

martillo necesario para hincar el tomamuestras 1 pie (30 cm), se registra como la resistencia a la penetración normal del suelo. Este valor suministra una indicación de la densidad  $r$  relativa, en suelos granulares o de la consistencia, en suelos cohesivos.

En suelos granulares, existen correlaciones entre el número de golpes ( $N$ ) y la densidad relativa ó el ángulo de fricción efectivo ( $f$ ) de éstos (Peck et al., 1974). De igual manera,  $N$  puede relacionarse con la consistencia de los suelos cohesivos, aún cuando ésta no sea la propiedad más indicativa de la resistencia de éstos.

Cuando los suelos encontrados en la exploración muestran una presencia predominante de grava gruesa o peñones, se dificulta grandemente el paso de la punta de la cuchara partida a través de ellos. En estos casos es común la substitución del tomamuestras por un cono sólido con un ángulo de  $60^\circ$ . Esto impide la recuperación de material, pero permite la obtención de el número de golpes  $N$  (ligeramente mayor que si hubiese sido obtenido con el tomamuestras).

#### **3.4.3.2.- Prueba de penetración de cono (ASTM D-3441)**

El cono utilizado para realizar este ensayo, posee un ángulo de  $60^\circ$  y una superficie de contacto de  $10 \text{ cm}^2$  (3.57 cm de diámetro). Este cono o penetrómetro está unido a barras que lo empujan dentro del subsuelo mediante un gato hidráulico y la resistencia a la penetración es registrada continuamente. Este método permite una rápida y económica exploración de grandes depósitos de suelo con una resistencias bajas a moderadamente altas sin ser posible la obtención de muestras de material.

Existen variantes más sofisticadas de este ensayo que permiten la medición de la resistencia a la penetración en el subsuelo tanto de la parte inferior del cono, como de las paredes de una extensión cilíndrica al mismo.

#### **3.4.4.- Ensayos de laboratorio**

En el laboratorio se busca, primeramente, identificar el tipo de material con el que se está tratando; luego, establecer los parámetros del suelo (la resistencia) requeridos para realizar los análisis posteriores.

##### **3.4.4.1.- Ensayos de clasificación**

Lo primero que se debe realizar en el laboratorio es identificar visualmente las muestras de suelo obtenidas de las perforaciones y calicatas, para tener una buena idea acerca del tipo y número de ensayos a realizar posteriormente. Algunos de los ensayos más frecuentemente realizados para clasificar el suelo se nombran a continuación junto con una breve descripción de los mismos:

**Granulometría por tamizado:** Consiste en hacer pasar una muestra de suelo por tamices de diferente área de apertura, para determinar la proporción de los diferentes tamaños de partículas que componen dicha muestra.

**Hidrómetro:** Consiste en determinar la velocidad de decantación de las partículas que conforman una muestra de suelo con diámetro de partícula menor que 0.06 mm, con el objetivo de determinar su distribución dentro de la muestra.

**Límites de Atterberg:** Arbitrariamente definidos, son los contenidos de humedad que corresponden a los estados frontera del comportamiento del suelo. El límite líquido separa el comportamiento plástico del suelo, del líquido; el límite plástico separa el comportamiento plástico del suelo del semi-sólido y el límite de contracción es el contenido de humedad al que un determinado suelo no puede reducir más su volumen.

**Peso unitario:** Mediante este ensayo se mide el peso del suelo en un determinado volumen.

**Gravedad específica:** Mide la densidad de las partículas que componen el suelo.

### 3.4.4.2.- Ensayos de resistencia

Estos ensayos tienen por finalidad obtener una estimación de la resistencia del suelo. Para la estimación de la resistencia no drenada del suelo se utilizan ensayos tales como el penetrómetro y la veleta de bolsillo (también pueden ser realizados en campo) y los ensayos no drenados con y sin confinamiento en la cámara triaxial (mucho más costosos). En el caso de la resistencia drenada del suelo, también se puede utilizar la cámara triaxial con velocidades más bajas de aplicación de las cargas y el ensayo de corte directo. Este último está generalmente reservado a los materiales granulares.

