

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



**Utilización y diseño de muros de concreto reforzado con anclajes  
activos para la contención de excavaciones separadas de la estructura  
principal del edificio**

Trabajo de graduación presentado por Arturo Cazali Chacón para optar al grado  
académico de Maestría en Ingeniería Estructural

Guatemala

2007



**“Utilización y diseño de muros de concreto reforzado con anclajes activos para la contención de excavaciones separadas de la estructura principal del edificio”**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería

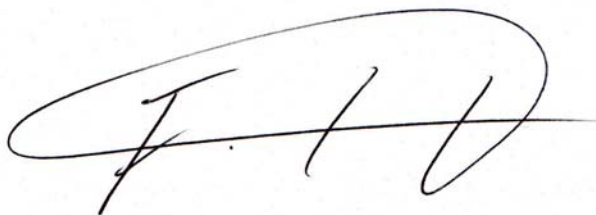
**Utilización y diseño de muros de concreto reforzado con anclajes  
activos para la contención de excavaciones separadas de la estructura  
principal del edificio**

Trabajo de graduación presentado por Arturo Cazali Chacón para optar  
al grado académico de Maestría en Ingeniería Estructural

Guatemala

2007

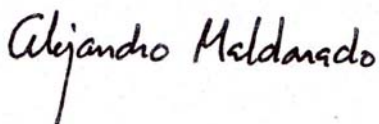
Vo. Bo.:



(f)

Ing. Fernando Rafael Callejas Benítez

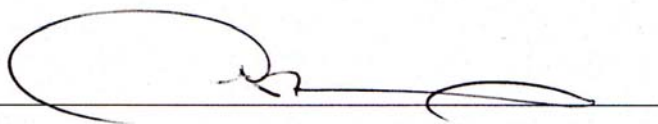
Tribunal:



(f)

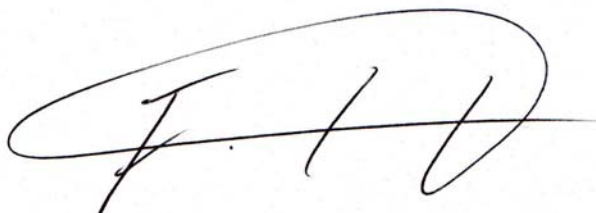
Ing. Alejandro Maldonado Lutomirsky

(f)



Ing. Mario Rolando Ramírez Sierra

(f)



Ing. Fernando Rafael Callejas Benítez

Fecha de Aprobación: 29 de Noviembre de 2007

## RESUMEN

Este trabajo pretende, tras una breve historia sobre el desarrollo y el análisis de la estabilización de suelos, mostrar cómo mediante un estudio adecuado se puede obtener un sistema de retención de suelos que pueda construirse fácil y rápidamente debajo de una gran variedad de condiciones, satisfaciendo requerimientos de resistencia, durabilidad y bajo costos.

Se dan a conocer los conceptos más importantes, tanto de estabilidad de taludes como la utilización de muros anclados de concreto lanzado.

## I. INTRODUCCIÓN

En Guatemala actualmente se ha dado impulso en el desarrollo inmobiliario a las construcciones verticales como edificios, en donde ha surgido la necesidad de proteger y estabilizar los terrenos y construcciones adyacentes a las excavaciones de estas edificaciones.

Como parte de esta condición particular en edificios se han incorporado procesos constructivos para prevenir derrumbes de los terrenos y construcciones adyacentes de una manera económica y practica, logrando mediante una solución estructural adecuada, resistente y durable proteger según las características del suelo las construcciones y suelos colindantes y limitando las deformaciones en un rango aceptable para cada tipo de estructura.

La experiencia de campo de este trabajo representa además una síntesis ordenada sobre el diseño y la utilización de muros de concreto lanzado con anclajes activos en proyectos especiales donde la estructura principal del edificio no soportara las cargas y empujes laterales del sistema de retención para la contención de excavaciones presentando soluciones viables constructivamente.

## II. OBJETIVOS

### A. Generales:

1. Desarrollar la teoría de estabilización de excavaciones, al hacer una síntesis ordenada de su historia, definiciones, usos, elementos, propiedades, diseño, pruebas, procedimientos de construcción y control en obra de una forma específica de la aplicación de los muros con anclajes activos para la contención de excavaciones separadas de edificios como solución para la retención del suelo.

