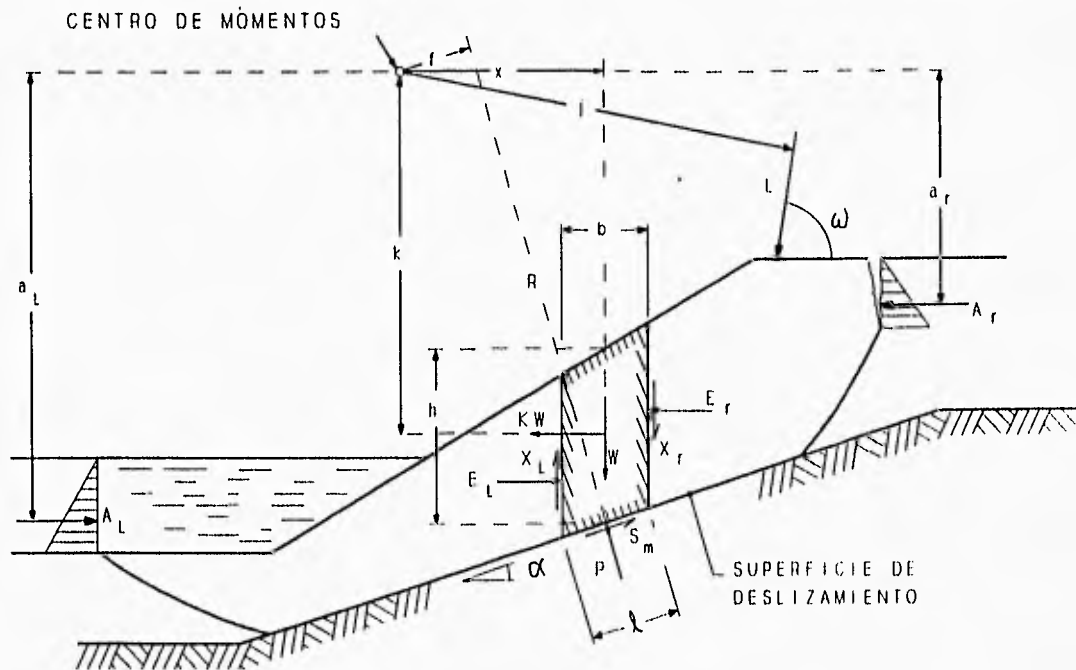


Figura IV.7 Parámetros generales usados en la estabilidad de un talud
(Fredlund y Krahan, 1977).

Como ya sabemos, para que el talud permanezca en equilibrio, la suma de fuerzas y de momentos debe ser igual a cero. En superficies de deslizamiento de forma circular, es conveniente tomar como referencia el centro del círculo de falla, para obtener la suma de momentos. La solución además determina el esfuerzo cortante motor necesario para mantener en equilibrio al talud a lo largo de la superficie de deslizamiento contemplada. En superficies no circulares, se toma como referencia para la suma de momentos un "centro imaginario", de modo que facilite las operaciones. La línea de carga representada por la letra L , tiene una inclinación ω con respecto a la horizontal y una distancia j al centro de momentos. Como el talud está parcialmente sumergido, se requiere conocer las fuerzas resultantes del agua A_L y A_r , correspondientes a la parte izquierda y derecha de la sección, así como sus respectivas distancias al centro de momentos a_L y a_r . También, se toma en cuenta el efecto de un sismo, el cual produce una aceleración horizontal representada por la fuerza KW que actúa en el

centroide de cada dovela, a una distancia k del centro de momentos.

Resolviendo en dirección vertical tenemos :

$$W - S_m \operatorname{sen} \alpha - P \operatorname{cos} \alpha - (X_L - X_R) = 0 \dots\dots\dots (\text{IV.17})$$

donde la resistencia al esfuerzo cortante S_m requerida para el equilibrio al límite es una proporción $1/FS$ de la resistencia al esfuerzo cortante disponible, y es también función de la fuerza normal efectiva $(P-ul)$:

$$S_m = l \times \tau_{req} = [c'l + (P-ul) \tan \phi'] / FS \dots\dots\dots (\text{IV.18})$$

sustituyendo (IV.18) en (IV.17) y despejando P tenemos :

$$P = [W - \frac{c'l \operatorname{sen} \alpha}{FS} + \frac{ul \tan \phi' \operatorname{sen} \alpha}{FS} - (X_L - X_R)] / m_\alpha \dots (\text{IV.19})$$

donde :

$$m_\alpha = (M \operatorname{cos} \alpha + \frac{\tan \phi' \operatorname{sen} \alpha}{FS}) \dots\dots\dots (\text{IV.20})$$

Si el talud completo es ahora considerado, la suma de todas las fuerzas horizontales debe ser cero, esto es :

$$\sum P \operatorname{sen} \alpha - \sum S_m \operatorname{cos} \alpha + \sum KW + \sum (E_r - E_L) + (A_r - A_L) + L \operatorname{cos} \omega = 0 \dots (\text{IV.21})$$

Las fuerzas internas de la dovela son :

$$\sum (E_r - E_L) = 0 \dots\dots\dots (\text{IV.22})$$

Sustituyendo S_m de la ecuación (IV.18), tenemos que el factor de seguridad basado en el equilibrio de fuerzas es :

$$FS_f = \frac{\sum [c'l \operatorname{cos} \alpha + (P-ul) \tan \phi' \operatorname{cos} \alpha]}{\sum P \operatorname{sen} \alpha + \sum KW + (A_r - A_L) + L \operatorname{cos} \omega} \dots\dots\dots (\text{IV.23})$$

Obsérvese que nuevamente se asume un factor de seguridad constante a lo largo de la superficie de deslizamiento, y que P es una función de FS (ecuación (IV.19)).

En un camino similar, en el equilibrio al límite, la suma de momentos con respecto al centro O , debe ser igual a cero :

$$\sum Wx + \sum Kwk - (A_L a_L - A_R a_R) + Lj - \sum Pf - \sum S_m R = 0 \quad \dots (IV.24)$$

(Para todo el talud, la suma de momentos de las fuerzas internas E y x es cero). Cuando sustituimos en S_m , el factor de seguridad basado en el equilibrio de momentos será :

$$F_m = \frac{\sum [c' lR + (P-ul)R \tan \phi']}{\sum Wx + \sum Kwk - (A_L a_L - A_R a_R) + Lj - \sum Pf} \quad \dots (IV.25)$$

Obsérvese que R es la única constante si la superficie de deslizamiento es circular, ya que P es función de FS (ecuación (IV.19)).

Se asume que la solución es la correcta cuando $FS_i = FS_m$. Todas las soluciones actuales excepto el "método ordinario de las dovelas" usan varias combinaciones en las ecuaciones (IV.19), (IV.23) y (IV.25).

Ambas expresiones del factor de seguridad (ecuaciones (IV.23) y (IV.25)), contienen a la fuerza P , y dependen de los valores supuestos de las fuerzas internas de la dovela ($X_L - X_R$). Esto refleja nuevamente que la solución es indeterminada. Las ecuaciones (IV.23) y (IV.25), deben resolverse por iteración, hasta que se obtenga una suficiente precisión aritmética. Es recomendable seguir la iteración hasta que $|(FS_{i+1} - FS_i) / FS_i| \leq 0.1\%$. Esto se consigue después de 5 ó 10 iteraciones, dependiendo del problema y el método de análisis usado. A continuación veremos los métodos de análisis más usados.

IV.5.1 Método simplificado de Bishop

Bishop (1955) hace la suposición de que las fuerzas cortantes internas de la dovela, X_L y X_R , pueden ser ignoradas y que las fuerzas resultantes Q_L y Q_R de la figura IV.7 pueden ser muy parecidas a las fuerzas horizontales E_L y E_R . El método es aplicado comúnmente a superficies de deslizamiento circulares, y la ecuación (IV.25) puede ser expresada en términos de equilibrio de momentos como sigue :

$$FS_m = \frac{1}{\sum WR \sin \alpha - (A_L a_L - A_r a_r) + KWK} \times \sum [R(c' + b + W(1 - r_u) \tan \phi')] \frac{\sec \alpha}{\left(1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{FS}\right)} \quad (\text{IV.26})$$

donde $r_u = u / \gamma H$.

Una expresión similar es usada cuando en el talud existe un Nivel freático.

La figura IV.8 muestra un ejemplo numérico del "método de Bishop simplificado" para un talud con pendiente 1:4, 12.8 m de altura, constituido por arcilla, $\phi' = 28^\circ$, $c' = 1.02 \text{ T/m}^2$, $\gamma_{\text{sat}} = 1.89 \text{ T/m}^3$ y $r_u = 0.45$.

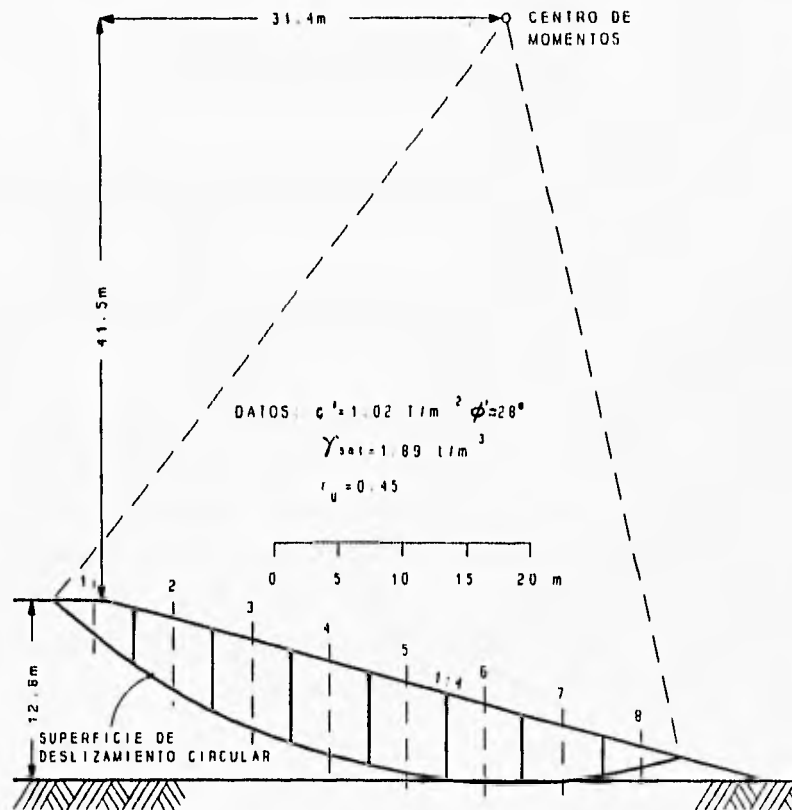


Figura IV.8 Análisis de un deslizamiento utilizando el método simplificado de Bishop.

La solución detallada usando la ecuación (IV.26) se muestra en la tabla IV.1. La altura h e inclinación α de cada dovela, se obtienen directamente de un dibujo de la sección a escala. En este ejemplo, el valor 2.00 se selecciona arbitrariamente. Los valores FS_m obtenidos de iteraciones sucesivas serán 1.84, 1.831 y 1.830. Se puede observar que el método es

Tabla IV.1 Cálculo del factor de seguridad usando el método de Bishop Simplificado.

		Talud 1 : 4, Altura 12.8 m. c=1.02 T/m ² , φ = 28°, γ _{sat} =1.89 T/m ³ , r _u =0.45							
Dovela :		1	2	3	4	5	6	7	8
b (m)		6.16	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16
h (m)		2.42	4.85	6.37	6.67	6.67	5.46	3.94	1.52
W (Ton)		28.11	56.34	74.00	77.48	77.48	63.43	45.77	17.66
α (en grados)		36.20	28.50	21.50	14.80	8.30	1.80	-4.40	-10.80
W sen α		16.603	26.884	27.121	19.793	11.185	1.992	-3.511	-3.309
c' x b	(2)	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
W(1-r _u)tanφ'	(3)	8.22	16.48	21.84	22.66	22.66	18.55	13.38	5.16
(2)+(3)	(4)	14.50	22.76	27.92	28.94	28.94	24.83	19.66	11.44
				1ª Iteración - Suponemos FS ₁ =2.00					
	(5)	1.037	0.994	0.973	0.966	0.973	0.992	1.024	1.072
	(4) x (5)	15.042	22.627	27.163	27.967	28.153	24.634	20.134	12.272
									177.993
									FS ₂ =177.993 / 96.758 = 1.84
	(6)	1.023	0.984	0.965	0.961	0.970	0.991	1.026	1.077
	(4) x (6)	14.832	22.381	26.940	27.808	28.062	24.617	20.171	12.329
									177.140
									FS ₃ =177.140 / 96.75 = 1.831
	(7)	1.022	0.983	0.964	0.961	0.970	0.991	1.026	1.078
	(4) x (7)	14.819	22.367	26.927	27.798	28.056	24.616	20.173	12.333
									177.089
									FS ₄ =177.089 / 96.758 = 1.830

aritméticamente simple, pero muy tedioso.

El método riguroso de Bishop (Bishop, 1955), introduce un procedimiento numérico adicional que permite conocer las fuerzas cortantes X_L y X_r dentro de la dovela. Desde entonces a X_L y a X_r se les conoce como fuerzas internas, la $\Sigma(X_L - X_r)$ debe ser igual a cero para toda la sección.

IV.5.2 Método simplificado de Jambu

Jambu (1956) propuso un análisis relativamente simple aplicable a superficies de falla en general. No contempla a las fuerzas internas de la ecuación (IV.19), y expresa horizontalmente el equilibrio de fuerzas (ec. IV.23) como :

$$FS_0 = \frac{\Sigma[c'l \cos\alpha + (P-ul) \tan\phi' \cos\alpha]}{\Sigma P \operatorname{sen}\alpha + \Sigma KW - (A_L - A_r) + L \cos\omega} \dots\dots\dots (IV.27)$$

La solución simplificada puede ser mejorada introduciendo un factor de corrección para tomar el valor de la fuerza cortante interna exactamente, de modo que :

$$FS_f = f_0 \times FS_0 \dots\dots\dots (IV.28)$$

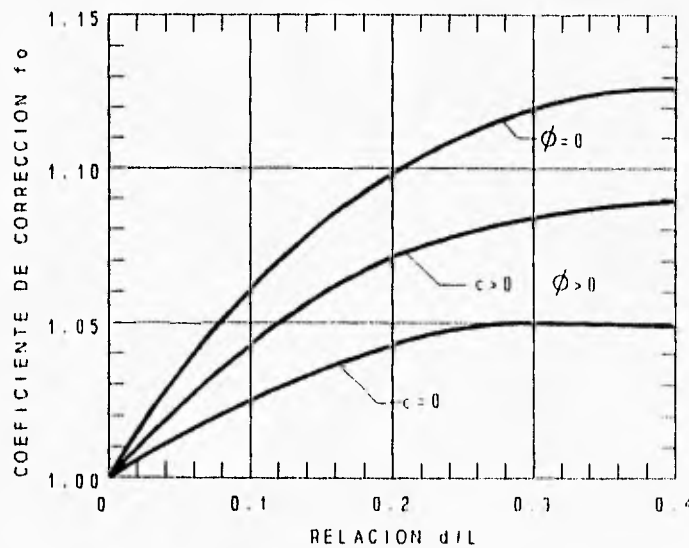


Figura IV.9 Factor de corrección f_0 , usado en el método de Jambu simplificado (Fredlund, 1974).

El factor f_0 es mostrado en la figura IV.9, éste depende de la cohesión y del ángulo de fricción interna del material; y de la geometría de la superficie de deslizamiento definida por la relación d/L , donde d es la profundidad máxima de la dovela y L es la distancia inclinada entre los extremos de la superficie de deslizamiento.

IV.5.3 Método riguroso de Jambu

A diferencia del método simplificado de Jambu, éste toma en cuenta en su análisis, a las fuerzas cortantes internas X_L y X_r , además determina aquellos puntos donde se intersectan las fuerzas resultantes internas Q_L y Q_r , con los lados de la dovela. Al unir los puntos antes mencionados se obtiene la llamada "Línea de Empuje". Para obtener los valores de P y de FS , se utilizan las ecuaciones (IV.19) y (IV.23), respectivamente. Iniciamos los cálculos determinando el valor de FS_0 (ecuación IV.27). Después procedemos a evaluar las fuerzas internas trabajando sucesivamente, por ejemplo, de derecha a izquierda de la sección transversal. Esto se hace tomando momentos en el centro de la base de la dovela en turno, y eliminando varios términos en las expresiones resultantes, haciendo el ancho b de la dovela pequeño. Si hacemos lo anterior, la fuerza cortante X_L es igual a :

$$X_L = E_L \tan \alpha_t - \frac{(E_L - E_r) f_L}{b} + \frac{KW}{b} \cdot \frac{h}{2} \dots \dots \dots (IV.29)$$

donde f_L , f_r y α_t determinan la inclinación y posición de la línea de empuje (fig. IV.6). La fuerzas horizontales internas, requeridas en la ecuación (IV.29), también se determinan trabajando sucesivamente de derecha a izquierda haciendo la sumatoria de las ecuaciones de equilibrio, en dirección horizontal y vertical de la dovela en turno.

$$(E_L - E_r) = [W - (X_L - X_r)] \tan \alpha - \frac{S_m}{\cos \alpha} + KW \dots \dots \dots (IV.30)$$

Así, trabajando de derecha a izquierda en la sección, y usando las ecuaciones (IV.29) y (IV.30), se puede desarrollar una distribución de las fuerzas internas para la posición de la línea de empuje suponiendo valores de f_L en la ecuación (IV.29). Observe que las fuerzas internas también dependen del valor S_m en la ecuación (IV.30), el cual se calcula usando la ecuación (IV.18). La solución se obtiene a base de iteraciones. En una iteración dada, el valor FS_i (obtenido de la ecuación (IV.23)), depende del factor de seguridad obtenido en la iteración previa. El cálculo continúa hasta que el valor de FS_i y la posición de la línea de empuje sean encontrados. Para las dovelas localizadas en los extremos del deslizamiento, donde las grietas

en la superficie del terreno puedan afectar los resultados, la línea de empuje estará situada entre el la mitad y el primer tercio de los lados de las dovelas.

IV.5.4 Método de Spencer

Este método (Spencer, 1967), asume que la inclinación θ de las resultantes de las fuerzas internas, Q , son constantes; esto es :

$$\tan\theta = \frac{X_L}{E_L} = \frac{X_r}{E_r} = \text{constante para todas las dovelas} \dots (IV.31)$$

y el término $(X_L - X_r)$ de la ecuación (IV.19) puede ser nuevamente escrito como :

$$(X_L - X_r) = (E_L - E_r) \tan\theta \dots\dots\dots (IV.32)$$

Como el valor de θ se desconoce al inicio del cálculo, el método de Spencer resuelve la ec. (IV.23) para FS_r y la ec. (IV.25) para FS_m , iterando con valores supuestos de θ . El valor final de θ se obtiene cuando $FS_r = FS_m$. La figura IV.10 muestra los resultados obtenidos en un talud homogéneo 1:2, 30.5 m de altura , constituido por arcilla con $c'=1.22 \text{ T/m}^2$, $\phi'=40^\circ$, $\gamma_{sat}=2.04 \text{ T/m}^3$, y $r_u=0.5$. La solución es $\theta=22.5^\circ$ y F.S.=1.07, en el momento en que $FS_r = FS_m$.