### 3.4.5.- Muestreo

Dependiendo del material que se vaya consiguiendo en las perforaciones y del grado de precisión de los datos geotécnicos que se desean obtener, se realizará el muestreo en las perforaciones. Los tres métodos de muestreo más usados en la investigación geotécnica son los siguientes:

- Muestreadores de penetración percusiva, tales como la cuchara partida utilizada en el ensayo de SPT mencionado en la Sección 3.4.3.1, con el que se pueden tomar muestras de la gran mayoría de los suelos.
- Muestreadores de penetración por presión aplicada, tales como el muestreador de pistón y el tubo shelby (perturbación reducida), usados para recuperar materiales cohesivos de baja consistencia a medianamente alta.
- Muestreadores de penetración rotacional, tales como el tubo doble Dennison (diseñado especialmente para arcillas duras) y los que usan brocas de alta resistencia para perforar suelos con ciertos grados de litificación, y la roca.
- 

### 3.4.6.- Instrumentación

En el estudio de taludes, la detección de inestabilidad puede ser ayudada mediante el uso de instrumentos diseñados para ser colocados dentro del subsuelo. Estos instrumentos, con

ayuda del tiempo, revelarán ciertas características del talud, que complementarán la información proveniente de los ensayos de campo y de laboratorio.

#### **3.4.6.1.- Inclínómetros**

El inclinómetro es tal vez el instrumento más directamente relacionado con el movimiento de una masa de suelo. Este dispositivo, que se hace bajar verticalmente por una tubería previamente colocada dentro del subsuelo hasta una profundidad mayor a la que se sospecha que pasa la superficie de falla, registra sus cambios de inclinación a medida que se desliza por ésta. Estas lecturas son almacenadas y comparadas con otras que se toman a diversos intervalos de tiempo (cada semana, cada mes, etc.) con el objetivo de encontrar algún sector de la tubería en el cual se produzcan cambios de inclinación con respecto al tiempo. Este es un medio bastante eficiente y seguro, para establecer la posición de la superficie de falla de un deslizamiento.

#### **3.4.6.2.- Piezómetros**

Como ya se dijo antes, el agua es un factor de importancia primordial en la estabilidad de un talud en una gran mayoría de las ocasiones. Es por esto, que la determinación precisa de su posición dentro del suelo, es de vital importancia para el ingeniero. Para ello se utilizan los piezómetros. Estos instrumentos miden la presión de agua intersticial que hay en un determinado nivel del subsuelo y para ello se pueden emplear diferentes técnicas.

El piezómetro de boca abierta, es el más sencillo de todos y, en muchos casos, es el que se utiliza como referencia. Consiste básicamente de un tubo expuesto a la presión atmosférica, con ranuras protegidas, en el cual cae el agua libre de suelo. Al estabilizarse esta agua (dependiendo del tipo de suelo), tendrá un nivel correspondiente con el del agua contenida entre las partículas de suelo. El piezómetro de boca abierta es recomendable usarlo cuando se esté tratando con suelos granulares de relativamente alta permeabilidad. Existen piezómetros más complicados como los de hilo vibratorio y los neumáticos, que proporcionan una mayor precisión y una respuesta al cambio de presión más rápido que los de boca abierta. El uso de estos piezómetros es especialmente recomendable cuando se esté tratando con suelos más cohesivos, de baja permeabilidad.

### **3.5.- Evaluación de la estabilidad de un talud**

La estabilidad de un talud natural, de corte o relleno, comúnmente se evalúa por medio de métodos de estabilidad basados en el equilibrio límite del suelo. Estos métodos toman en cuenta los factores principales que influyen la resistencia del suelo o masa rocosa. La cuantificación de la estabilidad de un talud se basa en el concepto de factor de seguridad. En esta Sección se incluye una descripción del concepto del factor de seguridad, la determinación o estimación de los parámetros de resistencia, incluyendo valores típicos, y una breve descripción de los métodos de análisis.

#### **3.5.1.- Concepto de factor de seguridad**

Para ilustrar el concepto de factor de seguridad se usará la analogía de un bloque deslizante en un plano inclinado tal como lo muestra la FIGURA 3.13. En esa FIGURA 3.13 se tiene un

plano inclinado formando un ángulo  $\beta$  con la horizontal. Sobre ese plano inclinado se encuentra un bloque rígido de masa  $M$ .