### B. Específicos:

1. Realizar una comparación de los sistemas de retención de suelo en excavaciones. El mismo incluye prescripciones de carga lateral, sobre carga, carga para terremoto con la zonificación asociada a la ciudad de Guatemala.
2. Presentar una guía en la utilización de los métodos de estabilización de suelos y aplicaciones de estos procedimientos. Dar a conocer los factores estructurales y geotécnicos que inciden en diseño y construcción muros
3. Describir todo el proceso para definir la solución y la configuración adecuada a la retención de muros con anclajes activos.
4. Analizar un caso real de esta aplicación e ilustrar el proceso constructivo de la utilización de esta solución.

### III. CLASIFICACIÓN DE LA OBRA

Clasificación de obra según Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) Normas Estructurales de Diseño y Construcción recomendadas para la Republica de Guatemala, Normas NR-1 y NR-2

#### A. CLASIFICACIÓN DE OBRA

Para los propósitos de estas normas, toda obra nueva o existente se clasifica en una de cinco categorías atendiendo al impacto socio-económico que implique la falla o cesación de funciones de la obra. El propietario podrá requerir al diseñador que clasifique su obra en una categoría más alta que la especificada en estas normas.

Para efectos de clasificación se considerarán las obras y edificaciones como sistemas o complejos funcionales independientemente del número de unidades estructurales que constituyan la obra. Se clasificará la obra atendiendo a su conjunto. Sin embargo, los componentes del conjunto podrán subclasificarse en categorías diferentes.

1. Obras críticas. Obras críticas para el país son aquellas que son indispensables para el desenvolvimiento socio-económico de grandes sectores de la población. También son aquéllas que de fallar o colapsar pondrían en peligro directa o indirectamente a gran número de personas. Son ejemplos de obras críticas los componentes principales de grandes centrales energéticas, presas de gran tamaño y grandes puentes y otras obras similares.

Las obras críticas deben ser declaradas como tales por la Autoridad Competente. De lo contrario, las obras se clasificarán conforme a los numerales siguientes.

2. Obras esenciales. Son aquéllas que deben permanecer operantes durante y después de un desastre o evento natural adverso. Pertenecen a esta categoría las obras estatales o privadas especificadas a continuación.

a. Hospitales con instalaciones de emergencia, de cuidado intensivo y/o quirófanos. Instalaciones de defensa civil, de bomberos, de policía y de comunicaciones asociadas con la atención de desastres.

b. Plantas de energía e instalaciones conexas; instalaciones de captación y tratamiento de agua; instalaciones de importancia estratégica; centrales de telecomunicación; líneas de transmisión eléctrica, líneas de abastecimiento de agua a ciudades y villas, puentes sobre carreteras de primer orden; aquellas obras que las autoridades estatales o municipales específicamente declaren como tales.

Las autoridades que tengan bajo su jurisdicción pueden declararlas como obras previo dictamen de que otras obras similares clasificadas como obras esenciales abastecen la misma ciudad o villa.

3. Obras importantes. Son aquéllas que albergan o pueden afectar a gran número de personas, aquéllas donde los ocupantes estén restringidos de desplazarse; aquéllas donde se prestan servicios importantes (pero no esenciales después de un desastre) a gran número de personas o entidades; obras que albergan valores culturales reconocidos o equipo de alto costo. Pertenecen a esta categoría, entre otras, las obras que se enumeran a continuación.

a. Las obras y edificaciones del estado que no son esenciales.

b. Todos los edificios educativos y guarderías, públicos y privados; todos (os hospitales, sanatorios, y centros y puestos de salud públicos y privados que no clasifican como esenciales; garajes de vehículos de emergencia, prisiones; museos y similares.

c. Todos los edificios de cinco pisos o más; todos los edificios de más de 3,000 metros cuadrados de área interior (excluyendo estacionamientos).

d. Teatros, cines, templos, auditorios, mercados, restaurantes y similares que alojen más de 300 personas simultáneamente.

e. Obras de infraestructura que no sean esenciales incluyendo sub-estaciones eléctricas, líneas de alto voltaje; circuitos principales de agua, drenajes colectores; puentes de carretera; centrales de telecomunicaciones.

f. Obras en las que hay fabricación y/o almacenamiento de materiales tóxicos, explosivos o inflamables.

g. Todas las obras que hayan bajado a esta clasificación amparadas por el párrafo

Ni los propietarios privados ni las instituciones estatales pueden declarar que una "obra importante" se reduzca a una categoría inferior.

4. Obras ordinarias. Son aquellas obras que no responden a las definiciones de los numerales anteriores. Son ejemplos de obra ordinaria la construcción menor considerada en la Parte NR 4 de estas normas. También vivienda, comercios, edificios industriales y agrícolas que por su volumen, tamaño, importancia o características no tengan que asignarse a otra clasificación.