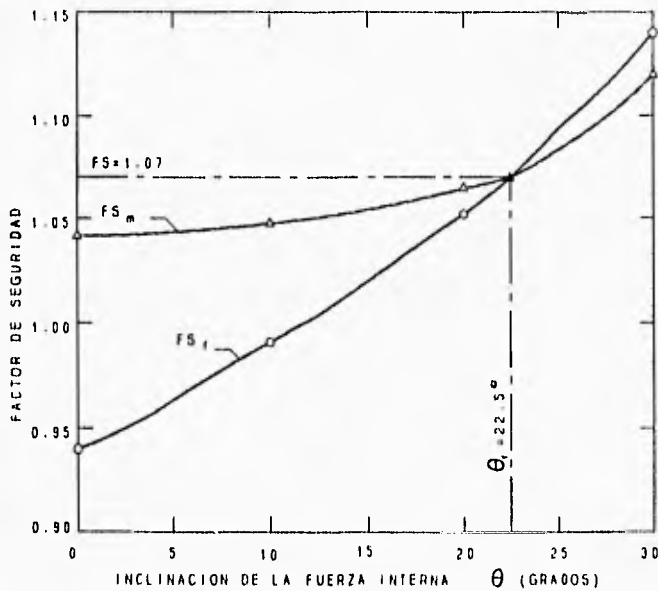
En la figura IV.10 se observa que FS_r varía más rápido que FS_m . Es decir, FS_r varía de 0.94 a 1.14 en el eje del Factor de Seguridad en un intervalo de 0° - 30° , mientras que FS_m únicamente cambia de 1.04 a 1.12 en el mismo intervalo.

IV.5.5 Método de Morgenstern - Price

En lugar de asumir inclinaciones constantes para las fuerzas internas como en los métodos anteriores, la solución propuesta por Morgenstern y Price (1965) supone que los valores de θ varían sistemáticamente a través de la masa deslizando. La relación puede expresarse como:

$$\tan\theta = \frac{X}{E} = \lambda f(x) \dots\dots\dots (IV.33)$$

donde λ es un factor de escala que será evaluado después de obtener el factor de seguridad y $f(x)$ es una función arbitraria referente a la distribución de las fuerzas internas. Para cada solución es necesario examinar el estado de esfuerzos en la masa deslizando y garantizar que la selección de la función $f(x)$ sea la adecuada. Se pueden mencionar dos casos, cuando



PROPIEDADES DEL SUELO :

$$c' = 1.22 \text{ T/m}^2, \quad \phi' = 40^\circ$$

$$\gamma = 2.04 \text{ T/m}^3, \quad r_u = 0.5$$

GEOMETRIA :

$$\beta = 26.5^\circ, \quad H = 30.5 \text{ m.}$$

Figura IV.10 Valores de FS_f y FS_m obtenidos por el método de Spencer.

$f(x)=0$, la solución es la misma a la obtenida por el método simplificado de Bishop; y cuando $f(x)=\text{constante}$, la solución es igual a la obtenida por el método de Spencer. La figura IV.11 muestra varias funciones $f(x)$ que utiliza el método de Morgenstern-Price. La figura IV.12 muestra el procedimiento propuesto por Fredlund y Krahn (1977) que difiere del método original de Morgenstern-Price. La ecuación de equilibrio de fuerzas (ec. IV.23) y la ecuación de equilibrio de momentos (ec. IV.25) se usan de forma similar a los métodos de Bishop, Spencer y Jambu, ya descritos. Las fuerzas cortantes internas se obtienen usando las ecuaciones (IV.29) y (IV.30). En la primera iteración, las fuerzas cortantes internas verticales son iguales a cero. En las siguientes iteraciones, las fuerzas cortantes internas horizontales son calculadas usando la ecuación (IV.30), entonces las fuerzas cortantes internas verticales se calculan suponiendo un valor de λ y una función $f(x)$; esto es :

$$X_L = E_L \lambda f(x) \dots \dots \dots (IV.34)$$

En esta etapa, se debe asumir la función $f(x)$ en base al sentido común y experiencia, se debe pronosticar como varía la inclinación de la fuerza interna en la masa deslizante. Las fuerzas laterales son nuevamente calculadas en cada iteración, y el procedimiento continúa hasta que se obtenga la suficiente precisión en los valores de FS_f y FS_m . Los cálculos son

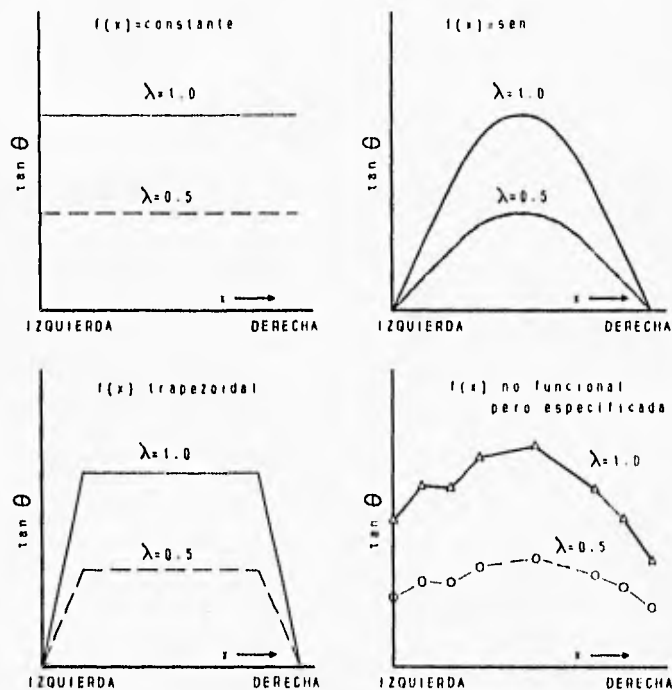
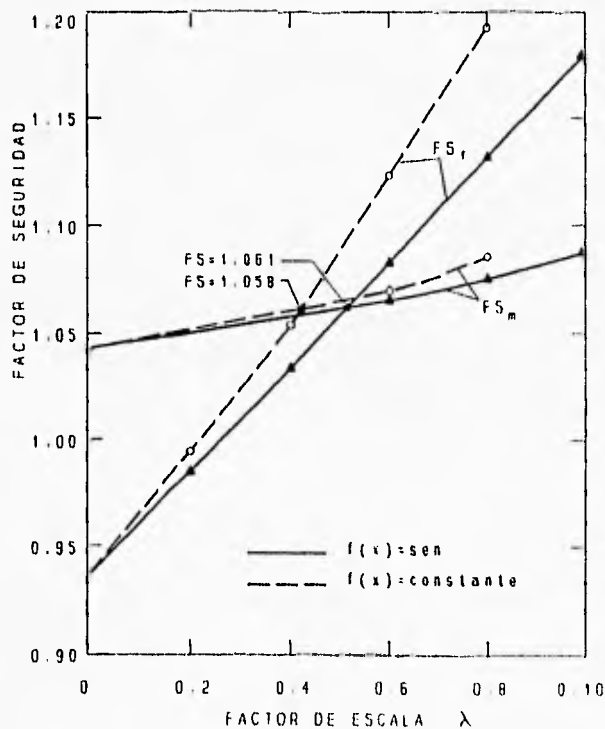


Figura IV.11 Distribuciones de la inclinación de las fuerzas internas usadas en el método de Morgenstern-Price.



PROPIEDADES DEL SUELO :

$$c' = 1.22 \text{ T/m}^2, \quad \phi' = 40^\circ$$

$$\gamma = 2.04 \text{ T/m}^3, \quad r_u = 0.5$$

GEOMETRIA :

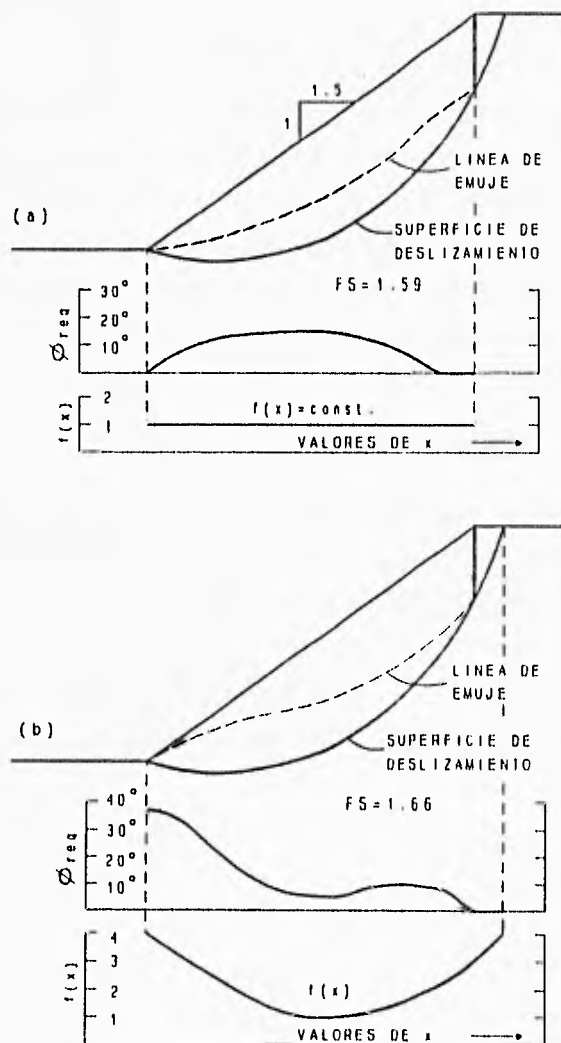
$$\beta = 26.5^\circ, \quad H = 30.5 \text{ m.}$$

Figura IV.12 Valores de FS_p , FS_m y λ tomando en cuenta dos distribuciones $f(x)$.

repetidos usando la misma $f(x)$ pero con diferentes valores del factor de corrección λ (figura IV.12). Los factores de seguridad se determinan de forma similar al método de Spencer, es decir cuando $FS_f = FS_m$.

Algunas funciones $f(x)$ puede ocasionar que la línea de empuje se encuentre fuera de la masa deslizando, mientras que en otras se observa que los valores de las fuerzas internas cortantes exceden la resistencia al esfuerzo cortante disponible, ambos resultados no se consideran razonables (Whitman y Bailey, 1967).

Para saber si una solución es razonable o no, se propone el siguiente ejemplo que se ilustra en la figura (IV.13).



PROPIEDADES DEL SUELO :

$$c' = 0.44 \text{ T/m}^2, \quad \phi' = 32^\circ$$

$$\gamma = 2.00 \text{ T/m}^3, \quad r_u = 0$$

GEOMETRIA :

$$\beta = 33.7^\circ, \quad H = 6.1 \text{ m.}$$

Figura IV.13 Variación de la línea de empuje con una distribución $f(x)$ de la inclinación de la fuerza interna (Whitman y Baley, 1967).

En el primer esquema (fig. IV.13(a)), la función $f(x)$ es constante. La línea de empuje está situada dentro de la masa deslizante, y el ángulo de fricción interna requerido en los lados de las dovelas, se expresa como :

$$\phi_{req} = \text{ang} \tan \left(X - \frac{c'h}{E} \right) \dots\dots\dots (IV.35)$$

el cual es notablemente menor al ángulo de fricción interna ϕ' del suelo. El factor de seguridad calculado es igual a 1.59. En la figura (IV.13(b)), la solución no es razonable. Esto se debe a que la línea de empuje se aproxima a la superficie del terreno en la parte del pie y de la cresta del talud, lo cual implica esfuerzos de tensión en los lados de las dovelas próximas a estos sitios. También, en la parte cercana al pie del talud, se observa que $\phi_{req} > \phi'$. El factor de seguridad calculado vale 1.66. Para este ejemplo se supusieron varias funciones $f(x)$ obteniéndose, por lo tanto, varias soluciones; se puede concluir que los valores del factor de seguridad deben encontrarse dentro del rango de 1.58 a 1.62 para que la solución sea razonable, mientras que los valores de F.S. fuera de éste rango, son deficientes.

Para saber si la distribución de las fuerzas cortantes internas adoptada, es correcta o no; los valores calculados del F.S., deben variar muy poco, uno con respecto a otro.

Generalmente la mayoría de los problemas donde la superficie de deslizamiento es de forma circular, se resuelven usando el método de Bishop, y para superficies de deslizamiento no circulares el análisis se realiza usando el método de Morgenstern-Price.

La exactitud de la solución depende en gran medida, de la elección apropiada de las propiedades mecánicas del suelo y de la presión de poro; más que del método de análisis adoptado.

IV.6 OTROS METODOS DE ANALISIS.

IV.6.1 La solución de Taylor (1948)

Para los cálculos en taludes homogéneos en cuanto a resistencia y peso específico usando el método del círculo de fricción, Taylor (1948) observó que en un talud en suelo de comportamiento cohesivo, la estabilidad disminuye si :

1. la altura del talud H aumenta
2. el peso volumétrico del material γ se incrementa
3. la cohesión disminuye

También introdujo el llamado "número de estabilidad", N_e , que se puede expresar como $\gamma H/c$ o $c/\gamma H$, con el que se pueden obtener resultados para diferentes alturas, pesos volumétricos y valores de la cohesión; los cuales serán combinados en una sola gráfica. Con ambas expresiones del número de estabilidad se obtienen los mismos resultados, pero se debe tener cuidado en usar la expresión con la gráfica correspondiente.

Tres particulares mecanismos de falla pueden ser identificados :

Falla del cuerpo del talud. Se presenta cuando la altura H , es relativamente grande comparada con la resistencia al esfuerzo cortante no drenada, la parte baja del deslizamiento emerge de la cara del talud.

Falla al pie del talud. Cuando la inclinación $\beta \geq 53^\circ$, la superficie de falla más crítica siempre emerge al pie del talud.

Falla en la base del talud. Se presenta cuando la inclinación $\beta < 53^\circ$, la superficie de falla más crítica es de origen profundo y se extiende hasta el estrato resistente

a) Talud cohesivo y terreno de cimentación homogéneo en suelos de comportamiento cohesivo

Taylor obtuvo una gráfica relacionando los valores del ángulo del talud, β , con los números de estabilidad obtenidos para ellos, $c/\gamma H$; así determinó el primer tramo curvo de la gráfica superior de la figura IV.14, que corresponde a los círculos de falla por el pié del talud. Se ha visto que el número de estabilidad para los círculos más críticos posibles que corresponden a la falla de base es 0.182; este valor define el tramo recto de la misma gráfica en la misma figura. En la intersección de los tramos recto y curvo, $\beta=53^\circ$. En éste caso el factor de seguridad se determina por la expresión (IV.36). Donde F.S. es el factor de seguridad del talud analizado, que no es un verdadero factor de seguridad, ya que para serlo necesita ser el mínimo. Este se obtiene cuando el círculo de falla es el más crítico posible.

$$F.S. = \frac{c}{Ne \gamma_m H} \dots \dots \dots (IV.36)$$

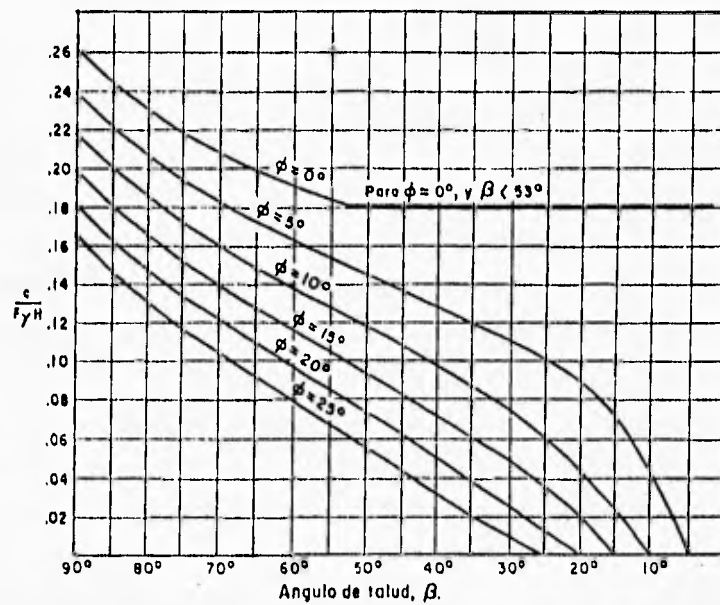


Figura IV.14 Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad para el caso a)

b) Talud en suelo de comportamiento cohesivo $\phi_u=0$, homogéneo y limitado por un estrato horizontal más resistente que el suelo en que se tiene el talud

La figura IV.15 presenta los resultados de Taylor para $\phi_u=0$ y muestra los valores del número de estabilidad $\gamma H/c_{req}$, en un talud cuya inclinación es β y que además está limitado por un estrato horizontal resistente a una profundidad d . El factor de seguridad en taludes cohesivos y no drenados está dado la relación que existe entre el esfuerzo cortante disponible c_u y la resistencia al esfuerzo cortante requerida c_{req} ; esto es :

$$F.S. = \frac{c_u}{c_{req}} \dots \dots \dots (IV.37)$$

La solución asume que no existe una superficie libre de agua al pie del talud, sobrecarga y grietas de tensión; y que la superficie de falla es circular.

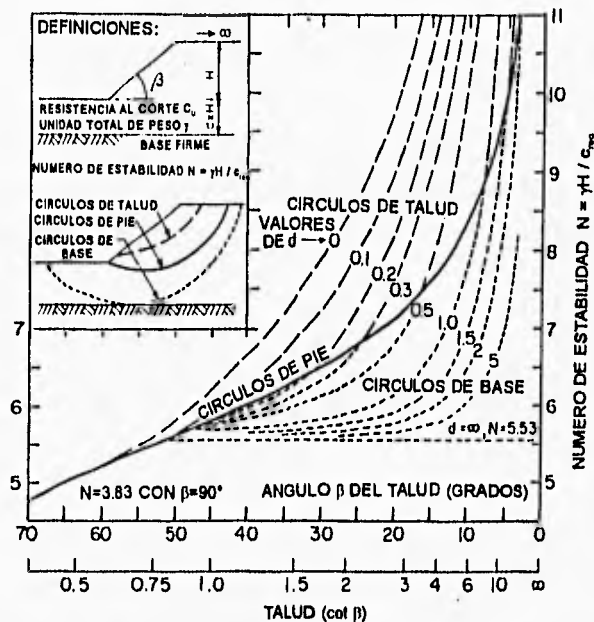


Figura IV.15 Gráfica para el análisis de estabilidad con $\phi_u=0$, en taludes homogéneos de arcilla.

Ejemplo :

Se está realizando un corte temporal en un depósito de 15 m de espesor, formado por arcilla de dureza media, donde $c_u=4.59 \text{ T/m}^2$, $\gamma_{sat}=1.94 \text{ T/m}^3$. La profundidad del corte es de 10m y la inclinación del talud $\beta=35^\circ$. Determinar el factor de seguridad.

Solución:

De la figura IV.15 observamos que:

$$H + (H \times d) = 15\text{m}$$

despejando d de la expresión anterior tenemos:

$$d = (15 - H) / H = (15 - 10) / 10 = 0.5\text{m}$$

de la figura IV.15 observamos que para $\beta=35^\circ$ y $d=0.5$, $\gamma H / c_{req} = 5.9 \therefore$

$$c_{req} = \gamma H / 5.9 = 1.94 \times 10 / 5.9 = 3.29 \text{ T/m}^2$$

sustituyendo $c_u=4.59 \text{ T/m}^2$ (dato) y c_{req} en la ecuación IV.37 tenemos:

$$F.S. = c_u / c_{req} = 4.59 / 3.29 = \underline{1.40}$$

c) Taludes en suelos homogéneos con resistencia cohesiva y friccionante

En la figura IV.16 Taylor obtuvo las curvas que relacionan el ángulo del talud, β , con el número de estabilidad, N_e , en función del ángulo de fricción interna del suelo, ϕ , en círculos críticos correspondientes a la falla por el pie del talud.