### FIGURA 3.13. Bloque en plano inclinado y diagrama de fuerzas

Un diagrama de las fuerzas actuantes sobre el bloque rígido está indicado en la FIGURA 3.13. Las fuerzas que actúan sobre el bloque son: el peso del bloque  $W$ , la normal  $N$ , y la fuerza de roce  $F_r$  entre la base del bloque y el plano inclinado. Las fuerzas que actúan en la dirección del plano inclinado,  $X'$ , son la fuerza de roce,  $F_r$ , y la componente del peso en esa dirección,  $W \sin \beta$ . Las fuerzas que actúan en la dirección perpendicular al plano inclinado,  $Y'$ , son la componente de peso en esa dirección,  $W \cos \beta$  y la normal  $N$ .

No habrá deslizamiento del bloque a lo largo del plano inclinado mientras la fuerza de roce entre el bloque y el plano sea mayor o igual a la componente del peso en esa dirección. El factor de seguridad contra el deslizamiento del bloque viene dado por el cociente entre la fuerza de roce  $F_r$  y la componente del peso en la dirección del plano inclinado o por la ecuación:

$$F.S. = \frac{F_r}{W \cdot \sin \beta}$$

Esta analogía sirve como ilustración del concepto de factor de seguridad para taludes. En el caso de taludes, las fuerzas resistentes vienen dadas por la resistencia al corte del suelo y las fuerzas desestabilizadoras por las fuerzas gravitacionales y/o sísmicas. Por lo tanto, para un talud, el factor de seguridad se define como el cociente entre la resistencia al corte del suelo o roca a lo largo de una superficie de falla y los esfuerzos de corte que tienen de producir deslizamiento a lo largo de esa superficie de falla (Craig, 1986).

#### 3.5.2.- Determinación de la resistencia del suelo

Los principales parámetros que definen la resistencia del suelo son el ángulo de fricción interna en el caso de suelos granulares y la resistencia al corte no drenada en caso de suelos cohesivos. La determinación o estimación de estos parámetros se hace por medio de ensayos in-situ o ensayos de laboratorio.

El ángulo de fricción interna  $f$  puede estimarse con ensayos de laboratorio tales como: ensayo de corte directo y ensayo triaxial consolidado drenado. También existen correlaciones entre el ángulo de fricción interna  $f$  y ensayos in-situ como la prueba de penetración standard (SPT) o la prueba de penetración de cono (CPT).

La resistencia al corte no drenada,  $S_u$ , puede estimarse con ensayos de laboratorio tales como: el ensayo triaxial consolidado no drenado (CIU), el ensayo sin consolidar sin drenar (UU), el ensayo de compresión sin confinar ( $q_u$ ) y el ensayo de corte directo simple (DSS). Ensayos in-situ tales como: la prueba de veleta de campo (FV), la prueba de penetración de cono (CPT) y el penetrometro de bolsillo.

### **3.5.3.- Comportamiento drenado vs no-drenado**

Cuando el suelo es sometido a un cambio de esfuerzos, la estructura del suelo es modificada y por lo tanto el suelo tiene la tendencia a experimentar un cambio de volumen. Esta tendencia se manifiesta en la generación de un exceso de presión de poros. Si este cambio de esfuerzo es aplicado a una cierta tasa y/o las condiciones de drenaje son tales que el exceso de presión de poros es cero cuando se produce la falla, se dice que la falla ha tenido lugar bajo condiciones drenadas. Por otra parte, si el cambio de esfuerzo es aplicado muy rápido o las condiciones de drenaje son tales que el exceso de presión de poros no tiene oportunidad de disiparse cuando la falla tiene lugar, entonces se dice que la falla ocurrió bajo condiciones no drenadas (Terzaghi et. al, 1996).

En la mayoría de los problemas prácticos en campo, las arcillas duras y altamente sobreconsolidadas fallan bajo una condición drenada. Una razón para ello es que en estas arcillas, el exceso de presión de poros es negativo y por lo tanto a medida que este se disipa las arcillas sobreconsolidadas se debilitan.

Por su parte, las arcillas blandas y limos fallan en condiciones no drenadas. Una razón para ello es que el exceso de presión de poros positivo y por lo tanto la condición crítica es a corto plazo (cuando existen estos excesos de presión positivos) pues a medida que estas arcillas disipan este exceso de presión de poros las mismas se consolidan y ganan resistencia.