5. Obras utilitarias. Aquellas obras que albergan personas de manera incidental, y que no tienen instalaciones de estar, de trabajo o habitables; obras auxiliares de infraestructura. Pertenecen a esta categoría obras como las enumeradas a continuación.

a. Instalaciones agrícolas o industriales - de ocupación incidental - y bodegas.

b. Obras auxiliares de redes de infraestructura de ocupación incidental que de fallar no interrumpen el funcionamiento del sistema.

En caso de duda la obra se clasificará como ordinaria.

6. Clasificaciones múltiples. Normalmente las unidades estructurales que componen un complejo o sistema se clasificarán de acuerdo con la clasificación del sistema. Sin embargo, atendiendo a su función específica dentro del conjunto, la clasificación del componente podrá reducirse.

Las unidades estructurales destinadas a funciones múltiples se clasificarán en la categoría más alta requerida por su función más crítica.

#### **IV. CONDICIONES DE ANÁLISIS**

Las excavaciones constituyen una de las operaciones más usuales al comienzo de una obra para la construcción de un edificio de cierta envergadura y que requiere de las cimentaciones y protecciones de terreno acorde con las características de la estructura del edificio y del terreno.

Hoy día se hace creciente la escasez de espacio en las zonas urbanas por lo cual la construcción bajo rasante ha cobrado gran importancia. Los requerimientos de estacionamientos y nuevos espacios aprovechables en edificios, obliga muchas veces a emplear varios subsuelos o sótanos en algunos terrenos.

Todas estas necesidades exigen espacios que requieren excavaciones cada vez más profundas, lo que involucra mayor complejidad a la hora de dar las soluciones estructurales.

El inicio ineludible es la realización del estudio geotécnico completo a fin de tener las características del terreno donde se asiente el edificio.

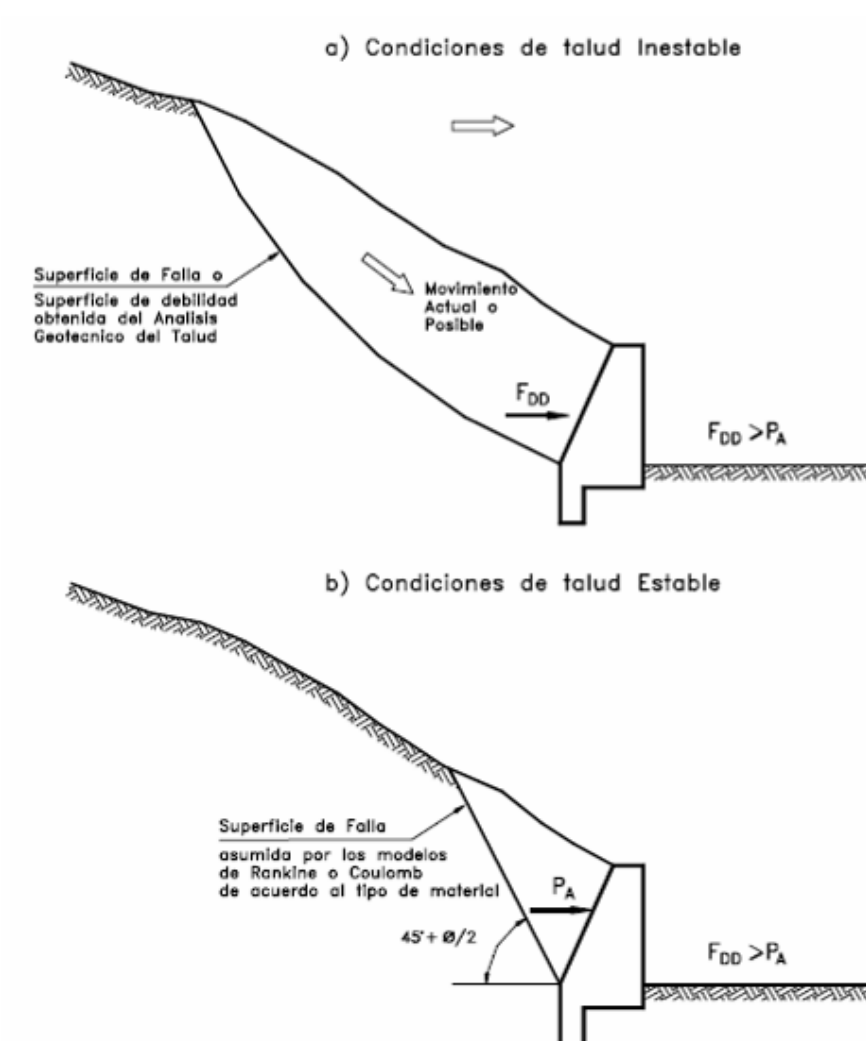
El propósito de una estructura de contención es el resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida, y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento. En el caso de un deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible de moverse. Las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención o del suelo a su alrededor deben evitarse para garantizar su estabilidad.