Las gráficas son de uso muy simple: entrando con un valor de β de proyecto, que se desea verificar y el valor de ϕ , obtenido de las pruebas de laboratorio, se obtiene un valor de N_e correspondiente; según la definición del número de estabilidad usada por Taylor, puede escribirse :

$$F.S. = \frac{N_e c}{\gamma_m H} \dots\dots\dots (IV.38)$$

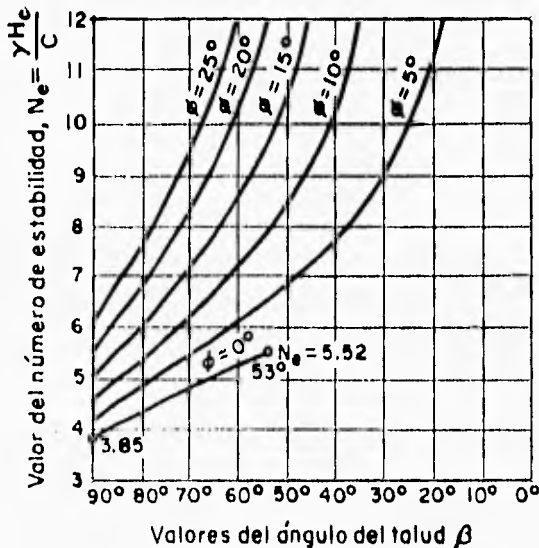


Figura IV.16 Gráfica de Taylor para determinar el número de estabilidad de un talud, $\phi \neq 0$, $c \neq 0$.

Donde F.S. es el factor de seguridad del talud analizado en términos de la cohesión, que como ya se discutió en a), no es un verdadero factor de seguridad. Así pues la figura IV.16 proporciona sólo una primera aproximación al problema de la estabilidad en círculos por el pie del talud; además será preciso estudiar la posibilidad de falla de base para llegar al círculo más crítico posible.

IV.6.2 Trabajos de Jambu para análisis de taludes homogéneos en suelos con cohesión y fricción

Para taludes simples y homogéneos Jambu expresa el factor de seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud por la ecuación (IV.38). Donde N_e puede obtenerse de la figura IV.17, a condición de conocer el valor del parámetro $\lambda_{c\phi}$, el cual puede calcularse con la expresión :

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H}{C} \tan \phi \dots \dots \dots (IV.39)$$

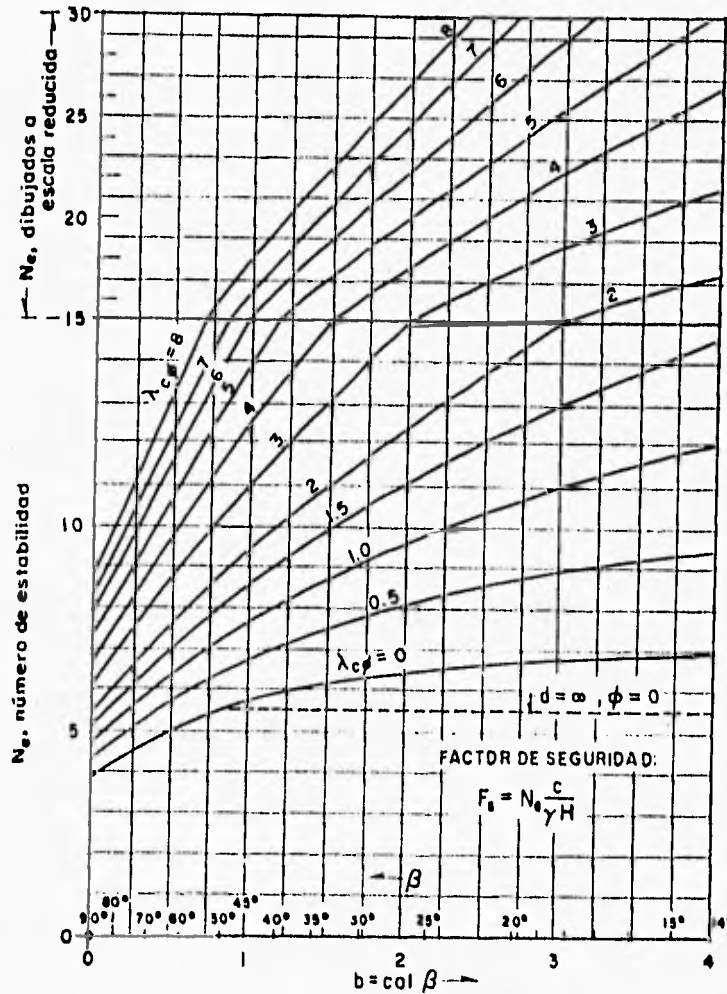


Figura IV.17 Números de estabilidad asociados a círculos críticos por el pie del talud, según N. Jambu.

También proporciona (figura IV.18), los parámetros x_0 y y_0 que definen la posición de los centros de los círculos críticos de pie del talud por medio de las relaciones :

$$\begin{aligned} x &= x_0 H \\ y &= y_0 H \end{aligned} \dots\dots\dots (IV.40)$$

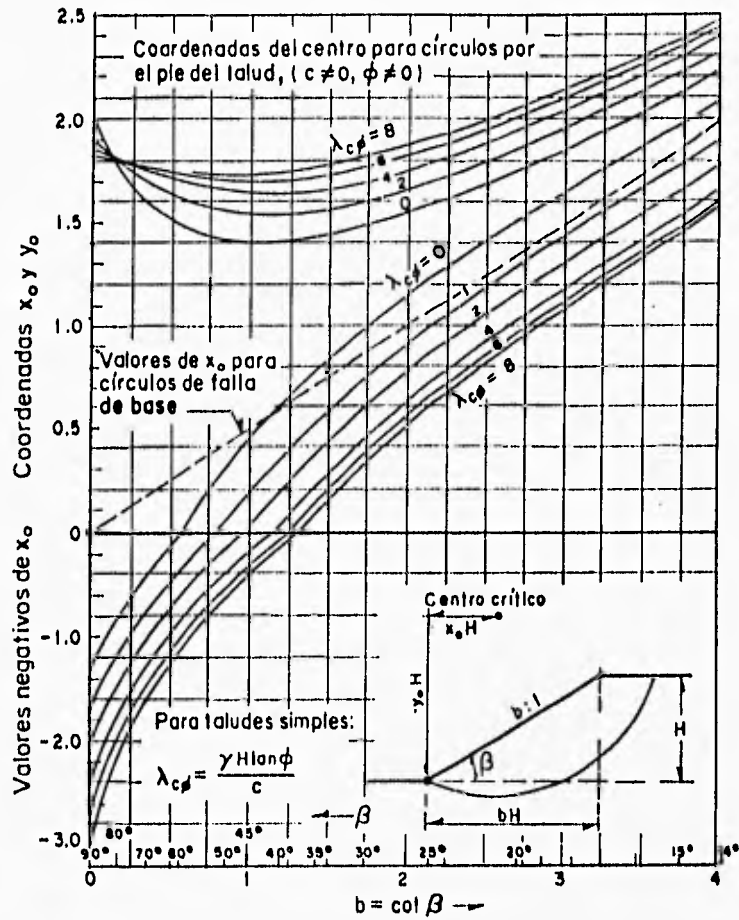


Figura IV.18 Coordenadas de los centros de círculos críticos por el pie del talud, según N. Jambu

Por último, en la figura IV.19 se da una gráfica en la que se puede observar qué fracción del factor de seguridad total asociado a un círculo dado se refiere a la "cohesión" del suelo y cual a la "fricción" del mismo.

Cabe mencionar que las gráficas y fórmulas anteriores se refieren solamente a taludes en que no hay presiones neutrales de agua en el interior del suelo.

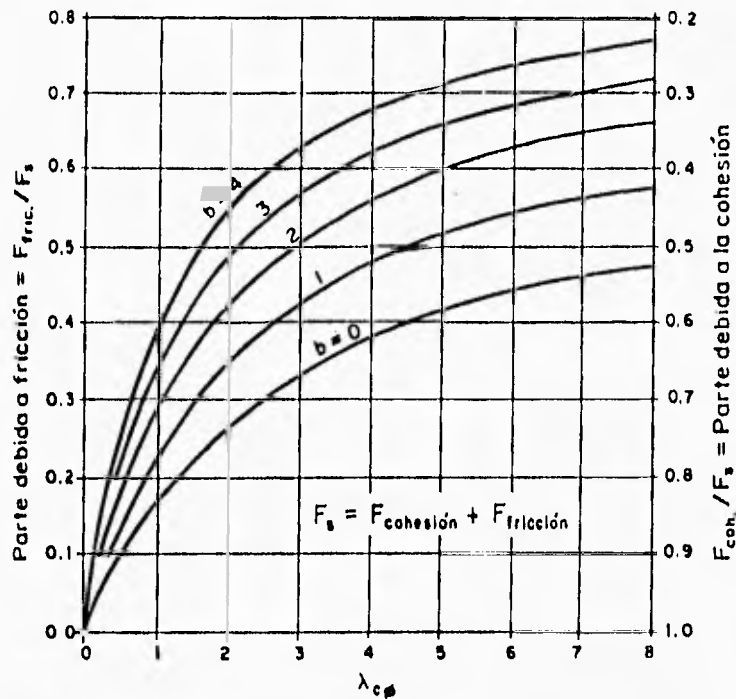


Figura IV.19 Contribución de la "fricción" y la "cohesión" al factor de seguridad, según N. Jambu.

IV.6.3 Bishop y Morgenstern (1960)

Siguiendo con la presentación del método de análisis semi-riguroso realizado por Bishop en 1955, Little y Price (1958) desarrollaron la aplicación y operación de éste método, y el diseño de gráficas fue realizado por el propio Bishop y Morgenstern (1960) para el análisis de taludes homogéneos mediante los esfuerzos efectivos. La cohesión efectiva c' , el peso volumétrico saturado γ_{sat} y la altura H se combinan dentro de un coeficiente de estabilidad $c'/\gamma H$. Las presiones de poro son manejadas por la asignación de valores constantes de $r_u = c'/\gamma H$ para el suelo del talud. Cuando las presiones de poro son muy altas, el esfuerzo efectivo es pequeño, la resistencia al esfuerzo cortante disminuye, y por lo tanto se obtiene un factor de seguridad bajo. Bishop y Morgenstern expresaron al factor de seguridad como :

$$F.S. = m - nr_u \dots \dots \dots (IV.41)$$

donde m y n son coeficientes adimensionales que dependen de $c'/\gamma H$, ϕ' y D .

La figura IV.20 muestra un ejemplo de una gráfica diseñada por los autores únicamente para $D=1.25$ y $c'/\gamma H=0.05$ (observe que la profundidad del estrato duro a la punta del talud se define en forma diferente a la figura IV.15). El coeficiente r_{uo} de la figura permite hacer una estimación aproximada de la profundidad del círculo de falla. Si el valor de r_{uo} leído de cualquier juego de curvas, es menor que r_u , el círculo crítico es de origen profundo.

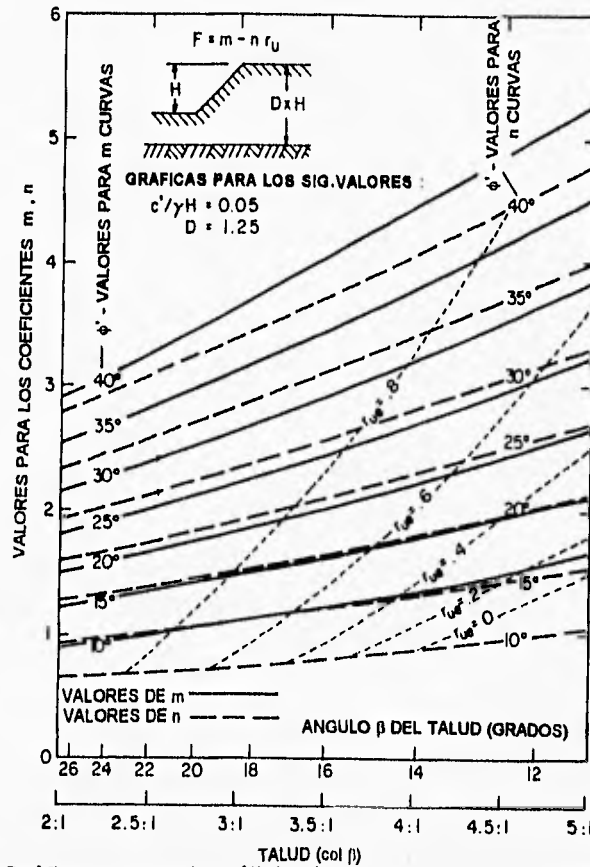


Figura IV.20 Gráficas para el análisis de un talud compuesto de arcilla y homogéneo, diseñadas por Bishop y Morgenstern (1960).

Ejemplo :

Se requiere estimar el factor de seguridad para un talud de 21.5 m de altura, con una inclinación 2.5:1. Las propiedades mecánicas del suelo son $c'=2.04 \text{ T/m}^2$, $\phi'=30^\circ$, $\gamma_{sat}=1.89 \text{ T/m}^3$ y $r_u=0.45$; y la profundidad del pie del talud al estrato resistente es de 5.4 m.

Solución :

$$c'/\gamma H = 2.04/(1.89 \times 21.5) = 0.05 \text{ T/m}^2$$

$$D \times H = 21.5 + 5.4 = 26.9 \text{ m}$$

despejando D tenemos:

$$D = 26.9 / 21.5 = 1.25$$

de la figura IV.20, para $\beta = 21.8^\circ$ y $\phi' = 30^\circ$, obtenemos $m = 2.38$ y $n = 2.12$. Sustituyendo m, n y r_u en la ecuación IV.41 se tiene :

$$FS = 2.38 - (2.12 \times 0.45) = 1.43$$

r_{uo} es mayor que r_u , por lo tanto la solución es correcta.

IV.7 RECOMENDACIONES PARA FIJAR LAS INCLINACIONES, SIN CALCULO ALGUNO, DE LOS CORTES EN LAS VIAS TERRESTRES.

En el caso de los cortes en las vías terrestres, un porcentaje quizá elevado de éstos, han de proyectarse con base en el criterio del ingeniero responsable auxiliado, cuando más, por el comportamiento de estructuras similares en la misma zona (cuando las hay), por las condiciones de las laderas naturales en la región y por los estudios someros exploratorios que se puedan haber hecho dentro del marco general del estudio geotécnico de la vía terrestre.

Como es natural, la experiencia precedente constituye una valiosísima ayuda en la tarea de fijar la inclinación recomendable para que el corte sea estable.

La tabla IV.2 (Rico y Del Castillo, 1992) es un sumario completo de recomendaciones de inclinación para cortes practicados en muy diversos materiales, incluyendo muchos tipos de rocas además de los suelos, que resume la experiencia del Departamento de Geotécnica de la Secretaría de Obras Públicas de México. Poco éxito aguardará al ingeniero que aplique ésta información en forma ciega; más bien se deberá ver como un marco general de referencia o, aún más simplemente, como la opinión personal de otros ingenieros que han afrontado antes los mismos problemas. Por la elaboración de esta tabla merecen crédito especial los ingenieros Raúl V. Orozco Santoyo, Santiago Barragán Avarte y Juan M. Orozco y Orozco.

Tabla IV.2 Taludes recomendados en cortes.

TIPO DE MATERIAL.	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Granito sano y masivo.					Descopetar a 1/2:1 la parte intemperizada si la hay.
Granito sano fisurado en bloques.					Amacizar taludes según la disposición de los bloques.
Granito exfoliado, grandes bloques empaquetados en arena.					No se considera recomendable la construcción de berma en el cambio de talud.
Granito exfoliado, grandes bloques empaquetados en arcilla arenosa.					Se recomienda construir banqueta con el objeto de recibir en ella los pequeños desprendimientos que normalmente se presentan.
Granito totalmente intemperizado (sucuroguay).					Si el producto de la intemperización del granito es arena fina, limosa o arcillosa, se recomienda proyectar banqueta de 1 m para cortes hasta de 15 m y de 3 m para cortes mayores.
Dioritas.	Se recomienda tomar en cuenta las mismas observaciones que se hacen para los granitos, dependiendo del grado de intemperismo de la roca.				
Andesita fisurada, sin alteración.					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de fisuramiento.
Andesita fracturada y poco alterada.					Se puede construir berma de 4 m al cambiar talud si la parte inferior del corte no contiene arcilla en las fracturas y éstas están cerradas.
Andesita fracturada y alterada.					Se recomienda descopetar con talud 1:1 la parte superficial más alterada. Si existe flujo de agua deberá proyectarse un subdrenaje adecuado.

Tabla IV.2.1 Continuación.

TIPO DE MATERIAL.	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Riolitas sanas o fracturadas en grandes bloques, con sistemas de fracturamiento a 90° horizontal y verticalmente.					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de fracturamiento, así como descojetar a 1:1 la parte intertemporalizada.
Diabasa sana poco fracturada.					Se recomienda amacizar.
Basalto fracturado, sano.					Descopetar 1/2:1 la parte superior del corte, si el fracturamiento es muy intenso. Si hay una capa intertemporalizada descojetar 1:1.
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños.					Si los fragmentos están sueltos y sin suelo, o empaquetados en arcilla o limo suave con flujos de agua.
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños.					Si los fragmentos están empaquetados en arcilla firme sin que existan flujos de agua.
Basalto muy fracturado y en proceso muy avanzado de intemperización.					En zonas muy lluviosas se recomienda construir al pie del talud una banqueteta de 1 m para cortes hasta de 15 m y de 3.0 m para cortes mayores de 15 m.
Corrientes basálticas intercaladas con rocas piroclásticas y tezontles.		Se recomienda definir el contacto entre el basalto y las rocas piroclásticas para darle a cada uno su talud correspondiente. Las rocas piroclásticas requieren talud de 1:1 si se encuentran sueltas o de 3/4:1, si se encuentran compactos o son materiales muy gruesos.			
Tezontle masivo.					Si el tezontle es de grano fino y está suelto, se propone aplicar las mismas recomendaciones que para el resto de las piroclásticas.
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente frías.					Si están intemperizadas en la parte superior del corte, se recomienda descojetar el corte a 1/2:1.
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente frías.					Si existe un flujo de agua importante, se recomienda construir berma de 4 m a la mitad de la altura, impermeabilizándola.


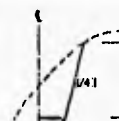
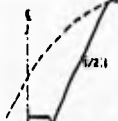

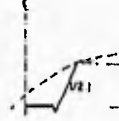
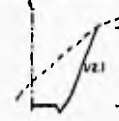
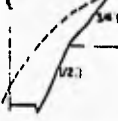
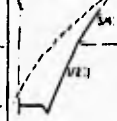
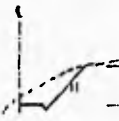


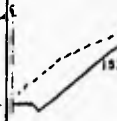


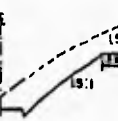
Tabla IV.2.2 Continuación.