La mayoría de los suelos granulares disipan el exceso de presión de poros rápidamente debido a su alta permeabilidad y por lo tanto fallan en condiciones drenadas excepto cuando son sometidos a carga dinámica (sismo) cuando una falla no drenada es posible.

### **3.5.4.- Resistencia al corte en suelos granulares**

Como se mencionó en la Sección 3.5.3 los suelos granulares en la mayoría de los problemas de campo, excepto bajo carga dinámica, movilizan la resistencia al corte drenada.

La FIGURA 3.14 muestra el comportamiento que generalmente se observa en un ensayo de corte (corte directo o triaxial) consolidado-drenado de dos especímenes de arena, uno suelto y otro denso, los cuales han sido consolidados bajo la misma presión. La arena densa, inicialmente exhibe una resistencia máxima después de la cual la resistencia decrece alcanza un valor último. En términos de cambio de volumen, la arena densa inicialmente se densifica un poco más y llega al equilibrio en la condición última. La máxima resistencia de la arena suelta es igual a la resistencia última de la arena densa. En términos de cambio de volumen, la arena suelta se densifica. Es claro en la FIGURA 3.14 que la resistencia última es independiente de la densidad inicial.

#### **Figura 3.14. Ensayo de corte en arena**

Al realizar varios ensayos de corte usando diferentes presiones de consolidación, para una densidad inicial determinada, se puede construir la envolvente de falla, para la máxima resistencia, como lo indica la Figura 3.17. Para altas presiones de confinamiento, y granos de arena compuestos por minerales débiles se observa una envolvente no lineal.

### **Figura 3.15. Envolvente para arenas**

En depósitos de suelos granulares es difícil tomar muestras imperturbadas por lo tanto los valores de  $f$  han sido correlacionados, como se muestra en la FIGURA 3.16, con mediciones indirectas de densidad como el ensayo de penetración standard (SPT).

### **Figura 3.16. N VS. Angulo de fricción**

#### **3.5.5.- Resistencia al corte en arcillas sobreconsolidadas**

Como se mencionó en la Sección 3.5.3 las arcillas sobreconsolidadas en la mayoría de los problemas de campo movilizan la resistencia al corte drenada.

La FIGURA 3.17 muestra el comportamiento que generalmente se observa en un ensayo de corte (corte directo) consolidado-drenado de un espécimen intacto de una arcilla sobreconsolidada. Como se puede observar en la FIGURA 3.17 la arcilla exhibe una resistencia máxima o pico, para el momento en que se moviliza la resistencia drenada pico se produce un cambio muy pequeño en la estructura natural de la arcilla sobreconsolidada. Después del pico comienzan a parecer grietas y fisuras y a micro-escala las partículas de arcilla se disgregan y comienzan a tomar agua. Como resultado de este proceso, la arcilla se debilita. Para el momento en que todo el debilitamiento se a completado la resistencia fully softened se alcanza.

Si el proceso de corte continua, y las deformaciones de corte se concentran en una zona de corte muy delgada, la resistencia continua disminuyendo hasta alcanzar la resistencia residual. La pérdida de resistencia entre el fully softened y residual es causada por la orientación de las partículas a lo largo del plano de falla.

### **Figura. 3.17. Corte directo arcilla sobre-consolidada**

Al realizar varios ensayos de corte usando diferentes presiones de consolidación, se pueden construir las envolventes de falla, para las resistencias pico, fully softened y residual, como lo indica la FIGURA 3.18.

### **Figura 3.18. Envolventes pico, fully softened y residual**

Dependiendo de la condición de la arcilla sobreconsolidada en el campo la misma puede exhibir la resistencia pico, fully softened o residual. Si la arcilla está en buenas condiciones y no presenta grietas ni fisuras y no existe un plano mayor de discontinuidad, entonces se puede considerar el uso de la resistencia pico. Esta resistencia se puede obtener en ensayos drenados en muestras imperturbadas. En caso de detectar un plano pre-existente de discontinuidad, la estabilidad debe ser evaluada usando la resistencia residual. La FIGURA 3.19 muestra una correlación entre la resistencia residual, el limite líquido y la fracción de arcilla presentada por Stark and Eid (1994).

### **Figura 3.19. Relación entre límite líquido, fricción de arcilla y angulo residual (stark and eid, 1994)**

### 3.5.6.- Resistencia al corte en limos y arcillas blandas

Como se mencionó en la Sección 3.5.3 las arcillas blandas en la mayoría de los problemas de campo, movilizan la resistencia al corte no-drenada.