Deben diferenciarse dos condiciones de diseño de una estructura de contención totalmente diferentes así:

Condición de talud estable. Este es el caso típico de muro de contención analizado en los textos de mecánica de suelos y fundaciones. Se supone que el suelo es homogéneo y se genera una presión de tierras de acuerdo a las teorías de Rankine o Coulomb y la fuerza activa tiene una distribución de presiones en forma triangular.

Condición de deslizamiento. En el caso de que exista la posibilidad de ocurrencia de un deslizamiento o se trate de la estabilización de un movimiento activo, la teoría de presión de tierras de Rankine o de Coulomb no representa la realidad de las fuerzas que actúan sobre el muro y generalmente el valor de las fuerzas actuantes es muy superior a las fuerzas activas calculadas por teorías tradicionales. Ver Figura IV -1.

Figura IV -1. Condiciones de talud.



El hecho de que exista un deslizamiento o un factor de seguridad bajo, equivale a que se han generado en el talud deformaciones que producen un aumento muy grande de fuerzas sobre la estructura a diseñar.

Es común que los muros o estructuras de contención fallen en el caso de deslizamientos a pesar de que fueron diseñados de acuerdo a un procedimiento universalmente aceptado.

El costo de construir una estructura de contención es generalmente, mayor que el de conformar un talud, por lo tanto debe estudiarse con mucho cuidado su efectividad como método de estabilización y durante el diseño debe hacerse todo el esfuerzo por mantener su altura lo más baja posible.

#### A. PROPIEDADES DEL SUELO

El estudio geotécnico debe establecer si el sitio tiene las condiciones de estabilidad suficientes para el tipo de estructura de contención considerada en el diseño, incluyendo estabilidad general, aptitud de la fundación y de los materiales para el relleno.

Un diseño preliminar del muro es en ocasiones útil para identificar los parámetros que se requiere conocer en el estudio geotécnico.

La investigación debe identificar las condiciones específicas de drenaje subterráneo y superficial en la vecindad del sitio y la manera como este cambia con el tiempo, por ejemplo en el momento de una lluvia fuerte.

En algunos casos de estructuras de contención utilizando elementos metálicos como las tablestacas o los gaviones, debe analizarse las características químicas del agua, por ejemplo salinidad, contenido de sulfatos y PH.

## B. INVESTIGACIÓN DE SUBSUELO

1. Parámetros geotécnicos. Los parámetros geotécnicos deben ser representativos de las condiciones reales del suelo o roca en el sitio y para que esto ocurra se debe haber realizado una investigación geotécnica completa.

Para muros de altura de menos de tres metros es usual el seleccionar parámetros para el relleno y para el suelo de cimentación sobre las bases de resultados previos en materiales similares. Los materiales deben ser examinados cuidadosamente y descritos, especialmente aquellos sobre los cuales se plantea cimentar el muro. Se deben realizar ensayos de clasificación y otras propiedades de los materiales para comprobar que los parámetros asumidos son consistentes con los tipos de material encontrado.

Para estructuras de alturas mayores a seis metros los parámetros geotécnicos deben ser determinados en ensayos de laboratorio, de muestras tomadas en el sitio, adicionalmente a la descripción detallada de los materiales; y para muros de altura intermedia la necesidad de los ensayos de los ensayos de laboratorio depende de la importancia del muro.

Se debe realizar un suficiente numero de ensayos para los resultados sean representativos de la variación de las propiedades de los materiales. En lo posible se deben evitar las relaciones empíricas, aunque en algunas ocasiones para diseños preliminares estas son una herramienta adecuada.

Los diseñadores deben mirar siempre con un ojo crítico las descripciones de los estudios geotécnicos porque en ocasiones la descripción no corresponde a la realidad en el campo. Cuando se tenga duda el diseñador debe examinar directamente las muestras o consultar a las personas que realizaron la investigación.

Errores en el muestreo pueden afectar la representatividad de los resultados. Por ejemplo: como es difícil ensayar los materiales blandos o quebradizos generalmente, las

muestras se preparan con los bloques más fuertes de material y los resultados dan valores de resistencia mayores a los reales. El mismo problema pero en sentido inverso ocurre cuando las muestras tienen proporción importante de grava o cantos, y generalmente se ensayan los bloques que tienen muy pocas o ninguna partícula gruesa, dando valores de resistencia menores que el promedio que el suelo del sitio.