TIPO DE MATERIAL.	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Tobas, tobas brechuales, riolíticas, andesíticas o basálticas poco intemperizadas.					Se recomienda descopetar a 3/4:1 la parte superior si el fracturamiento o intemperismo es intenso.
Tobas, tobas brechuales, riolíticas, basálticas o andesíticas muy intemperizadas.					Cambiar de talud a la mitad de la altura en cortes mayores de 15 m.
Lutita dura y resistente, con echado casi horizontal, poco fracturada.					No construir contracuerpas si no son bien impermeables. Descopetar a 3/4:1 la parte superior más intemperizada.
Lutita suave de resistencia media muy fracturada.					No construir contracuerpas si no son bien impermeables. Descopetar 1:1 la parte superficial más intemperizada.
Areniscas sanas fuertemente cementadas, estratificación mal definida horizontal o a favor del corte.					Descopetar 3/4:1 la parte muy intemperizada.
Arenisca poco cementada, muy alterada con flujos de agua.					Descopetar 1:1 la parte superficial muy intemperizada.
Conglomerado brechualde bien cementado con matriz silicea o calcárea.					Se recomienda amacizar eliminando todos los fragmentos sueltos.
Conglomerado pobremente cementado con matriz arcillosa.					Si la matriz arcillosa se encuentra saturada o sometida a fuertes cambios de humedad, se recomienda para cortes mayores de 10 m construir banqueta de 1 m y bermas de 4 m a la mitad de la altura.
Caliza fracturada con echado casi a favor del corte con estratificación gruesa o mal definida.					Se recomienda descopetar 1:1 la parte superior alterada o muy fracturada.
Calizas sanas con estratificación fina horizontal o a favor del corte.					Descopetar 1:1.

Tabla IV.2.3 Continuación.

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Caliza intemperizada con flujo de agua.					Proyectar subestructura con tracumetas impermeables.
Caliza sana con echado contra el corte entre 30° y 45°, con lubricante arcilloso entre estratos.	Dar el talud correspondiente al echado. Si la roca está muy fracturada, proyectar bermas impermeabilizadas de 4 m a la mitad de la altura. Contracumetas impermeables.				
Caliza muy fracturada e intemperizada.					Contracumeta impermeable.
Caliza sana poco fracturada y fracturada, con echado contra el corte entre 30° y 45°.					Se puede considerar como si el echado fuera horizontal.
Caliza muy poco intemperizada y fracturada, con echado entre 45° y 30° contra el corte.					Descopetar la zona más fracturada a 1:1. Contracumeta impermeabilizada.
Pizarras	Mismas recomendaciones que para calizas.				
Aglomerado medianamente compacto con finos no plásticos.					Contracumeta impermeabilizada, para cortes mayores de 10 m construir banquetas de 1.0 m en el pie del talud.
Aglomerado medianamente compacto con finos plásticos.					Contracumetas impermeabilizadas. Para corte mayor de 10 m proyectar bermas de 2 m a la mitad de la altura y para corte mayor de 15 m aumentar el ancho a 4 m.
Arenas limosas y limos compactos.					Descopetar 1:1 la parte superior más intemperizada, si son materiales fácilmente erosionables deberá proyectarse talud de 1:1 y proteger con pasto.
Arenas limosas y limos poco compactos.					Contracumeta impermeable. Descopetar a 1:1 a la parte más intemperizada. Para cortes mayores de 15 m proyectar banquetas de 5 m al pie del talud.

Tabla IV.2.4 Continuación.

TIPO DE MATERIAL.	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Arenas limosas y limos muy compactos (tepetate).					Descopetar la parte superior suelta.
Arcillas poco arenosas firmes (homogéneas).					Descopetar 1:1 la parte intemperizada. Si existe flujo de agua proyectar subdrenaje.
Arcillas muy suaves expansivas y compresibles.					* Para cortes mayores de 15 m proyectar berma a la mitad de la altura bien drenada.
Caolín producto de la intemperización de granitos o dioritas.					Cubrir con pasto el talud para cortes mayores de 8 m proyectar berma de 6 m bien drenada. (altura máxima 16 m)
Arenas limpias poco o nada compactas.	Su ángulo de fricción interna con banquetta de 1.00 m en la base.				Cubrir los taludes con pasto.
* La construcción de la berma requerirá de una contrapendiente con objeto de drenar el agua por medio de cunetas que deberán ser impermeables, pues si no lo son se podría tener una filtración que pondría en peligro la parte inferior del corte al establecerse una superficie de falla ocasionada por la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del material por efecto de la filtración.					

LISTA DE SIMBOLOS

Muchos de los siguientes símbolos se muestran gráficamente en la figura IV.2, IV.3, IV.4, IV.6 y IV.7.

a	= Distancia del "centro de momentos" a la fuerza A del agua, o al peso W
A	= Empuje hidrostático
b	= Ancho de la dovela
c	= Cohesión
E	= Componente horizontal de la fuerza interna Q que actúa en la dovela
f	= Distancia de la base de la dovela a la fuerza interna Q (figura IV.6), o del centro de momentos a la fuerza P (figura IV.7).
$FS; FS_p; FS_m$	= Factor de seguridad; F.S. de la ecuación de "fuerzas"; F.S. de la ecuación de "momentos"
$H; H_c$	= Altura del talud; Altura crítica del talud
j	= Distancia del "centro de momentos" a la línea L (sobrecarga)
k	= Distancia del "centro de momentos" a la fuerza sísmica
K	= Aceleración horizontal (sismo) expresada en función de la aceleración de la gravedad g , se le nombra también coeficiente sísmico.
L	= Línea de carga o sobrecarga
m	= distancia del N.A.F. a la superficie plana de falla (figura IV.2)
$M_d; M_r$	= Momento actuante o de volteo; momento resistente
m, n	= Coeficientes de la solución de Bishop y Morgenstern (1960) (figura IV.20)
m_a	= Parámetro de estabilidad ($\cos \alpha + \tan \phi' \operatorname{sen} \alpha / FS$)
n	= Número de dovelas
N_s	= Número de estabilidad
$P; P_a; P_p$	= Fuerza normal a la base de la dovela; fuerza "activa"; fuerza "pasiva"
Q	= Fuerza interna de la dovela (figura IV.4)
r_u	= Parámetro de la presión de poro $u/\gamma Z$
R	= Radio, distancia del "centro de momentos" a la superficie de deslizamiento
$S; S_t$	= Resistencia al esfuerzo cortante en la base de la dovela; en arcillas sensitivas
T	= Componente del peso de la dovela paralela a la base de ésta
$u; U$	= Presión de poro; fuerza
$w; w_L; w_p$	= Contenido de agua o de humedad; límite líquido; límite plástico
W	= Peso

X	= Componente vertical (cortante) de la fuerza interna Q de la dovela
z	= Profundidad
α	= Inclinación de la base de la dovela con respecto a una línea horizontal
β	= Inclinación de la superficie del talud con respecto a una línea horizontal
$\gamma; \gamma_w$	= Peso volumétrico del suelo; del agua
$\sigma; \tau$	= Esfuerzo normal; esfuerzo cortante
ϕ	= Angulo de fricción interna del material
θ	= Inclinación de la fuerza interna Q de la dovela con una línea horizontal, ángulo subtendido al centro de la superficie de falla circular
Σ	= Sumatoria
λ	= Factor de escala de las fuerzas internas de la dovela
ω	= Inclinación de la sobrecarga L con respecto a una línea horizontal

Superíndices

= Respecto al esfuerzo efectivo

Subíndices

$i; n; u$	= Falla; normal; no drenada
$l; L; r; r; t$	= Izquierda; derecha o residual; línea de empuje
$max; m; mob$	= Máximo; mobilizado o motor
$req; sat$	= requerido; saturado

REFERENCIAS

- Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, **5**, 7-17.
- Bishop, A. W., and Morgenstern, N. (1960). Stability coefficients for earth slopes. *Geotechnique*, **10**, 129-150.
- Collin, A. *Recherches experimentales sur les glissements spontanés des terres argileux*, Carilian, Geoury et Dalmont, Paris, 1846.

- Fredlun, D. G. (1974). *Slope Stability Analysis*, Computer Documentation No. CD-4, Dept. of Civil Engrg., University of Saskatchewan, Saskatoon.
- Fredlun, D. G., and Krahan, J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. *Can. Geot. J.*, **14**, 429-439.
- Janbu, N., Bjerrum, L., and Kjaernsli, B. (1956). *Veiledning ved losning av fundamenterings oppgaver* (in Norwegian with English summary: soil mechanics applied to some engineering problems). Norwegian Geotechnical Institute, Publ. No. 16.
- Lambe, T. W., and Whitman, R. V. (1969). *Soil mechanics*, John Wiley.
- Morgenstern, N., and Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of generalised slip surfaces. *Geotechnique*, **15**, 79-93.
- Rico, A y Del Castillo, H. *La Ingenieria de Suelos en las Vías Terrestres*, Vol. 1, Ed. Limusa, pp. 333-339, México, 1992.
- Sevaldson, R. A. (1956). The slide in Lodalén, 6 October 1954. *Geotechnique*, **6**, 1-16
- Skempton, A. W., and Golder, H. Q. (1948). Practical examples of the $\phi = 0$ analysis of stability of clays. *Proc. 2nd Int. Conf. SMFE*, Rotterdam 1948, 2,63-70.
- Skempton, A. W. (1964). Long-term stability of clays slopes. *Geotechnique*, **14**, 77-102.
- Skempton, A. W. (1970). First-time slides in over-consolidated clays, *Geotechnique*, **20**, 320-324.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soils Mechanics*, John Wiley, Toronto.
- Ward, W. H., Penman, A., and Gibson, R. E. (1955). Stability of a bank on a thin peat layer. *Geotechnique*, **5**, 154-163.
- Whitman, R. V., y Bailey, W. A. (1967). Use of computers for slope stability analysis. *ASCE J. Soil. Mech. Found. Div.*, **93** (SM4), 475-498.

BIBLIOGRAFIA

- Brunsdén, D, y Prior, D.B.. *Slope Instability*. Cap. 6. John Wiley & Sons Ltd. UK. 1984.
- Juarez, B. R y Rico R. A. *Mecánica de Suelos*. Vol. 2. Cap. V. Estabilidad de Taludes, Ed. U.N.A.M., México, 1967.

CAPITULO V

DINAMICA APLICADA A LA ESTABILIDAD DE TALUDES

V.1 FENOMENO DE LICUACION EN SUELOS

V.1.1 Mecanismo de licuación.

Los esfuerzos originados en el terreno durante un sismo se deben principalmente a la propagación ascendente de ondas de corte originadas en la formación rocosa subyacente. Antes del sismo, un elemento de suelo está sujeto a un esfuerzo confinante debido a la presión en exceso que ejerce el suelo que rodea a dicho elemento. Por ejemplo, cuando una serie de esfuerzos cíclicos generados por un sismo se aplican a un elemento de arena saturada compacta, ésta tiende a reducir su volumen. Sin embargo, el tiempo en que se aplicó el esfuerzo cíclico es pequeño, comparado con el tiempo requerido para que exista drenaje ya que la disminución del volumen del elemento no ocurre inmediatamente.

En el caso de arenas saturadas de baja permeabilidad (figura V.1a), si la magnitud del esfuerzo cortante cíclico es muy grande, la presión de poro aumenta hasta un valor igual al esfuerzo confinante inicial. En este estado, el esfuerzo efectivo que soporta la estructura de arena disminuye hasta un valor nulo, lo cual determina la pérdida total de la resistencia del suelo (figura V.1b) y por consiguiente las partículas de arena se liberan de dicha estructura como si estuvieran flotando. Se dice entonces que la arena se encuentra en un estado de *licuación*.

Después de que presenta este fenómeno, las partículas de arena empiezan a asentarse, depositándose en un estado suelto o poco compacto, como se observa en la figura (V.1c). El tiempo requerido para que el estado de licuación continúe, depende de las condiciones de drenaje del depósito y también del tiempo que dura la siguiente aplicación de esfuerzos cortantes cíclicos.

V.1.2 Licuación inicial y movilidad cíclica

Una interpretación más profunda del fenómeno de licuación puede ser obtenida observando en el laboratorio el comportamiento de muestras de arena sometidas a esfuerzos cíclicos. Esto

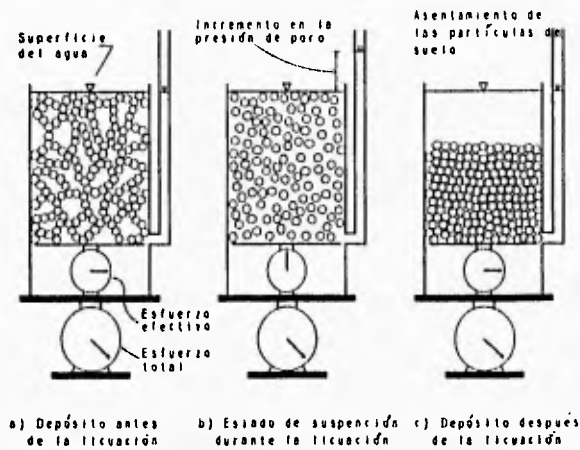


Figura V.1 Mecanismo de licuación.

fue primero llevado a cabo por Seed y Lee (1966) usando un aparato de prueba triaxial cíclica. Las muestras de arena saturada se sometieron a una presión de confinamiento y posteriormente a una secuencia de esfuerzos axiales cíclicos de amplitud constante bajo condiciones no drenadas, las muestras se ensayaron hasta que sufrieron una deformación axial máxima.

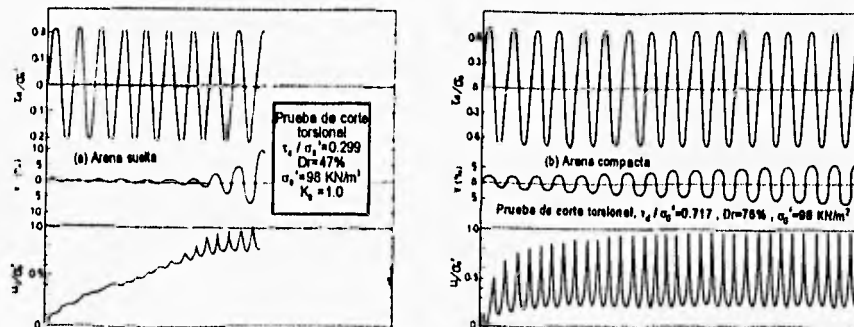


Figura V.2 Registros de pruebas de corte cíclico torsional.

Una prueba típica de laboratorio que se llevó a cabo en muestras de arena con diferentes compacidades (figura V.2). Para las pruebas se utilizaron muestras cilíndricas huecas ensayadas en el aparato de prueba de corte por torsión (Nagase, 1985). La muestra de arena fue obtenida del río Fuji en Japón. El tamaño promedio de las partículas es de 0.38 mm y el coeficiente de uniformidad es de 2.21. La relación de vacíos máxima y mínima es 1.08 y 0.53, respectivamente. Las gráficas obtenidas de las pruebas se muestran en la figura V.2,

7

donde se observa que la presión de poro aumenta en el momento en que el esfuerzo cíclico es aplicado, y finalmente se aproxima a un valor igual a la presión de confinamiento inicial, por lo que se producen grandes deformaciones torsionales cíclicas. Sin embargo, la manera en que se desarrollan estas deformaciones depende del estado en que se encuentre la arena, es decir si está compacta o suelta. Si la arena está suelta (fig. V.2(a)), la presión de poro se incrementa rápidamente hasta un valor igual a la presión de confinamiento inicial, presentándose rápidamente grandes deformaciones permanentes y el fenómeno de inestabilidad cíclica para un número bajo de ciclos de carga, donde la deformación por cortante es aproximadamente del $\pm 20\%$. Por otra parte, si la arena está compacta, la presión de poro se incrementa más lentamente con la fluctuación cíclica, después de que se llega al valor máximo la presión de poro se hace igual a la presión de confinamiento inicial, la variación cíclica llega a presentar un estado constante como se puede observar en la figura V.2(b), en donde la presión de poro tiene un comportamiento cíclico con una frecuencia dos veces mayor que la frecuencia de la carga aplicada. La deformación por cortante torsional en la arena compacta, se incrementa lenta y constantemente conforme avanzan los ciclos de carga, ya que las tensiones efectivas se recuperan inmediatamente tras su anulación, por efecto de la dilatancia positiva característica de este tipo de suelos, pero nunca sobrepasa un cierto límite. El comportamiento de la arena compacta, en el cual la presión de poro se hace igual a la presión de confinamiento inicial como resultado de una carga cíclica y por la aplicación subsecuente de esfuerzos cíclicos causando deformaciones, se le llama "*Movilidad Cíclica*" (Castro, 1975).

Tanto en el caso de que la arena esté compacta o está suelta, la presión de poro aumenta constantemente conforme se aplica el esfuerzo cíclico, después de que un cierto número de ciclos son aplicados, la presión de poro máxima se hace igual a la presión de confinamiento inicial. A lo anterior se le llama estado de "*Licuación Inicial*". Para arenas sueltas, la licuación inicial es acompañada por grandes deformaciones. Para arenas compactas, el estado de licuación inicial no produce grandes deformaciones sino un grado de ablandamiento acompañado por una cierta cantidad de deformación cíclica, la licuación inicial puede ser tomada como un parámetro para reconocer un estado de inestabilidad cíclica en arenas densas.

Lo anterior será más claramente entendido, si el comportamiento cíclico se expresa en términos de las curvas esfuerzo-deformación y de las trayectorias de los esfuerzos los cuales se representan en el espacio de esfuerzos. Los datos obtenidos en la figura V.2 son representados en las figuras V.3 y V.4. En las figs. V.3(a) y V.4(a) se representan las trayectorias de los esfuerzos, donde la relación esfuerzo cíclico, τ_d / σ'_o , se define como la relación entre el esfuerzo cortante torsional cíclico, τ_d , y el esfuerzo efectivo inicial (presión de

confinamiento inicial), σ'_o , por lo tanto estas figuras se obtienen trazando el esfuerzo cíclico contra el esfuerzo efectivo confinante. Las figuras V.3(b) y V.4(b) también representan las curvas esfuerzo-deformación. En la figura V.3(a) se observa que para arenas compactas, la presión efectiva de confinamiento disminuye rápidamente cuando se aplica el esfuerzo cíclico

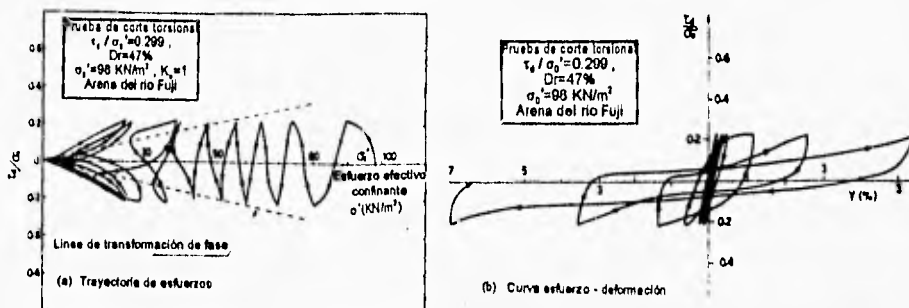


Figura V.3 Trayectoria de esfuerzos y curva esfuerzo-deformación obtenidas de pruebas de corte cíclico torsional en arenas sueltas.