La resistencia al corte no-drenada se puede medir directamente en campo con un ensayo de veleta o en laboratorio con un ensayo de compresión simple sin confinar. Skempton propuso la siguiente correlación para estimar la resistencia al corte no drenada.

$$S_u/s'_p = 0.11 + 0.0037 I_p$$

donde:

$I_p$  = es el índice de plasticidad  
 $s'_p$  = es la presión de consolidación

Finalmente se ha incluido la Tabla la cual sirve como guía para la estimación de la resistencia al corte no drenada en arcillas y el ángulo de fricción en para suelos granulares. Esta Tabla es tomada de Terzaghi and Peck (1967).

ARENAS			LIMOS O ARCILLAS		
Nspt	f	Densidad Relativa	Nspt	$S_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Consistencia
			<2	0 - 0.12	muy blanda
0 - 4	<30	muy suelta	2 - 4	0.12 - 0.25	blanda
4 - 10	30 - 32	suelta	4 - 8	0.25 - 0.5	media
10 - 30	32 - 35	media	8 - 15	0.5 - 1	firme
30 - 50	35 - 38	densa	15 - 30	1 - 2	muy firme
>50	>38	muy densa	>30	>2	dura

### 3.6.- Métodos para la estabilización

Tan pronto quede comprobado que hay algún riesgo de inestabilidad en un determinado talud, el ingeniero debe buscar la mejor solución para el problema. Esta solución deberá contemplar aspectos como el costo implicado, la naturaleza de las obras afectadas (tanto en la cresta como al pie del talud), el tiempo estimado en el que se puede presentar el problema, la disponibilidad de los elementos constructivos de la solución, etc.

Existen diferentes tipos de soluciones para lograr la estabilidad de un talud. Estas se dividen en tres grandes grupos:

- Aquellas que aumentan la resistencia del suelo
- Aquellas que disminuyen los esfuerzos actuantes en el talud
- Aquellas que aumentan los esfuerzos de confinamiento ( $\sigma_3$ ) del talud

Ejemplo del primer grupo, son las soluciones que introducen drenajes en el suelo para bajar el nivel freático existente dentro de éste ó la inyección de sustancias que aumenten su resistencia, tales como el cemento ó algún otro elemento conglomerante. En el segundo grupo, se encuentran soluciones tales como el cambio de geometría del talud mediante el corte parcial o total de éste a un ángulo menor ó la remoción de la cresta reduciendo su altura. El tercer tipo de soluciones que se pueden utilizar en la estabilización de un talud, son las estructurales, siendo ejemplos de éstas, los muros de gravedad, las pantallas atirantadas o las bermas hechas del mismo suelo.

En esta sección se discuten las siguientes soluciones:

1. Cambio de geometría
2. Drenaje
3. Soluciones estructurales (muros)

### **3.6.1.- Cambio de geometría**

El cambio de geometría de un determinado talud (ver FIGURA 3.20) puede ser realizado mediante soluciones tales como: la disminución de su pendiente a un ángulo menor, la reducción de la altura (especialmente en el caso de suelos con comportamiento cohesivo) y la colocación de material en la base o pie del talud (construcción de una berma). En la realización de esta última solución, es común utilizar material proveniente de las partes superiores del talud.

**Figura 3.20. Métodos para estabilizar un talud. (A) Drenaje (B) cambio de geometría. Tomado de Hunt, 1984**

La consecuencia directa de realizar un cambio favorable en la geometría de un talud, es la disminución de los esfuerzos actuantes causantes de la inestabilidad y, en el caso de la implantación de una berma, el aumento de la fuerza resistente. Es importante destacar, que el posicionamiento de una berma al pie de un talud, debe realizarse tomando en cuenta la posibilidad de causar inestabilidad en otros taludes que se encuentren debajo de ésta. Además, se deben tomar todas las previsiones necesarias para drenar toda el agua que pueda ser almacenada dentro de la berma, ya que es probable que esto se traduzca en un aumento de la presión de poros en los sectores inferiores de la superficie de falla, acrecentando la inestabilidad.