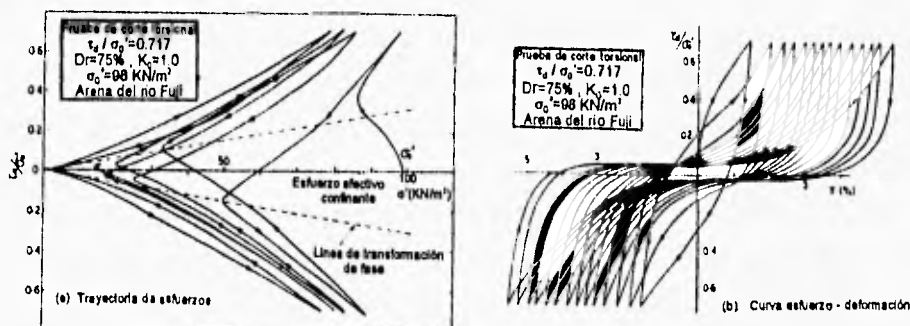


Figura V.4 Trayectoria de esfuerzos y curva esfuerzo-deformación obtenidas de pruebas de corte cíclico torsional en arenas compactas.

y después el punto máximo del esfuerzo cortante llega a tocar un punto de la llamada "Línea de Transformación de Fase", en la zona de los esfuerzos, la trayectoria de esfuerzos cambia hacia la derecha y hacia arriba durante el proceso de carga, y hacia la izquierda y hacia abajo en el proceso de descarga. La línea de transformación de fase se utiliza para identificar el estado de licuación inicial del suelo. La interpretación de estas rectas es que, en la región comprendida entre las líneas de colapso de Mohr-Coulomb y las líneas de transformación de fase, el suelo desarrolla grandes deformaciones: el previbrado es muy perjudicial (fenómeno de la relicuación) y el material tiende a deformarse como un fluido viscoso. Por el contrario, en la región delimitada por las líneas de transformación de fase las deformaciones son

pequeñas, se manifiesta el fenómeno de dilatancia y el previbrado es beneficioso, lo que se traduce en un cambio abrupto de la trayectoria de los esfuerzos efectivos al pasar de una región a otra. La línea de transformación de fase la define Ishihara (1975) como aquella línea recta localizada en la zona del esfuerzo, a la cual la divide en dos subzonas en donde el comportamiento de la arena durante la aplicación del esfuerzo se dilata o se contrae. Las curvas esfuerzo-deformación durante la aplicación de esfuerzos cíclicos en arenas sueltas, se muestran en la fig. V.3(b), en la cual se observa como el esfuerzo cíclico es continuo y la arena presenta grandes deformaciones, observándose una deformación por cortante del 5%.

Los datos obtenidos en la prueba con arena compacta mostrados en la figura V.2, son presentados en la figura V.4 mediante trayectoria de esfuerzos y curvas esfuerzo-deformación. En la zona de esfuerzos se puede observar que cuando la trayectoria de esfuerzos pasa la línea de transformación de fase, la trayectoria cambia hacia la derecha y sigue aumentando en dirección del esfuerzo cortante. Cuando se inicia la descarga la trayectoria de esfuerzos cambia hacia la derecha y hacia abajo, finalmente la presión efectiva de confinamiento alcanza un valor casi nulo eliminándose completamente el esfuerzo cortante. Después de este estado, el esfuerzo cortante comienza a incrementarse progresivamente si la aplicación del esfuerzo cíclico continúa, pero este finalmente alcanza un cierto valor límite. La trayectoria de esfuerzos y la curva esfuerzo deformación en el curso de un ciclo en que se aplicó el esfuerzo, serán tomadas del grupo de curvas mostradas en la figura V.4(b) y trazadas en la figura V.5.

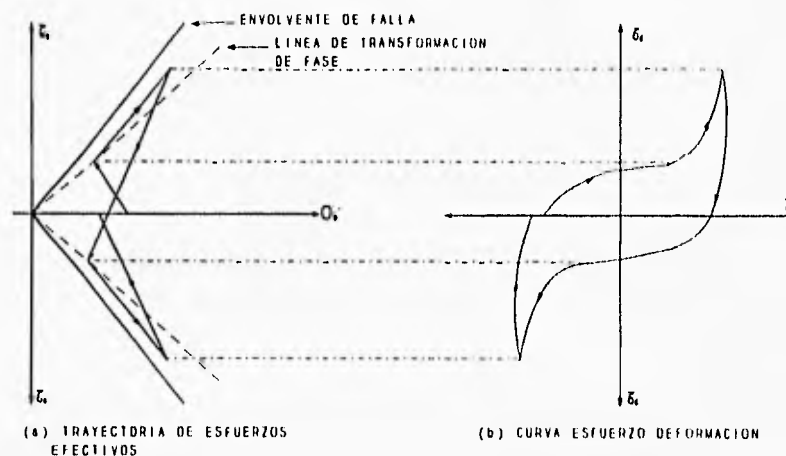


Figura V.5 Comportamiento de la Movilidad Cíclica en arena compacta.

Se puede observar que mientras el esfuerzo cortante es pequeño, un punto de éste se mantiene dentro de las líneas de transformación de fase y la curva esfuerzo-deformación se mantiene casi horizontal, Pero una vez que el esfuerzo cortante se incrementa, la curva

esfuerzo deformación tiende hacia la vertical. Por lo tanto, la dureza de la arena compacta durante la carga cíclica se hace muy pequeña hasta un cierto valor de la deformación por cortante, pero comienza a aumentar repentinamente con el incremento en la presión efectiva confinante como se puede observar en la trayectoria de esfuerzos en la figura V.5(a).

V.2 ESFUERZO CORTANTE CICLICO PROVOCADO POR MOVIMIENTOS SISMICOS.

El esfuerzo cortante que se presenta en un punto que se localiza a cierto nivel dentro del terreno originado por un sismo, se debe a la propagación ascendente de las ondas de corte provocadas por el movimiento de las formaciones rocosas subyacentes. Si se observa una sección del suelo, el cual está formado por estratos, los movimientos del terreno se deben a una excitación sísmica, se consideran como el resultado de la deformación por cortante y la teoría unidimensional de propagación de ondas a través de los estratos, puede ser usada para calcular la respuesta del terreno y por consiguiente para obtener el registro histórico de los esfuerzos cortantes a una profundidad del depósito de suelo.

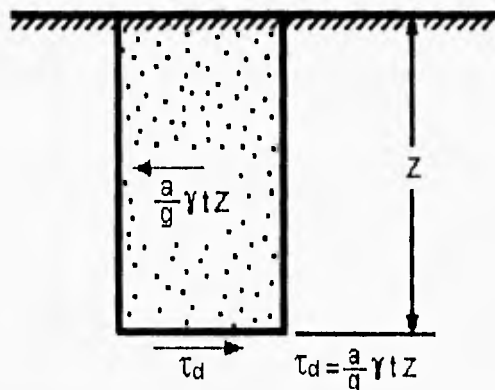


Figura V.6 Relación entre la aceleración en el terreno y el esfuerzo cortante que se presenta.

Un método sencillo para analizar el fenómeno de licuación es el propuesto por Seed e Idriss (1971), el cual considera un elemento de suelo con profundidad Z , como se muestra en la figura V.6. Suponiendo que el elemento de suelo se mueve horizontalmente como un cuerpo rígido y la aceleración horizontal máxima en la superficie del terreno es, $a_{m\acute{a}x}$, entonces el esfuerzo cortante máximo, $\tau_{m\acute{a}x}$, que actúa en la parte inferior del elemento de suelo es:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \cdot \gamma_t \cdot Z \dots\dots\dots (V.1)$$

donde γ_t es el peso volumétrico del material, g es la aceleración de la gravedad. Por otra parte, si el elemento de suelo se mueve como un cuerpo deformable; el esfuerzo cortante será menor que el obtenido en la ecuación (V.1) y se puede expresar como:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \cdot r_d \cdot \gamma_t \cdot Z \dots\dots\dots (V.2)$$

donde r_d es un factor de reducción cuyo valor es menor a uno. Seed e Idriss expresaron valores de r_d en una gráfica, pero Iwasaki et al. (1978) recomendó el uso de la siguiente fórmula empírica:

$$r_d = 1 - 0.015Z \dots\dots\dots (V.3)$$

donde Z está en metros. Dividiendo la ecuación (V.2) entre σ_v' , queda:

$$\frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\sigma_v'} = \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \cdot r_d \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \dots\dots\dots (V.4)$$

donde σ_v es el esfuerzo vertical total. La ultima ecuación puede ser usada directamente para evaluar la magnitud del esfuerzo cortante en un elemento de suelo, provocado por un sismo. Una de las ventajas al usar la ecuación (V.4) es que existe una gran cantidad de información sobre estos movimientos, la cual puede ser usada para evaluar el esfuerzo cortante del sitio en cuestión. La ecuación (V.4) puede es válida durante el intervalo de tiempo que tarda el sismo.

V.3 PREDICCIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD DE LICUACIÓN.

En los primeros estudios para determinar la susceptibilidad de licuación, se admitía que el factor dominante para saber si un estrato de arena suelta saturada podría licuarse era su parámetro de compacidad relativa. Posteriormente se demostró que además existen otros factores que influyen en el comportamiento de materiales granulares bajo la acción cíclica de los esfuerzos inducidos por un sismo. Las investigaciones de Seed e Idriss (1982), les llevaron a proponer un procedimiento semiempírico para la determinación de la susceptibilidad de licuación de arenas sueltas saturadas a partir de los perfiles de resistencia a la penetración estándar; este procedimiento se ha venido aplicando a los perfiles de resistencia obtenidos con el cono eléctrico, con ventaja sobre los primeros.

V.3.1 Factores significativos

Seed e Idriss (1982) identifican los siguientes factores significativos en el fenómeno de licuación :

- a) La estructura del suelo
- b) La forma de las partículas que puede ser de redondeada a angulosa, y su distribución granulométrica.
- c) La edad o envejecimiento del depósito de arena, que con el tiempo puede desarrollar contactos intergranulares y eventualmente alguna cementación, aún permaneciendo sujeta a un mismo estado de esfuerzos.
- d) El estado de esfuerzos que involucra su historia y trayectoria de cargas, el grado de preconsolidación y el valor del cociente de esfuerzos principales efectivos.

La importancia de algunos de estos factores en la susceptibilidad de licuación aún no es precisa y por ello son todavía objeto de investigación; sin embargo, como todos ellos influyen en el comportamiento de las arenas ante cargas cíclicas, en forma semejante en la que afectan su resistencia a la penetración, se recurrió a este parámetro como índice para juzgar la susceptibilidad de licuación de un depósito de arena suelta (Seed e Idriss, 1982).

V.3.2 Método para estimar el potencial de licuación.

El método que aquí se presenta fue desarrollado originalmente para ser usado con sondeos de penetración estándar; sin embargo, actualmente se tiene más confianza en la prueba de cono eléctrico porque las condiciones del ensayo son más controladas. El método semiempírico consiste en :

- a) Medir la resistencia a la penetración.

- b) Estimar el estado de esfuerzos inicial así como los esfuerzos cortantes inducidos por un sismo.
- c) Definir por comparación estadística si el suelo es susceptible a licuación.

El método se desarrolló para estudiar arenas finas que son los materiales más propensos a sufrir licuación; también se ha aplicado en materiales limo-arenosos cuyo diámetro medio, D_{50} , es menor que 2.5 mm.

V.3.3 Medición de la resistencia

Considerando que la información experimental sobre la estimación del potencial de licuación se basa predominantemente en pruebas de penetración estándar, se hace necesario establecer correlaciones con la resistencia de punta medida con el cono eléctrico. Idealmente deberán establecer estas correlaciones para cada sitio en particular. Cuando esto no sea posible, se sugiere aplicar las relaciones para arenas limpias y arenas limosas propuestas por Schertmann (1977) :

$$\text{Para arenas limpias: } q_c = 4 \text{ a } 5 N \quad \dots\dots\dots (V.5)$$

$$\text{Para arenas limosas: } q_c = 3.5 \text{ a } 4.5 N \quad \dots\dots\dots (V.6)$$

Donde N es el número de golpes para penetrar 30 cm en la prueba de penetración estándar y q_c es la resistencia a la penetración medida en el cono eléctrico en Kg/cm^2 .

Seed, Idriss y Arango (1983) proponen corregir q_c con un factor que toma en cuenta el estado de esfuerzos verticales iniciales, introduciendo así el concepto de resistencia modificada:

$$Q_c = c_q q_c \quad \dots\dots\dots (V.7)$$

donde:

- Q_c Resistencia modificada
- c_q Factor de corrección

El factor de corrección se obtiene a partir de la curva de la figura V.7. Esta gráfica fue obtenida considerando sondeos de penetración estándar efectuados en diversos sitios y corregida con las expresiones V.5 y V.6 para aplicarla a sondeos de cono eléctrico.

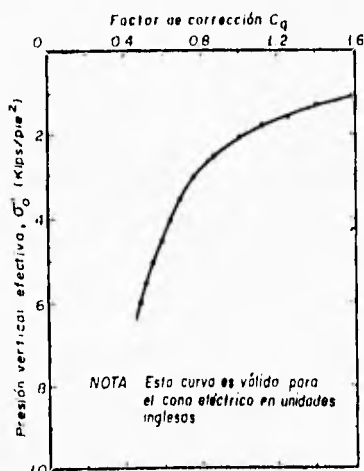


Figura V.7 Valores recomendados de C_q .

V.3.4 Determinación del estado de esfuerzos

El estado de esfuerzos inducidos por un sismo a la profundidad media del estrato cuyo potencial de licuación se define mediante el cociente τ / σ_o' , siendo τ el esfuerzo cortante debido al sismo y σ_o' el esfuerzo vertical efectivo inicial. Para calcular τ / σ_o' se utiliza la siguiente expresión (Seed e Idriss, 1982):

$$\frac{\tau}{\sigma_o'} = \beta \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma_o'} r_d \dots \dots \dots (V.8)$$

donde:

- g Aceleración de la gravedad
- $a_{m\acute{a}x}$ Aceleración máxima que podría presentarse durante un sismo
- β Parámetro empírico, generalmente del orden de 0.65
- r_d Factor de reducción

Los factores que intervienen en la ecuación (V.8) son los siguientes :

- a) La amplitud del número de ciclos significativos de carga-descarga contenidos en la excitación sísmica, así como la intensidad del sismo; se toman en cuenta a través del parámetro β y $a_{m\acute{a}x}$ respectivamente.
- b) El estado de esfuerzos en el sitio y a la profundidad estudiada. Se toma en cuenta con el cociente entre los esfuerzos verticales totales y efectivos.
- c) Las oscilaciones de la columna de suelo se consideran con el parámetro r_d .

Determinación de β . Este parámetro convierte la historia de aceleraciones sísmicas, constituida por una serie de pulsos irregulares en amplitud y frecuencia, en otra serie de ciclos de aceleración, amplitud y frecuencia uniformes cuya energía es equivalente a la del acelerograma inicial. En la figura V.8 se puede observar la influencia de la magnitud del temblor en el potencial de licuación.

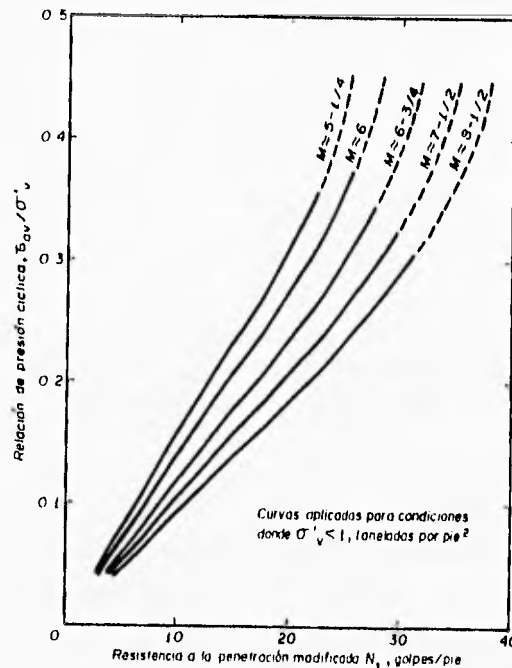


Figura V.8 Potencial de licuación de arenas para diferentes magnitudes de sismos (Seed e Idriss, 1982).

Determinación de $a_{m\acute{a}x}$. La aceleración máxima depende de la zona bajo estudio; se han publicado cartas de sismicidad de la República Mexicana en donde se dan las distribuciones de las aceleraciones máximas esperadas para diversos períodos de retorno.

Determinación de r_d . Este parámetro se puede obtener a partir de la figura V.9. Para depósitos poco profundos suele aceptarse que un valor medio para este parámetro es $r_d = 0.9$.

V.3.5 Comparación estadística

A partir de investigaciones de campo, Seed e Idriss (1982) lograron recopilar información que permite definir para sitios y profundidades particulares, el esfuerzo sísmico normalizado τ/σ'_o y la resistencia modificada Q_c , distinguiendo entre depósitos que sufrieron licuación y aquellos en los que no se presentó el fenómeno. En la figura V.10 se presenta la gráfica obtenida para sismos de magnitud $M = 7.5$.

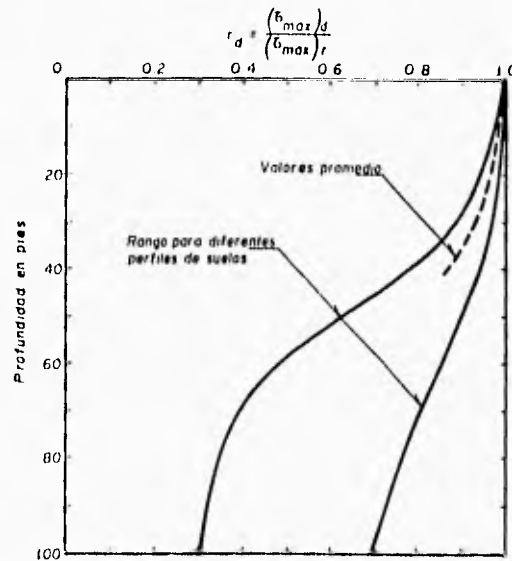


Figura V.9 Rango de valores de r_d para diferentes perfiles de suelos (Seed e Idriss, 1982).

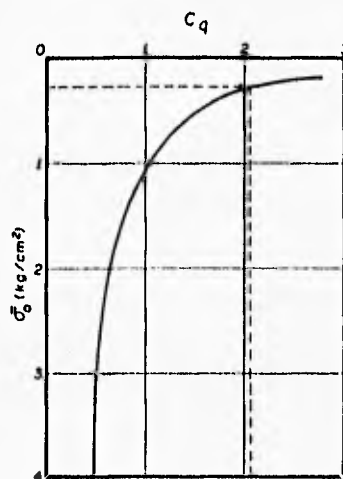
Para juzgar si un depósito de suelo es susceptible de licuarse deberán calcularse la resistencia modificada, Q_c , y el cociente τ / σ'_o según lo expuesto en los incisos anteriores. Estos dos valores definen un punto en gráficas como la mostrada en la figura V.10 con la que se puede evaluar si el depósito es susceptible de licuarse.

Influencia de la magnitud del temblor. La magnitud del temblor de diseño modifica las ordenadas de la figura V.10; en la tabla V.1 se presentan los factores por los cuales deben multiplicarse los cocientes τ / σ'_o , en función de la magnitud del sismo.

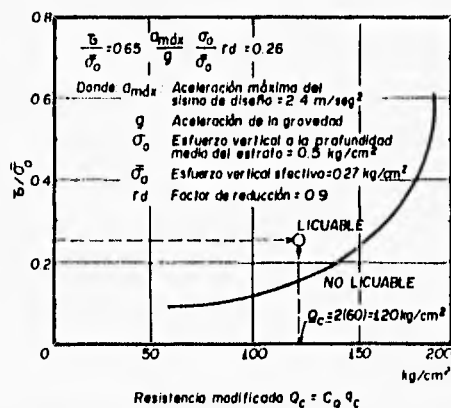
Curvas $Q_c - \tau / \sigma'_o$ para arenas con finos. Las arenas con diversos porcentajes de limos o arcillas también pueden licuarse, aunque su susceptibilidad es menor que la de arenas limpias. Para materiales granulares con finos y con diámetro medio, D_{50} , menor que 2.5 mm se han construido curvas de Q_c contra τ / σ'_o (figura V.11).

Tabla V.1 Factores de corrección.

Magnitud del sismo	Factor de Corrección para τ / σ_o'
8.5	0.89
7.5	1.00
6.7	1.13
6.0	1.32
5.2	1.50



a) Determinación del Factor de Corrección C_q



b) Susceptibilidad de licuación a partir de la resistencia de punta del cono eléctrico (q_c)

Figura V.10 Análisis de licuación (Seed e Idriss, 1982).

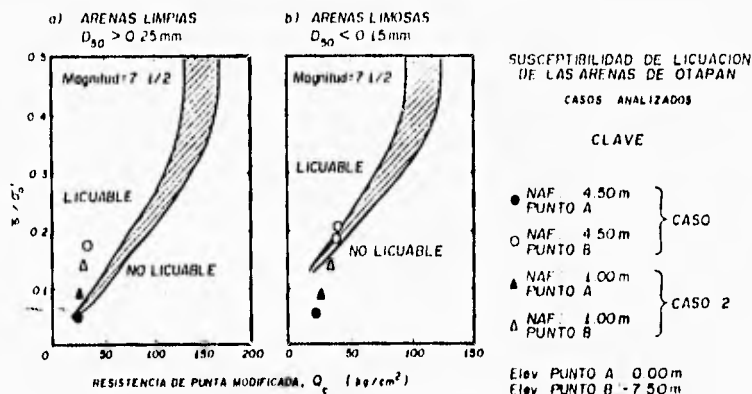


Figura V.11 Correlación entre el potencial de licuación y la resistencia a la penetración, prueba CPT (Seed e Idriss, 1982).

V.4 EVALUACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DEL SUELO BAJO CARGAS DINAMICAS

En las áreas montañosas, el peligro potencial de deslizamientos de taludes provocados por sismos aumentó dramáticamente en los últimos años, esto se debe a la extensión de la mancha urbana y al desarrollo de infraestructura (redes carreteras) en dichas áreas.

La falla de un talud durante un sismo esta gobernada en muchos casos por las condiciones geológicas e hidrológicas del lugar. Sin embargo, se debe realizar un examen cuidadoso de las condiciones del sitio donde se hayan presentado deslizamientos provocados por sismos. Casi siempre los planos de deslizamiento están bien definidos y corren a través de una zona de debilidad, la cual pudo ser originada por la infiltración de agua a estratos de suelo residual o intemperizado, pero también existen muchos casos donde los planos de debilidad coinciden con zonas tectónicas como es el caso de una falla y también coinciden con algún estrato resistente o de rocas.

La evaluación de la estabilidad sísmica de taludes debe, por lo tanto, ser realizada identificando el plano potencial de falla y por la investigación de las propiedades mecánicas de los suelos que constituyen la zona de debilidad. Para cada nivel del terreno.

V.4.1 Desplazamientos permanentes y estabilidad de un talud

Un elemento de suelo en un talud esta sujeto a un esfuerzo cortante inicial, σ_s , debido a los efectos de la gravedad en condiciones normales. Durante un sismo una secuencia de esfuerzos cortantes dinámicos se presentan en este elemento de suelo. Si la magnitud relativa

de este esfuerzo cortante dinámico esta representada por, σ_d , la suma de los esfuerzos cortantes aplicados durante un movimiento debido a un sismo es igual a $\sigma_s + \sigma_d$. Después de la aplicación del esfuerzo cortante dinámico, una cierta cantidad de deformación o desplazamiento permanecerá en el elemento de suelo. Tal deformación se refiere a la deformación residual o permanente. La magnitud de la deformación residual que presenta el elemento de suelo está en función del esfuerzo cortante dinámico más el esfuerzo cortante inicial $\sigma_s + \sigma_d$. La relación del esfuerzo cortante inicial con el esfuerzo cortante total esta influenciada por el desarrollo de la deformación cortante residual. La relación entre el esfuerzo cortante, $\sigma_s + \sigma_d$, y la deformación residual, ϵ_r , se determina mediante pruebas, ya sea *in-situ* o de laboratorio, siendo posible estimar la deformación residual para un valor dado del esfuerzo cortante obtenido mediante varios procedimientos.

Cuando un suelo esta formado por materiales de comportamiento dúctil como es el caso de arcillas altamente plásticas, el material puede sufrir un incremento en la magnitud del esfuerzo cortante provocado por un sismo, sin ocasionar una deformación residual muy grande. La curva esfuerzo-deformación residual para este material se muestra en la figura V.12. De esta manera es posible evaluar la deformación residual del suelo así como la deformación permanente del talud como resultado de un evento sísmico. En cambio, si el material que constituye al talud esta caracterizado por tener un comportamiento frágil, como arenas cementadas, o por características donde el material es muy propenso a fluir como arenas sueltas y limos de baja plasticidad, la deformación residual tiende a incrementarse indefinidamente en el momento que los esfuerzos cortantes producidos sísmicamente, alcanzan un cierto valor crítico, como se ilustra en la figura V.12.

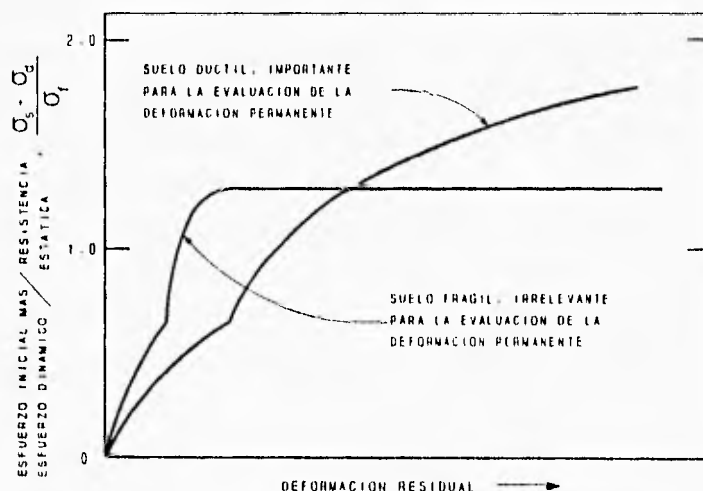


Figura V.12 Análisis de la deformación permanente para dos tipos de suelos.

Cuando esto sucede, es muy difícil estimar exactamente la deformación permanente del talud. Por lo tanto puede ser apropiado recurrir al método convencional de análisis de estabilidad para conocer el factor de seguridad del talud y determinar si es estable o no.

V.4.2 Determinación de las características resistencia-deformación permanente del suelo

Para la evaluación de éstas características del suelo, Ishihara (1983,1984) observó diferentes deslizamientos provocados en años recientes y realizó un programa de pruebas de laboratorio usando un equipo triaxial de prueba. Con especímenes isotrópicamente consolidados y en condiciones no drenadas, se sometieron a un cierto nivel de esfuerzo axial inicial, σ_s , y entonces se aplicaron una serie de cargas irregulares en dirección axial. La fase dinámica de las pruebas antes mencionadas, se llevan a cabo incrementando la amplitud del registro histórico de las cargas irregulares, σ_d . En cada paso de las pruebas irregulares de carga con variación de amplitud, la deformación axial residual, ε_{ra} , será medida.

Cuando el registro histórico irregular es transferido a los especímenes mediante el movimiento hacia arriba y hacia abajo del pistón triaxial de carga, uno de los métodos de carga es orientar el esfuerzo de manera que el máximo pueda ser obtenido cuando el pistón alcance la posición más baja. A este tipo de prueba se le llama "prueba CM". Es también posible hacer que el esfuerzo máximo o pico sea orientado de modo que éste sea ejecutado en la posición más alta del pistón de carga. A este tipo de prueba se le llama "prueba EM". Para cada una de las formas de onda usadas, ambos tipos de prueba se llevarán a cabo.

Los resultados de una serie de pruebas que se llevaron a cabo con muestras inalteradas de arcilla volcánica, se muestran en la figura V.13. Las muestras están parcialmente saturadas y se obtuvieron de un talud de una montaña que sufrió un deslizamiento a gran escala el 14 de junio de 1978 en el terremoto de Izu-Ohshima-Kinkai, en Japón. Las pruebas realizadas fueron del tipo CM y la resistencia de los especímenes en la prueba convencional de carga estática fue de $\sigma_f = 84.4 \text{ KN/m}^2$, donde σ_f es el esfuerzo axial a la falla. Un esfuerzo inicial, σ_s , igual al 70% de la resistencia estática, fue usada en la prueba. La figura V.13(a) muestra el registro histórico de la componente EW de la aceleración obtenida en Muroran en el terremoto de Tokachi-Oki en Japón. La figura V.13(b) muestra el registro histórico de la deformación axial obtenido en una secuencia de prueba donde la amplitud del esfuerzo axial máximo es $\sigma_d = 87.5 \text{ KN/m}^2$ en dirección de la compresión triaxial. Se observa que la deformación axial residual producida en el espécimen por la aplicación de la carga irregulares de $\varepsilon_{ra} = 2.12\%$ en esta secuencia.

Antes de ejecutar esta secuencia de carga el espécimen de prueba sufrió una deformación axial de $\varepsilon'_{ra} = 1.88\%$ en una secuencia de prueba anterior. La figura V.13(c) muestra el registro histórico de la deformación axial obtenida en la secuencia de prueba

posterior, donde la amplitud de la carga irregular aumentó hasta $\sigma_d = 110.7 \text{ KN/m}^2$. El espécimen tomó un valor de la deformación axial de $\epsilon'_{re} = 4.0\%$ en la secuencia siguiente experimentó una deformación residual adicional de $\epsilon_{re} = 5.85\%$ en el curso de la nueva secuencia de cargas. En la secuencia anterior, el espécimen experimentó una deformación residual de 10.9% como se indica en la figura V.13(d).

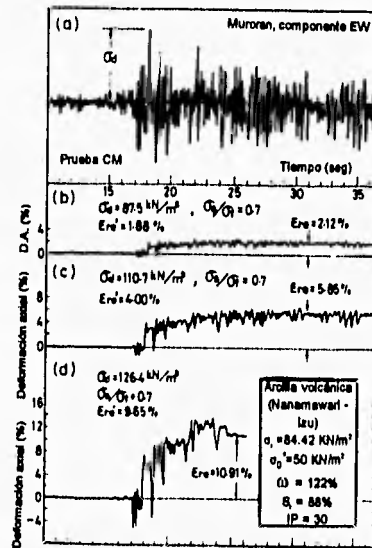


Figura V.13 Comportamiento de las deformaciones residuales en la prueba irregular de carga.

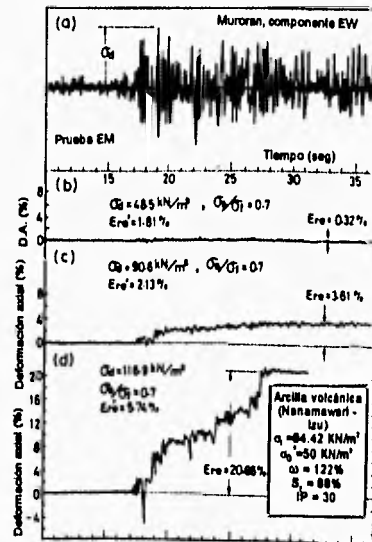


Figura V.14 Comportamiento de las deformaciones residuales en la prueba irregular de carga.

Un ejemplo de una secuencia de pruebas similar empleando una orientación contraria de la ondas (Prueba-EW), se presentan en la figura V.14. El registro histórico de la deformación axial para tres secuencias de carga se muestran en la figura V.14 de la misma forma en que se muestran en la figura V.13. Se puede observar que la amplitud del σ_d máximo (figura V.14), se refiere al pico mayor en la parte de la compresión triaxial. En los tipos de pruebas triaxiales antes mencionados, el esfuerzo cortante inicial, σ_s , es aplicado hacia la parte de la compresión triaxial, y por consiguiente, los fenómenos claves como son la deformación residual y la falla de los especímenes de prueba son también encontrados en la parte de la compresión triaxial. En consecuencia, se considera razonable tomar en cuenta el esfuerzo máximo en la parte de la compresión triaxial como una variable clave que tiene influencia en el desarrollo de la deformación residual y en la falla de los especímenes.

Para establecer la relación esfuerzo-deformación residual, los valores de la deformación residual total, $\varepsilon_r + \varepsilon'_{r0}$, acumuladas en la secuencia actual de pruebas de carga irregular, serán leídos fuera de los registros de las pruebas tal como se muestra en las figuras V.13 y V.14, y estos valores serán trazados contra la amplitud máxima de la carga irregular actual, σ_d , mas el esfuerzo axial inicial σ_s . Los resultados mostrados en las figuras V.13 y V.14 son presentados en la figura V.15. En esta gráfica, la combinación del esfuerzo axial estático y dinámico, $\sigma_s + \sigma_d$, sobre la resistencia estática, σ_r , se hace con el fin de distinguir el efecto de la carga dinámica con el comportamiento estático. En la figura V.15, los puntos indicados por las flechas son aquellos que fueron leídos directamente de los resultados de las pruebas mostradas en las figuras V.13 y V.14.

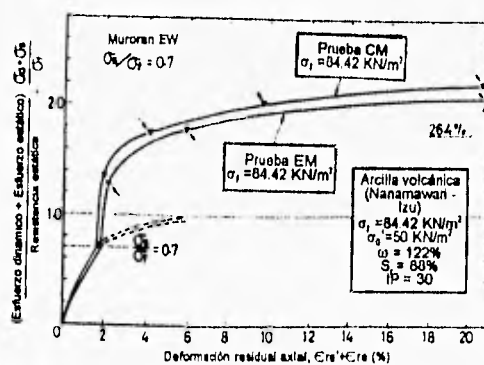


Figura V.15 Relación esfuerzo cortante-deformación residual.

En esta figura también se muestran las curvas esfuerzo-deformación para la fase estática de carga hasta aquel valor donde el esfuerzo axial inicial σ_s , tiene un valor del 70% de la resistencia estática, σ_r . Esta misma figura muestra con líneas discontinuas, las curvas

esfuerzo-deformación para la fase estática si la carga hubiese continuado. Puede observarse que las curvas esfuerzo-deformación para la carga estática-dinámica se localiza por arriba de la curva esfuerzo-deformación para la carga estática únicamente. Esto indica que si el espécimen de suelo está sujeto a una carga dinámica posterior, éste se deforma estáticamente un cierto valor y tiende a exhibir una gran rigidez y resistencia, que si se carga hasta la falla total mediante carga estática. El incremento en la rigidez y resistencia surge de un coeficiente que depende en gran medida de la naturaleza de los suelos de comportamiento cohesivo cuando están sujetos a cargas rápidas tal como las usadas en el actual esquema de cargas. Tres series de pruebas similares emplean tres registros históricos que muestran la misma tendencia en la relación esfuerzo-deformación residual.

Efectos del esfuerzo cortante inicial

Con el propósito de examinar los efectos de la variación del esfuerzo cortante inicial en la relación esfuerzo-deformación residual, una serie de pruebas similares se llevaron a cabo en la misma muestra de arcilla volcánica empleando diferentes esfuerzos axiales iniciales bajo cuatro registros históricos de carga irregular (Ishihara, Nagao y Mano; 1983). Los resultados de estas pruebas implican que la relación esfuerzo-deformación residual no está afectada apreciablemente por el esfuerzo cortante inicial, cuando los valores permanecen dentro del rango de $\sigma_s/\sigma_r = 0.2$ a 0.8 , que es el caso de las condiciones en que se encuentran los taludes naturales. Consecuentemente, el efecto del esfuerzo cortante inicial continuo en la relación con el esfuerzo-deformación residual se considera de segunda importancia, y su efecto puede pasarse por alto, en el momento en que se realice la estimación aproximada de la estabilidad de un talud durante un sismo.

Relación entre resistencia estática y dinámica

Una serie de pruebas triaxiales similares se llevaron a cabo en muestras de arcilla volcánica empleando diferentes presiones de confinamiento bajo cuatro registros históricos de carga. Los resultados de estas pruebas se determinaron con presiones de confinamiento de $\sigma_o' = 20, 50$ y 80 KN/m^2 , los cuales se muestran en la figura V.16. Se puede observar que los efectos del esfuerzo confinante son muy importantes y no deben pasarse por alto al momento de evaluar la deformación residual y la resistencia bajo condiciones de carga dinámica. Esto se debe a que en un momento dado se desconoce la sorprendente magnitud de la resistencia bajo carga estática de un suelo de comportamiento cohesivo parcialmente saturado, que generalmente ha variado con la magnitud del esfuerzo confinante.

El efecto del esfuerzo confinante en la resistencia del suelo en condiciones estáticas, tiene que ser evaluado en función del ángulo de fricción interna ϕ . Así mismo, es importante

determinar la envolvente de falla con el criterio de Mohr-Coulomb para las condiciones de carga dinámica y compararla con la condición de carga estática. El método seleccionado para establecer el criterio dinámico de falla se ilustra en la figura V.17. El semi-círculo que une al punto A con el B es el círculo de Mohr asociado con la falla por carga estática. Del mismo modo, el círculo de Mohr asociado con la falla por carga dinámica será obtenido por el círculo que una al punto A con el C, como se muestra en la figura V.17.

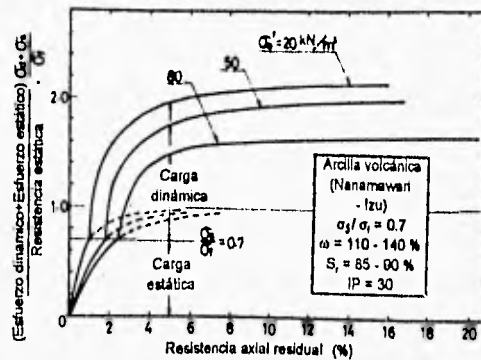


Figura V.16 Relación esfuerzo cortante-deformación residual para diferentes esfuerzos confinantes.