### **3.6.2.- Drenaje**

#### **General**

El factor preponderante en la inestabilidad de la gran mayoría de las pendientes de suelo o de roca con medianos a altos grados de meteorización, es la presencia del agua. Esta, puede afectar de tres maneras fundamentales: disminuyendo la resistencia del terreno mediante el aumento de las presiones de poros, aumentando las fuerzas actuantes al acumularse dentro de las grietas de tensión formadas dentro de la masa de suelo y erosionando material prove ed or de resistencia (generalmente ubicado cerca del pie del talud). Por lo tanto, se han generado diversos tipos de drenaje, con diferentes objetivos (ver FIGURA 3.20). A continuación se exponen las soluciones con drenaje más usadas en la estabilización de taludes.

#### **3.6.2.1.- Drenajes subhorizontales**

Constituyen uno de los métodos más efectivos para mejorar la estabilidad taludes inestables o ya fallados. Estos, consisten de tubos de 5 cm de diámetro o mayor, perforados y cubiertos por un filtro que impida su taponamiento por arrastre de finos. Se instalan con una pequeña pendiente hacia el pie del talud, penetrando la zona freática y permitiendo el flujo por gravedad del agua almacenada por encima de la superficie de falla. El es paciamiento de estos drenajes depende del material que se esté tratando de drenar y puede variar desde 3 a 8 metros en el caso de arcillas y limos, hasta más de 15 metros en los casos de arenas más permeables.

#### **3.6.2.2.- Drenajes verticales**

Este tipo de drenajes se utiliza más que todo en situaciones en las que existe un estrato impermeable conteniendo agua emperchada, por encima de un material más permeable con drenaje libre y con una presión hidrostática menor. Se instalan los drenajes de manera que atraviesen completamente el estrato impermeable y conduzcan el agua mediante la acción de la gravedad, por dentro de ellos hasta el estrato más permeable, que aliviar&aacu te ; el exceso de presiones de poros a través de su estructura.

#### **3.6.2.3.- Drenajes transversales o interceptores**

Este tipo de drenajes se colocan en la superficie del talud, con el objetivo de proporcionar una salida al agua que pueda infiltrarse en la estructura del talud, o que pueda producir erosión en sus diferentes niveles. Las zonas en las que es común ubicar estos drenajes son: la cresta del talud, para evitar el paso hacia su estructura (grietas de tensión); el pie del talud, para recolectar aguas provenientes de otros drenajes y a diferentes alturas del mi sm o, especialmente en taludes altos donde se pueden generar cárcavas por erosión y donde el arrastre de finos puede ocurrir hacia otros drenajes originando su taponamiento.

#### **3.6.2.4.- Drenajes de contrafuerte**

Este método de drenaje consiste en la apertura de zanjas verticales de 30 a 60 cm de ancho en la dirección de la pendiente del talud para luego rellenarlas con material granular

altamente permeable y con un alto ángulo de fricción ( $>35^\circ$ ), cuidando que la profundidad alcanzada sea siempre mayor que la profundidad a la que se encuentra la superficie de falla para poder lograr el aumento de la resistencia del suelo no solo debido al aumento de los esfuerzos efectivos gracias al drenaje del agua que los reduce, sino también el aumento de resistencia por el material de alta resistencia incluido dentro de las zanjas. El fondo de estas zanjas tendrá una pendiente hacia el pie del talud que deberá interceptar un drenaje transversal como el expuesto en la Sección 3.7.2.3, que corra a lo largo de éste.

En el caso de taludes constituidos por materiales de baja resistencia tales como arcillas y limos blandos o con presencia de materia orgánica en descomposición, que tengan alturas entre los 3 y 8 metros y superficies de falla que no pasen de los 4 metros, esta solución puede ser útil y de bajo costo.

### **3.6.3.- Soluciones estructurales**

#### **General**

Este tipo de soluciones son generalmente utilizadas cuando, por limitaciones de espacio o por las dimensiones del problema, resulta imposible contener un deslizamiento con los métodos discutidos anteriormente. La misión fundamental de las estructuras de retención es la de incrementar las fuerzas resistentes de forma activa (peso propio de la estructura, inclusión de tirantes, etc.) y de forma pasiva, al oponer resistencia ante el movimiento de la masa de suelo. Los tres tipos de movimiento que deben ser capaces de soportar los muros son:

- a. Horizontal, por deslizamiento
- b. Vertical, por asentamiento
- c. Rotacional, por volcamiento

Los muros siempre experimentan algún movimiento en su vida útil, pero éste debe ser tal, que no ponga en peligro su integridad o la estabilidad de la masa de suelo retenida. El nivel de movimiento y deformación, depende de los materiales que los constituyan y del tipo de trabajo que éstos realicen.

Entre las soluciones estructurales más usadas en la práctica, se encuentran las siguientes:

#### **3.6.3.1.- Muros de gravedad y en cantiliver**

La estabilidad de un muro de gravedad (FIGURA 3.21a y b) se debe a su peso propio y a la resistencia pasiva que se genera en la parte frontal del mismo. Las soluciones de este tipo son antieconómicas debido al hecho de que el material que se utiliza en su construcción, es usado solamente por su peso muerto. En cambio, los muros en cantiliver (FIGURA 3.21c) hechos de concreto armado, son más económicos porque es el mismo material de relleno el que aporta la mayor parte del peso muerto requerido. Ambos tipos de muro pueden sufrir los tres movimientos mencionados en la Sección 3.6.3.1. Las teorías utilizadas para el cálculo de estas soluciones estructurales, son las de Rankine y Coulomb que se detallan en los diferentes textos que tratan con muros de contención.

### **Figura 3.21. Muros**

Se debe tener en cuenta que al poner una estructura hecha de un material de muy baja permeabilidad como el concreto en frente de un talud de suelo que almacene agua en su estructura, es muy probable que ocurra un aumento en la presión hidrostática en la parte de atrás del muro. Para evitar este problema, se deben poner drenajes subhorizontales como los mencionados en el Capítulo 3.6.2.1 a diferentes alturas del muro con el objetivo de disipar este exceso de presión. Un tipo de muro de gravedad que ayuda en este aspecto, es el muro de gavión (FIGURA 3.22), que al no tener ningún agente cohesionante más que la malla que une los gaviones, permite el paso de agua a través de los mismos. Estos muros además de ser comparativamente económicos, tienen la ventaja de ser capaces de tolerar grandes deformaciones sin perder resistencia.

### **Figura 3.22. Muros de gavión**

#### **3.6.3.2.- Pantallas**

Consisten de una malla metálica sobre la cual se proyecta concreto (shotcrete) recubriendo toda la cara del talud. Es común "atirantar" esta corteza de concreto armado mediante la inclusión de anclajes que deben atravesar completamente la superficie de falla para posteriormente ser tensados ejerciendo así un empuje activo en dirección opuesta al movimiento de la masa de suelo. FIGURA 3.23 muestra un corte típico de una pantalla atirantada y la Foto E.5, una pantalla construida para estabilizar un talud sobre el cual se construyó un tanque de succión al Este de Caracas, en Venezuela.

### **Figura 3.23. Sección transversal y frontal de una pantalla**

Esta es una buena solución en casos de taludes altos y con altas restricciones de espacio (cortes de carreteras, etc.) que necesita, al igual que en el caso de los muros tratados en la sección anterior, de las previsiones necesarias en cuanto a drenajes para controlar los empujes provenientes del agua intersticial.

---

## **4.- Vulnerabilidad de los componentes del sistema**

### **4.1.- Introducción**

La vulnerabilidad ha sido definida en diversos trabajos como el grado de pérdida de un elemento o conjunto de elementos a riesgo como resultado de la ocurrencia de una amenaza natural, generalmente expresada en términos de una probabilidad condicional. (Ref. 30; 31; 48). Su descripción y cuantificación es hecha en términos de posibles estados de daño mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos.

Por tanto fijados (n) grados o estados de daño ( $D_i$ ), la vulnerabilidad de un determinado componente, debido a un determinado evento ( $E_j$ ) (Por ejemplo: (i) una cierta velocidad de viento; (ii) una intensidad sísmica definida por grados de Mercalli o por rangos de ordenadas espectrales; (iii) un cierto nivel de precipitaciones en una determinada cuenca hidrográfica en

un tiempo dado; etc.) queda caracterizada por un vector  $(P_{j,i})$  de  $(n)$  elementos ( $i = 1, 2, \dots, n$ ).