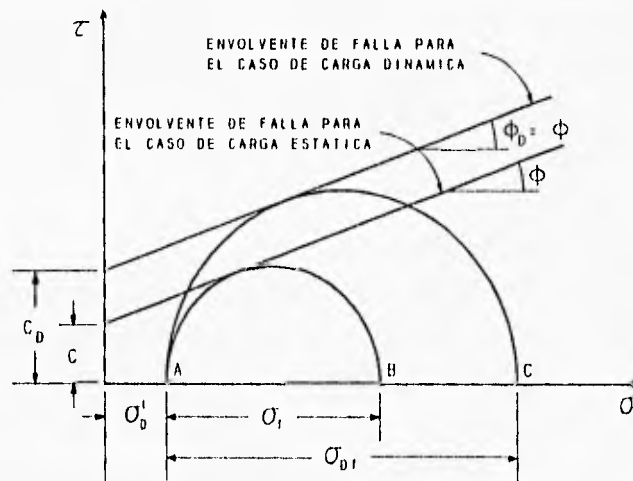


Figura V.17 Círculos de Mohr y envolventes de falla asociadas con carga estática y carga dinámica.

Con los resultados obtenidos de la figura V.16, se trazan los círculos de Mohr (figura V.18) para el caso de carga estática y dinámica. Para estas arcillas volcánicas, la cohesión

para el caso de carga estática, c , vale 20 KN/m^2 , y la cohesión para el caso de carga dinámica, c_D , vale 48 KN/m^2 . Es interesante observar que el ángulo de fricción interna es prácticamente el mismo en la condición de carga dinámica y en la condición de carga estática. El efecto de la carga dinámica sobre la resistencia del material a la falla que se manifiesta únicamente en la cohesión. El incremento en la resistencia se debe a que la carga se aplica rápidamente como en el caso de una carga irregular sísmica y a que el material tiene un comportamiento natural viscoso que es el caso de suelos cohesivos.

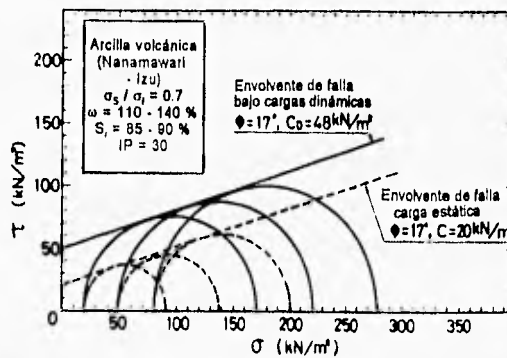


Figura V.18 Envolventes de falla obtenidas de los resultados de las pruebas de carga estática y dinámica.

Como el ángulo de fricción interna es el mismo en la condición de carga estática y dinámica, es posible deducir una correlación entre los parámetros referentes a estas dos condiciones de carga. Suponiendo que se conoce el ángulo de fricción interna, ϕ , y la cohesión, c , de un suelo sometido a carga estática, entonces el esfuerzo axial requerido para provocar la falla, σ_f , bajo un esfuerzo confinante, σ'_o , esta expresado por :

$$\sigma_f = \frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \sigma'_o + \frac{2 \operatorname{cos} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \dots \dots \dots (V.9)$$

Cuando una prueba bajo condiciones de carga dinámicas, es llevada a cabo con el mismo esfuerzo confinante, el esfuerzo axial causante de la falla, σ_{Df} , está dada por la expresión :

$$\sigma_{Df} = \frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \sigma'_o + \frac{2 c_D \operatorname{cos} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \dots \dots \dots (V.10)$$

Combinando las ecuaciones (V.9) y (V.10), se obtiene :

$$\frac{c_D}{c} - 1 = \left(1 + \frac{\sigma_o'}{c \cot \phi}\right) \left(\frac{\sigma_{Df}}{\sigma_f} - 1\right) \dots\dots\dots (V.11)$$

Así, conocidos los parámetros de resistencia de un material bajo carga estática, c y ϕ , es posible estimar el valor de la cohesión dinámica, c_D , de la ecuación (V.11), si solo se lleva a cabo una prueba dinámica para determinar el valor de la resistencia a la falla en condiciones dinámicas, σ_{Df} , bajo un esfuerzo de confinamiento adecuado, σ_o' . Una vez que el valor de la cohesión dinámica es conocido, puede ser posible estimar la resistencia dinámica para algún otro valor del esfuerzo confinante usando la ecuación (V.10).

Se ha podido concluir, aunque no de forma definitiva, que una arcilla altamente plástica presenta un porcentaje mayor en el incremento de la cohesión bajo carga dinámica, que una arcilla con un índice de plasticidad menor.

V.5 EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DE UN TALUD DURANTE UN SISMO

Uno de los objetivos para realizar el análisis de estabilidad será proporcionar las bases para pronosticar en un momento dado si un talud natural es estable o inestable durante las sacudidas de un sismo. En general, el problema es conocer bajo qué intensidad de sacudida, un talud dado iniciará el deslizamiento. La intensidad de la sacudida puede ser representada más convenientemente, por la magnitud de la aceleración horizontal a la que será sometido un talud durante un sismo. Es válido asumir que la estabilidad de un talud durante un sismo depende de grado de estabilidad bajo condiciones estáticas antes del sismo, que será expresado en términos del factor de seguridad. Así mismo, la mayor parte del problema se enfoca a la determinación la mínima aceleración diferencial, que se requiere para ocurra o no un deslizamiento, en función del factor de seguridad estático. La correlación entre el factor de seguridad estático y la aceleración requerida para que se inicie un deslizamiento, puede establecerse realizando estudios detallados en aquellas zonas donde ocurrieron deslizamientos a causa de sismos.

Para este fin, dos procedimientos como los siguientes se consideran aplicables.

(1) Cuando los parámetros de resistencia de un depósito de suelo asociados con deslizamientos, se obtuvieron mediante algunas pruebas llevadas a cabo en laboratorio y *in-situ*, bajo condiciones de carga estática y dinámica. Los análisis de estabilidad para la condición dinámica pueden hacerse para determinar la magnitud de la aceleración horizontal requerida para ocasionar el deslizamiento (aceleración crítica) por lo que el factor de seguridad dinámico debería ser igual a la unidad. De esta manera, para analizar un sitio de deslizamiento, es posible obtener dos tipos de información, el primero es el factor de seguridad bajo condiciones estáticas y el segundo, la aceleración crítica. Si se hacen análisis similares para un cierto número de casos donde ocurrieron deslizamientos, se obtienen el mismo número de pares de datos. Se deben trazar las aceleraciones críticas contra el factor de seguridad estático, antes obtenido, posteriormente se trazará una curva promedio a través del conjunto de puntos, por lo tanto se obtendrá la relación: aceleración que provoca el deslizamiento - factor de seguridad estático. Para implementar este procedimiento, en primer lugar en cada caso, es necesario identificar la superficie de falla. También será necesario recuperar muestras inalteradas en lugares clave y posteriormente llevarlas al laboratorio para poder determinar las propiedades mecánicas.

(2) Si la intensidad del movimiento durante un sismo es estimada en términos de la aceleración, para una masa deslizante, a través del uso de una fórmula empírica ó a través de otros medios, y si el factor de seguridad estático es calculado en base a los parámetros del suelo en condiciones estáticas de carga, es posible localizar un punto en la gráfica donde se trazó la aceleración que provoca un deslizamiento contra el factor de seguridad estático. Si se analizan un cierto número de casos donde ocurrieron deslizamientos, se obtienen un cierto número de pares de datos. Se deben trazar las aceleraciones críticas contra el factor de seguridad estático antes obtenido, posteriormente se trazará una curva promedio a través del conjunto de puntos, por lo tanto se obtendrá la relación: aceleración que provoca el deslizamiento - factor de seguridad estático. Una de las ventajas en el uso de este procedimiento es que no se necesitan conocer las propiedades mecánicas del suelo bajo cargas dinámicas, que generalmente para obtenerlas se requieren de muestras inalteradas alta calidad para ser probadas en el laboratorio. Sin embargo, los parámetros de resistencia bajo condiciones de carga estática deben conocerse por medio de algunas pruebas. Puede hacerse una estimación para este propósito, basándose en pruebas de campo como la prueba de cono de penetración o la prueba de penetración estándar.

V.6 METODOS PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE UN TALUD.

En el capítulo IV (sección IV.5, IV.5.1, IV.5.2 y IV.5.3) se presentan algunos métodos de análisis que toman en cuenta el coeficiente sísmico. El método más simple y conveniente para efectuar un análisis de estabilidad de taludes durante movimientos sísmicos toma en cuenta la siguiente expresión :

$$FS_d = \frac{\Sigma [W \tan \phi + c_d l \cos \alpha] / [\cos^2 \alpha (1 + (\tan \alpha \tan \phi / FS_d))] }{[W \tan \alpha + \frac{a_{max}}{g} W]} \dots (V.12)$$

Donde FS_d es el factor de seguridad para la condición dinámica de carga, y W , l , y α representan, respectivamente, el peso, longitud e inclinación de la superficie de deslizamiento; de la dovela en estudio, como se ilustra en la figura V.19. En este método, se supone que la carga sísmica se puede representar por una fuerza estática que se determina mediante el producto de la aceleración máxima entre la gravedad y el peso de la dovela en estudio. En la ecuación (V.4), c_d es la cohesión del suelo en condiciones de carga dinámica y ϕ es el ángulo de fricción interna del material. En estudios realizados por Ishihara (1983), observó que los efectos de la carga dinámica sobre los parámetros de resistencia de los suelos, son considerables por el incremento en la cohesión, mientras el ángulo de fricción interna permanece igual tanto en condición de carga estática como en la dinámica.

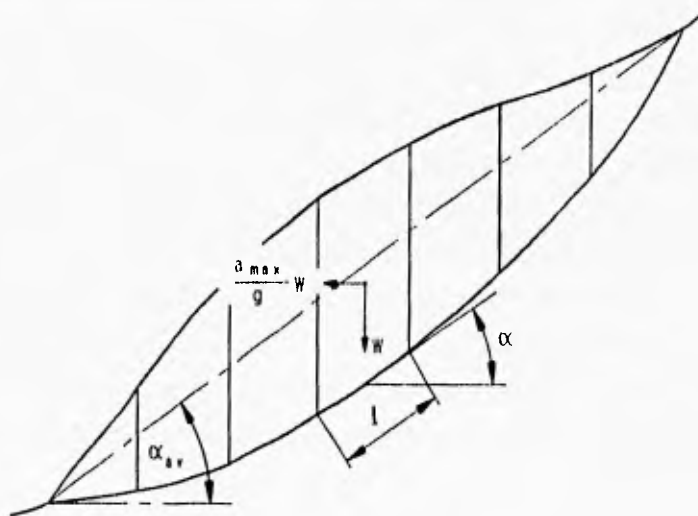


Figura V.19 Parámetros usados para el análisis de estabilidad.

El factor de seguridad en la condición estática antes del terremoto, se puede calcular por alguno de los métodos de análisis contemplados en el capítulo anterior o por la expresión :

$$FS_s = \frac{\sum[W \tan \phi + c \cos \alpha] / [\cos^2 \alpha (1 + (\tan \alpha \tan \phi / FS_s))] }{\sum[W \tan \alpha]} \dots (V.13)$$

donde c es la cohesión en condiciones de carga estática.

Con el propósito de establecer una correlación entre el factor de seguridad estático y la aceleración horizontal que provocará la falla en base a casos estudiados, la magnitud de la aceleración máxima horizontal, a_{max} , se obtiene cuando factor de seguridad dinámico es igual a la unidad (ecuación (V.12)). Al mismo tiempo, el factor de seguridad estático, FS_s , es calculado por la ecuación (V.13). Así se obtienen una serie de datos que pueden ser usados para obtener la correlación deseada. A fin de interpretar mas claramente ésta relación, consideramos un caso sencillo en el cual la resistencia del suelo se expresa únicamente en términos de la cohesión. Se asume también que el suelo es el mismo en toda la extensión de la superficie de falla, por lo que el valor de la cohesión es el mismo en dicha extensión. Entonces, eliminando el término $(l / \cos \alpha)$, de la ecuación (V.12) y (V.13) con $FS_d=1.0$, se obtiene :

$$\frac{a_{max}}{g} = \left(\frac{C_D}{C} FS_s - 1 \right) \frac{\sum W \tan \alpha}{\sum W} \dots (V.14)$$

En esta parte, es conveniente introducir el ángulo promedio del talud, α_{av} , el cual está definido por una línea que une la parte inferior con la parte superior de la superficie de falla, tal como se ilustra en la figura V.19. Al introducir el ángulo promedio del talud en la ecuación (V.14) queda :

$$\frac{a_{max}}{g} = \left(\frac{C_D}{C} FS_s - 1 \right) \tan \alpha_{av} \dots (V.15)$$

Observe que la relación anterior puede utilizarse en el caso del talud infinito con inclinación constante.

V.7 CASOS ESTUDIADOS DONDE LOS SISMOS PROVOCARON DESLIZAMIENTOS.

(1) Terremoto de Izu-Ohshima en 1978, Japón

El 14 de junio de 1978 un terremoto de 7.0 grados de magnitud sacudió la costa sureste de la Península Izu, la figura V.20 muestra la localización del epicentro. El daño ocasionado por este terremoto se caracterizó por el gran número de deslizamientos que se presentaron en las montañas de la costa este de la Península Izu. Las montañas están formadas por una serie de depósitos de origen volcánico como los loams y ocasionalmente por suelos residuales originados por la erosión de las rocas volcánicas como tobas y andesitas.

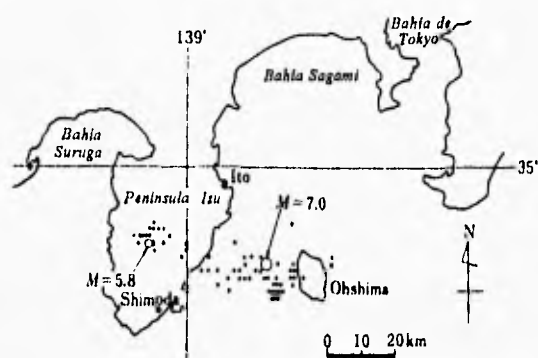


Figura V.20 Epicentro en el terremoto de la Península de Izu-Ohshima en Japón.

Entre decenas de deslizamientos, se investigaron a detalle dos sitios y se obtuvieron muestras de suelo que fueron probadas en el laboratorio. El primer sitio investigado se encuentra en Hokkawa (fig. V.21), donde un talud con ángulo de inclinación grande, falló sepultando la carretera y extendiéndose hasta la playa. La localización de uno de los sitios que se estudiaron a detalle se muestran en la figura V.22. En la parte alta del talud se obtuvieron muestras inalteradas mediante la extracción de bloques de toba intemperizada (Ishihara, 1985). Los resultados de las pruebas triaxiales de este material limo-arcillosos, se dan en términos de los esfuerzos totales y se muestran en la tablas V.2 y V.3.

El segundo deslizamiento que se investigó se localiza en Nashimoto (figura V.21 y V.23), donde el costado de una montaña se deslizó (Ishihara, 1985). En este sitio, se obtuvieron muestras limo-arenosas inalteradas que posteriormente fueron probadas en la cámara triaxial, las muestras están parcialmente saturadas y fueron compactadas para que presenten una compacidad casi igual a la que tenía *in-situ*. Los parámetros de resistencia están en términos de los esfuerzos totales y se obtuvieron de las pruebas de laboratorio (tabla

V.2). Los resultados del análisis de estabilidad revelan que la magnitud de la aceleración horizontal que se requiere para obtener un factor de seguridad en la condición dinámica igual a uno (condición crítica o inestable), es del orden de 450 gal. El factor de seguridad en la condición estática antes del terremoto es de 1.5 (tabla V.2).

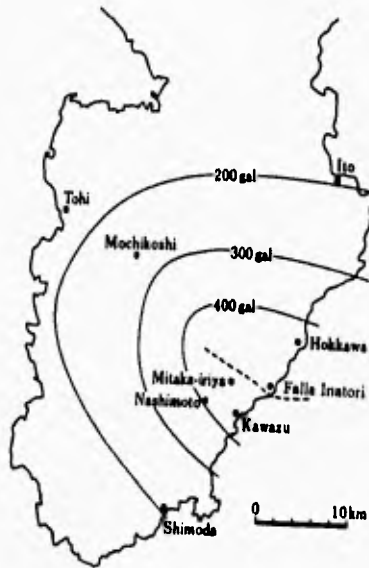


Figura V.21 Líneas de aceleración horizontal máxima estimadas por la ec.(V.12).

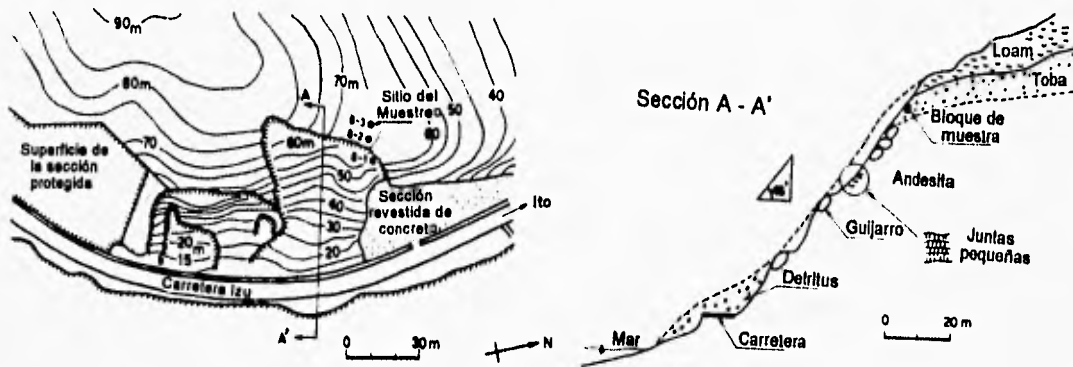


Figura V.22 Deslizamientos de Hokkawa, Izu (planta y corte).

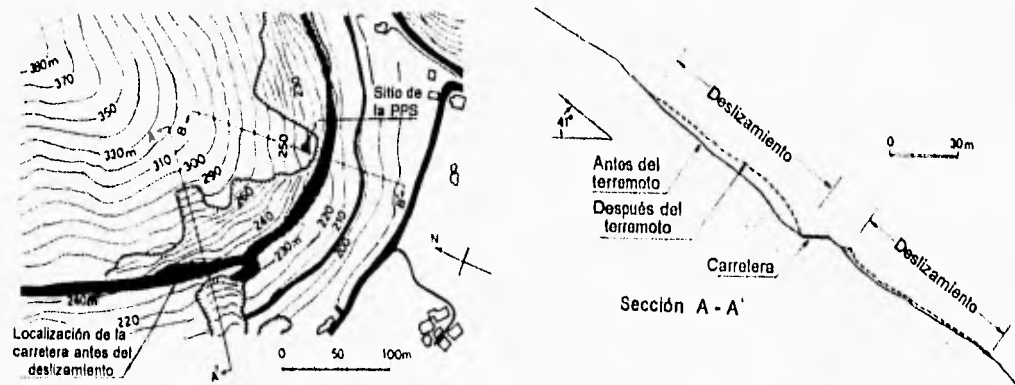


Figura V.23 Deslizamientos en el flanco de la montaña en Nashimoto, Izu (planta y sección A - A')

Tabla V.2 Datos de deslizamientos causados por dos terremotos en Japón.

Sitio del Deslizamiento	Terremoto	Dist. del Epicentro Δ (Km)	Angulo de Fric. Inter. ϕ' (grad)	Cohesión estática C (KN/m ²)	Cohesión dinám. C ₀ (KN/m ²) *	F.S. estático FS _s	Tipo de suelo **	Referencia
Hokkawa	Izu-Ohshima (1978) M = 7.0	18	35	120	205	1.70	Toba intemperizada	Ishihara (1985)
Nashimoto		22	30	30	45	1.50	Andesita intemperizada	Ishihara (1985)
Ontake (cima)	Nogano-seibu (1984) M = 6.8	10	23	150	230	1.53	Pómez volcánica	Ishihara et al. (1986)
Matsukoshi		1	15	20	60	1.48	Pómez volcánica	Ishihara et al. (1986)
			15	60	120			
Ontake No 1		3	14	20	40	1.53 - 1.60	Pómez volcánica	Ishihara et al. (1986)
Ontake No 2		3	14	20	40	1.78 - 1.83	Pómez volcánica	Ishihara et al. (1986)
Ontake No 3		3	10	20	50	1.60 - 1.62	Pómez volcánica	Ishihara et al. (1987)
Ontake No 4	3	14	15	45	2.10 - 2.12	Pómez volcánica	Ishihara et al. (1987)	

* En términos de esfuerzos totales

** Todos los suelos limo-arcillosos están parcialmente saturados

Tabla V.3 Aceleraciones estimadas y calculadas, requeridas para causar un deslizamiento en dos terremotos de Japón.

Terremoto	Sitio del Deslizamiento	Angulo promedio del talud (grados)	Profundidad del deslizamiento H (m)	F.S estático FS _s	Aceleración calculada* req cuando FS _s =1 (gal)	Aceleración estimada ** (gal)
Izu-Ohshima (1978)	Hokkawa	46	≈10	1.70	520	450 - 550
	Nashimoto	41	≈5	1.50	450	450 - 550
Nagano-seibu (1984)	Ontake (cima)	30	≈100	1.53	270	300 - 360
	Matsukoshi	20	≈30	1.48	320	390 - 480
	Ontake No 1	20	≈10	1.53 - 1.60	300 - 320	360 - 440
	Ontake No 2	16	≈13	1.78 - 1.83	270 - 340	360 - 440
	Ontake No 3	20	≈6	1.60 - 1.62	400	360 - 440
	Ontake No 4	11	≈10	2.10 - 2.12	400	360 - 440

* Calculada por la ecuación (V.12)

** Estimada por las fórmulas empíricas (ecuación V.16)

La magnitud de la aceleración horizontal puede también obtenerse de las expresiones empíricas de Kawashima (Kawashima et al. 1984), las cuales se aplican a terrenos firmes, poco firmes y blandos, respectivamente :

$$a_{\max} = \frac{987.4 \times 10^{0.216M}}{(\Delta + 30)^{1.218}}$$

$$a_{\max} = \frac{232.5 \times 10^{0.313M}}{(\Delta + 30)^{1.218}} \dots\dots\dots (V.16)$$

$$a_{\max} = \frac{403.8 \times 10^{0.265M}}{(\Delta + 30)^{1.218}}$$

donde M es la magnitud del sismo y Δ es la distancia en Km del epicentro al sitio en estudio. La aceleración en las expresiones anteriores, está expresada en gal. El rango de aceleraciones

horizontales obtenido por las fórmulas anteriores, coincide con el valor de la aceleración obtenida del método de análisis por dovelas durante un sismo (figura V.21). El rango aproximado de aceleraciones para los dos casos analizados varía entre 450 y 550 gal, como se indica en la tabla V.3.

(2) Terremoto de Nagano-seibu en 1984, Japón

El terremoto se presentó el 14 de Septiembre de 1984, donde el epicentro se localizó al sur de la montaña Ontake y 100 km al noreste de Nagoya (ver figura V.24(a)). La magnitud del terremoto en la escala de Richter fue de 6.8, devastando un área de aproximadamente 100 km². Varios deslizamientos de media escala a gran escala se presentaron en el lado sur de la montaña Ontake y en áreas circundantes.

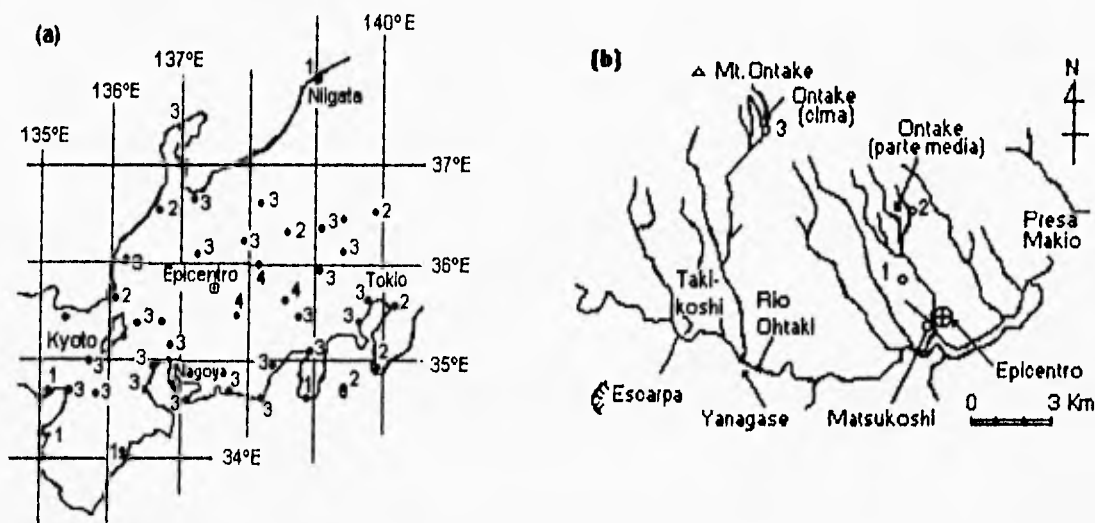


Figura V.24 Localización del epicentro (a) y de las áreas que presentaron más deslizamientos (b) en el terremoto de Nagano-sibu, Japón (1984).

El deslizamiento más espectacular se originó en la cima de la montaña Ontake arrastrando cerca de 35 millones de m³ de suelo y rocas, originando una avalancha que recorrió cerca de 12 km. Como resultado de una investigación a fondo, se descubrió que existían depósitos de piedra pómez del período Plioceno debajo de materiales producto de erupciones volcánicas posteriores a dicho período. Como ya sabemos, la piedra pómez es altamente porosa y poco resistente, siendo ésta la que influyó en gran medida al deslizamiento. También se obtuvieron muestras inalteradas de los depósitos de piedra pómez, para ser

7

probadas en el laboratorio usando la cámara de compresión triaxial. El material obtenido se encontró parcialmente saturado y constituido por una gran cantidad de poros, el contenido de agua variaba del 70 al 120%. Sometiendo una muestra a la prueba estática de carga se obtuvo un ángulo de fricción interna de 23° y una cohesión igual a 150 KN/m^2 en términos de esfuerzos totales. En la prueba dinámica de carga utilizando un registro histórico de carga irregular, se observó que la cohesión fue del orden de 1.5 veces mayor que la cohesión en la condición estática de carga y el ángulo de fricción interna en ambas condiciones es el mismo. Usando estos parámetros de resistencia del suelo y realizando el análisis de estabilidad mediante las ecuaciones (V.12) y (V.13) se obtuvieron los datos que se presentan en la Tabla V.3, donde la aceleración horizontal es del orden de 300 gal que es lo bastante fuerte para hacer que el FS_d sea igual a uno, provocando el deslizamiento en la montaña (Ishihara et al. 1986).

También una serie de deslizamientos se desencadenaron durante el terremoto de Nagano-seibu en 1984, en Matsukoshi, localizado cerca del epicentro (figura V.24(b)). Se realizó una investigación y se encontró el mismo material (piedra pómez) que originó los deslizamientos en la montaña Ontake. Se obtuvieron muestras inalteradas en dos lugares para ser probadas en el laboratorio, de la prueba estática de carga se determinó que el ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos totales para ambas muestras, es igual a 15° , pero la cohesión fue de 20 KN/m^2 y de 60 KN/m^2 , que corresponden a la muestra obtenida de la parte superior e inferior del deslizamiento (Tabla V.2). Los resultados de las pruebas irregulares de carga se muestran en la misma tabla. Los resultados del análisis de estabilidad se observan en la tabla V.3. La aceleración horizontal necesaria para que el FS_d sea igual a uno es del orden de 320 gal (Ishihara et al. 1986).

La tercer área investigada se localiza al pie de la montaña Ontake como se muestra en la figura V.24(b). Cuatro deslizamientos de pequeña escala se presentaron en este lugar. Los movimientos del suelo aparentemente se desarrollaron a través de los depósitos de piedra pómez, localizados a profundidades de entre 5 y 10 m. Se obtuvo una muestra en cada uno de los cuatro sitios estudiados en la montaña Ontake, para posteriormente ser probadas en el laboratorio, determinando de esta manera los parámetros de resistencia C y C_d (tabla V.2). Con estos parámetros se inició el análisis de estabilidad estático determinándose el FS en condición estática para cada uno de los cuatro sitios (tabla V.3). Igualando el FS_d a la unidad se obtiene el valor de la aceleración máxima para los mismos sitios.

REFERENCIAS

- Castro, G. (1975), *Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands*, Proc. ASCE, Vol. 101, GT6, pp. 551-569
- Ishihara, K. and Yasuda, S. (1975), *Sand Liquefaction in Hollow Cylinder Torsion Under Irregular Excitation*, Soils and foundations, Vol. 15, No. 1, pp45-59.
- Ishihara, K. and Nagao, A. and Mano, R. (1983), *Residual Strain and Strength of Clay Under Seismic Loading*. Proc. 4th Canadian Conference on Earthquake Engineering, pp. 612-613.
- Ishihara, K. (1985). *Stability of Natural Deposits during Earthquakes*, Proc. 11 th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 2, PP. 321-376.
- Ishihara, K., Hai-Lung Hsu, Nakasumi, I. and Sato, K. (1986). *Analisis of Landslides during the 1984 Naganoken-seibu Earthquake*. Proc. International Symposium on Engineering Geology Problems in Seismic Areas, Bari, Italy, Vol. 2, pp. 175-215.
- Ishihara, K., Yoshida, Y., Nakamura, S., Tsujimoto, S. and Sakucchi, H. (1987). *Stability of Natural Slopes during the 1984 Nagano-seibu Earthquake*, Proc. 8 th. Asian Regional Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Kyoto, Japan.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Yasuda, S. (1978), *A Practical Method for Assessing Soil Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan*, Proc. 2nd International Conference on Microzonation for Safer C. R and A. Vol. 2, pp. 885-896.
- Kawashima, K., Arizawa, K., and Takahasi, K. *Attenuation of Peak Ground Motion and Absolute Acceleration Respose Spectra*, Proc. 8 th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. II, pp.257-264, 1984.
- Nagase, H. (1985), *Behavior of Sand in Multidirectional Irregular Loading*, PhD dissertation, Departemnt of Civil Eginneering, University of Tokio, Japan.
- Schertmann, J. H. (1977). *Guidelines for CPT performance and design*, Federal Highway Administration HDV, 22, EUA.
- Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1971). *Simplified Procedures for Evaluating Soils Liquefaction Potential*, Proc. of ASCE, Vol. 97, SM9, pp. 1249-1273.
- Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1982). *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes*, Earthquake Enginnering Research Institute, Monograph Series.
- Seed, H. B. e Idriss, I. M., y Arango, I. (1983). *Evaluation of licuefaction potential using field performance data*, Procs ASCE Journal Geotech Engineering Division, Vol 109, No. 3.
- Seed, H. B. and Lee, K. L. (1966), *Licuefaction of Saturated Sand during Cyclic Loading*, Proc. ASCE, Vol. 91, SM6, pp.105-134.

BIBLIOGRAFIA

Ishihara, Kenji. *Dinámica Aplicada a la Estabilidad de Taludes*. Primer Simposio Suramericano de Deslizamientos patrocinado por la Agencia Japonesa de Cooperación Internacional (JICA), Bogotá, 2 y 3 de Agosto de 1989.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

1. Las clasificaciones actuales son herramientas predominantemente descriptivas caracterizadas por factores básicos que las distinguen. Una forma más cualitativa de clasificación es identificar los índices morfométricos. Casi siempre los índices como la relación D/L no son lo bastante claros para identificar los tipos de movimientos, siendo necesario obtener datos adicionales para poder realizar una clasificación correcta. Cuando todavía no se determina una clasificación utilizando las estrategias vistas en esta obra, entonces debemos determinar las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo que forma al talud para tener una idea de cual será su comportamiento.
2. Existe la necesidad de contar con datos abundantes, confiables y precisos de las propiedades antes mencionadas, pero en realidad es en el laboratorio de mecánica de suelos donde el profesional que investiga el terreno, ha de obtener la mayor parte de los datos definitivos para iniciar un análisis adecuado de estabilidad. Pero para poder obtener en el laboratorio, datos dentro de un rango razonable de precisión, es necesario que la extracción y manejo de las muestras se realicen en forma adecuada y por personal especializado.
3. Mediante la instrumentación podemos conocer los esfuerzos, deformaciones y la variación de la presión del agua, principalmente, en diferentes tiempos ya sea en taludes naturales o artificiales. También nos permite determinar si el factor de seguridad aumenta o disminuye. La persona que coloque los instrumentos debe tener un conocimiento detallado de la forma en que estos operan o tiene que ser supervisado por un ingeniero con experiencia en la instrumentación.

4. Dependiendo de las posibles consecuencias que podría ocasionar un deslizamiento, se diseña un sistema de monitoreo, el cual puede ser simple o complejo. La frecuencia con que se realizan las lecturas depende de la magnitud con que se mueve el talud, la obtención e interpretación de éstas deben realizarse con sumo cuidado.
5. Aunque se ha observado que los métodos de análisis de estabilidad son disponibles, están bien desarrollados y son aritméticamente razonables, la persona que realiza el análisis tiene la gran responsabilidad de seleccionar el mecanismo de deslizamiento que crea más cercano a la realidad y de conocer las propiedades mecánicas del suelo que forma al talud. No es válido seleccionar arbitrariamente un método de análisis y sustituir los parámetros de resistencia, para la investigación de la estabilidad de un talud. Los resultados correctos se obtienen utilizando un programa de trabajo cuidadosamente integrado tanto en el laboratorio como en el análisis de estabilidad.
6. La evaluación del potencial de licuación en suelos de grano fino con bajo índice plástico como arcillas o limos, son tan vulnerables a licuar como las arenas limpias y sueltas. Sin embargo, se conoce poco acerca de la licuación en arcillas y limos con alto índice de plasticidad. Por lo que las propiedades mecánicas de estos suelos están fuertemente afectadas por la forma en que éstos se depositaron, teniendo que hacerse pruebas *in-situ* y de laboratorio para suplementar la información disponible. Para suelos de grano grueso como arenas, la posibilidad de licuación depende del porcentaje de gravas que ésta tiene, por lo que se tiene que hacer una relación entre el porcentaje de gravas que contiene y el potencial de licuación, siendo necesario hacer pruebas a gran escala o usar plataformas de movimiento en el laboratorio para éste fin. Para ambos tipos de suelos el desarrollo de procedimientos apropiados de prueba es un poco necesario para poder evaluar el comportamiento del suelo bajo cargas cíclicas.
7. Para arenas limpias la información sobre las características de movilidad cíclica en arenas compactas es suficiente para poder obtener una conclusión clara. Al querer obtener muestras intactas de arena compacta es muy común que no ocurra esto por lo que tenemos que eliminar este efecto maligno y determinar realmente el comportamiento *in-situ* mediante pruebas de laboratorio.

4. Dependiendo de las posibles consecuencias que podría ocasionar un deslizamiento, se diseña un sistema de monitoreo, el cual puede ser simple o complejo. La frecuencia con que se realizan las lecturas depende de la magnitud con que se mueve el talud, la obtención e interpretación de éstas deben realizarse con sumo cuidado.
5. Aunque se ha observado que los métodos de análisis de estabilidad son disponibles, están bien desarrollados y son aritméticamente razonables, la persona que realice el análisis tiene la gran responsabilidad de seleccionar el mecanismo de deslizamiento que crea más cercano a la realidad y de conocer las propiedades mecánicas del suelo que forma al talud. No es válido seleccionar arbitrariamente un método de análisis y sustituir los parámetros de resistencia, para la investigación de la estabilidad de un talud. Los resultados correctos se obtienen utilizando un programa de trabajo cuidadosamente integrado tanto en el laboratorio como en el análisis de estabilidad.
6. La evaluación del potencial de licuación en suelos de grano fino con bajo índice plástico como arcillas o limos, son tan vulnerables a licuar como las arenas limpias y sueltas. Sin embargo, se conoce poco acerca de la licuación en arcillas y limos con alto índice de plasticidad. Por lo que las propiedades mecánicas de estos suelos están fuertemente afectadas por la forma en que éstos se depositaron, teniendo que hacerse pruebas *in-situ* y de laboratorio para suplementar la información disponible. Para suelos de grano grueso como arenas, la posibilidad de licuación depende del porcentaje de gravas que ésta tiene, por lo que se tiene que hacer una relación entre el porcentaje de gravas que contiene y el potencial de licuación, siendo necesario hacer pruebas a gran escala o usar plataformas de movimiento en el laboratorio para éste fin. Para ambos tipos de suelos, el desarrollo de procedimientos apropiados de prueba es un paso necesario para poder evaluar el comportamiento del suelo bajo cargas cíclicas.
7. Para arenas limpias, la información sobre las características de movilidad cíclica en arenas compactas es suficiente para poder obtener una conclusión clara. Al querer obtener muestras inalteradas de arena compacta, es muy común que no ocurra esto por lo que tenemos que eliminar este efecto maligno y determinar realmente el comportamiento *in-situ* mediante pruebas de laboratorio.

8. El primer paso que debemos dar para entender el problema de estabilidad de un talud durante sismos, es desarrollar una metodología para definir las características esfuerzo-deformación de los materiales que constituyen al talud. Algunas formas y métodos se presentan en esta tesis. Un requisito necesario es conocer las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo. La evaluación de la estabilidad de un talud durante sismos no se puede llevar a cabo, a menos que se conozcan las condiciones geológicas e hidrológicas que prevalecen en el sitio en cuestión. Los estudios en sitios donde se presentaron deslizamientos debido a movimientos sísmicos, son extremadamente importantes para poder conocer más acerca del fenómeno.
9. Los deslizamientos cuyos estudios se comentan en la tesis se presentaron en los terremotos de Izu-Oshima en 1978 y de Nagano-seibu en 1984, ambos en Japón, los cuales se caracterizaron por que ocurrieron en taludes con inclinaciones grandes. Los parámetros de resistencia en los suelos donde se presentaron los deslizamientos, se determinaron en el laboratorio utilizando muestras inalteradas sometidas a cargas irregulares similares a las que se presentaron durante el sismo. Los resultados de estas pruebas fueron usados para evaluar la estabilidad del talud considerando la aceleración horizontal requerida para provocar el deslizamiento.
10. Es interesante observar que al momento de obtener la envolvente de falla bajo el criterio de Mohr-Coulomb de una muestra de suelo sometido a la condición de carga estática y dinámica, el ángulo de fricción interna ϕ es prácticamente el mismo.
11. En el caso de México, no se cuenta hasta el momento con información suficiente acerca de deslizamientos provocados por sismos, esto se debe a que estos no han ocasionado daños significativos como en Japón, que lo califica en general como país montañoso sujeto a constante actividad volcánica y altamente sísmico, todo lo anterior se debe a que éste país se localiza en la unión de tres placas tectónicas (la placa del Pacífico, la placa de Filipinas y la placa de China).

Junio de 1996.