## **4.2. Matriz de vulnerabilidad**

Se denomina matriz de vulnerabilidad al conjunto de vectores organizados para eventos ( $E_j$ ) de intensidad creciente, cuyas probabilidades de ocurrencia ( $P_j$ ) en un cierto horizonte de tiempo, dependen de la amenaza o peligrosidad en la región estudiada (véase Capítulo 2).

Como ejemplo, nos referiremos a la Tabla 4.2 de esta Memoria en la cual se reproduce la matriz de vulnerabilidad basada en la estadística de daños por sismos de 456 represas de tierra presentadas en la Ref. 40; los autores de ese trabajo caracterizaron cuatro grados de daño (D0; D1; D2; D3) (véase Anexo ) y cuatro grados de intensidad sísmica en base a los grados de Mercalli (VI, VII, VIII, IX).

## **4.3.- Vulnerabilidad de los componentes**

A continuación se presenta la caracterización de la vulnerabilidad de componentes propios de sistemas de producción de agua potable, así como de alcantarillado, esencialmente orientada a las acciones sísmicas. Esto así, por ser la amenaza que ejemplifica el caso presentado en el Capítulo 6.

### **4.3.1.- Represas**

En algunas normativas se advierte sobre el riesgo de sismicidad inducida por embalses. Se cita como ejemplo la represa de Koyna, India, y otras con columnas de agua en exceso de unos 80 a 100 m, a las cuales se atribuyen sismos inducidos por su llenado con magnitudes de hasta 6.5.

Las represas de concreto han mostrado una gran reserva resistente. Algunas de ellas han sido sacudidas por movimientos muy fuertes como es el caso de la presa de arco de Pacoima, cerca de Los Angeles, California: en su estribo izquierdo se registraron aceleraciones máximas iguales a 1,25g (Febrero de 1971) y 1,58g (Enero de 1994), sin manifestaciones de daño en el cuerpo de la estructura (Ref 21).

La estadística conocida sobre el desempeño de represas de tierra reporta más casos de daños por sismos; en parte, esto se debe a que son más numerosas que las de concreto (véase por ejemplo Ref. 40). De modo ilustrativo y con las reservas que se especifican más abajo, el desempeño esperado puede describirse en la forma sintetizada de la Tabla 4.1. En esa tabla se toman como referencia las zonas sísmicas de Venezuela según el mapa vigente de la Norma COVENIN 1756 (Figura 1.2). En Venezuela, de un total de 49 embalses ubicados en zonas sísmicas: 33 son de tierra, 4 de enrocado, 3 de concreto, 1 relleno hidráulico y 8 de material no identificado (Ref. 22; 23). En la Foto 4.1 se ilustra la presa de Camatagua componente fundamental en el suministro de agua de Caracas.

Es evidente que cualquier pronunciamiento sobre la seguridad de una represa debe estar debidamente sustentada con estudios detallados sobre: (i) la amenaza sísmica local; (ii) las propiedades dinámicas y la respuesta del sistema presa-embalse; y (iii) los materiales del embalse; la Tabla 4.1 sólo es una guía basada en el desempeño observado de un número limitado de casos.

En la Ref. 40 se da la información para elaborar la matriz de vulnerabilidad de la Tabla 4.2, en base a la evaluación de represas de tierra afectadas por sismos en China; la caracterización de los Grados de Daño se da en el Anexo .

**Tabla 4.1. Generalización sobre el desempeño esperado de represas de tierra**

ZONA SISMICA DE VENEZUELA (COVENIN 1756-82)						
ALTURA (m)	0	1 (0,08g)	2 (0,15g)	3 (0,22g)	4 (0,30g)	(1) > 030g
< 20	NO SE	CONOCEN				
> 20 < 60	PROBLEMAS DE VIBRA SISM	POR EFECTO CIONESICAS		RIESGO MUY REPRESAS CONSTRUI	BAJO EN BIEN DAS	
> 60					FALLAS EN PASA	LOCALES SISMOS DOS

(1) Zona en discusión

**Tabla 4.2. Matriz de vulnerabilidad basada en la estadística de daños por sismo de 456 represas de tierra (Ref. 40)**

INTENSIDAD SISMICA	GRADO DE DAÑO**			
	D0 (No daño)	D1 (Menores)	D2 (Moderados)	D3 (Severo)
VI (132) *	58,3	33,3	6,2	2,2
VII (284) *	18,7	48,9	21,1	11,3
VIII (28) *	7,1	39,3	17,9	35,7