En ocasiones las muestras compactadas se ensayan a densidades diferentes a las que realmente van a tener en el campo.

Siempre que sea posible los parámetros a utilizar deben ser comparados con los conocidos de los materiales del área y examinar el por qué de las desviaciones con referencia a los valores previamente conocidos.

2. Determinación de los parámetros de diseño. Cada parámetro a utilizar debe analizarse cuidadosamente con relación al comportamiento del muro durante la construcción y durante su vida útil. Muchos parámetros geotécnicos no son constantes; por ejemplo los parámetros de resistencia al cortante, y puede ser necesario seleccionar un grupo de parámetros para los diferentes estados límites y situaciones de diseño. Por ejemplo, diferentes valores de resistencia pueden requerirse cuando se está analizando la falla potencial al cortante en un suelo que contiene juntas o fracturas heredadas dependiendo de si la superficie de falla detrás del muro sigue las juntas o el material intacto. También deben seleccionarse valores límite altos y bajos para el cálculo de las cargas y las resistencias.

Los parámetros seleccionados deben basarse teniendo en cuenta factores tales como calidad del estudio geotécnico, métodos de ensayo, materiales, etc.

Algunos parámetros afectan considerablemente el diseño y el diseñador debe tener especial cuidado en comprobar la confiabilidad de los parámetros seleccionados. En el caso de que no haya confianza completa, deben utilizarse valores razonablemente conservativos. Ver Cuadro III -1. y Cuadro III -2.

Cuadro III -1. Valores típicos de parámetros geotécnicos en suelos compactados

Suelo	Peso unitario (kN/m <sup>3</sup> )	Peso unitario seco(kN/m <sup>3</sup> )	Angulo de fricción $\Phi'$	Cohesión c' (kpa)	Permeabilidad K(m/s)
<b>Granito completamente descompuesto</b>	19 – 21	15 - 19	38 <sup>0</sup> – 42 <sup>0</sup>	0 – 5	10 <sup>-6</sup> – 10 <sup>-7</sup>
<b>Roca volcánica completamente descompuesta</b>	18 – 21	15 – 19	35 <sup>0</sup> – 38 <sup>0</sup>	0 – 5	10 <sup>-6</sup> – 10 <sup>-8</sup>
<b>Roca triturada o aluviones limpios</b>	18 – 21	18 – 21	45 <sup>0</sup> – 50 <sup>0</sup>	0	10 <sup>-2</sup> – 10 <sup>-4</sup>
<b>Materiales arcillosos (lutita descompuesta)</b>	15 – 18	13 – 16	20 <sup>0</sup> – 30 <sup>0</sup>	5 – 10	10 <sup>-6</sup> – 10 <sup>-9</sup>
<b>Materiales areno arcillosos (arenisca descompuesta)</b>	19 – 21	15 – 19	38 <sup>0</sup> – 42 <sup>0</sup>	0 – 8	10 <sup>-5</sup> – 10 <sup>-7</sup>
<b>Suelos aluviales areno arcillosos</b>	15 - 21	13 - 19	26 <sup>0</sup> – 40 <sup>0</sup>	0 - 10	10 <sup>-3</sup> – 10 <sup>-7</sup>

Cuadro III -2. Valores típicos de parámetros geotécnicos en suelos *in situ*

Suelo	Peso unitario (kN/m <sup>3</sup> )	Peso unitario seco(kN/m <sup>3</sup> )	Angulo de fricción $\Phi'$	Cohesión c' (kpa)	Permeabilidad K(m/s)
<b>Granito descompuesto</b>	16 – 21	14- 19	35 <sup>0</sup> – 44 <sup>0</sup>	5 – 15	10 <sup>-5</sup> – 10 <sup>-7</sup>
<b>Materiales volcánicos descompuestos</b>	16 – 21	14 – 19	32 <sup>0</sup> – 38 <sup>0</sup>	5 – 10	10 <sup>-5</sup> – 10 <sup>-7</sup>
<b>Coluviones (matriz)</b>	15 – 21	13 – 19	26 <sup>0</sup> – 40 <sup>0</sup>	0 – 10	10 <sup>-4</sup> – 10 <sup>-7</sup>
<b>Suelos areno arcillosos</b>	16 – 21	14 – 19	30 <sup>0</sup> – 40 <sup>0</sup>	5 – 15	10 <sup>-4</sup> – 10 <sup>-7</sup>
<b>Suelos arcillosos</b>	15 – 18	13 – 16	20 <sup>0</sup> – 28 <sup>0</sup>	5 – 10	10 <sup>-6</sup> – 10 <sup>-9</sup>

Las propiedades para suelos compactados deben determinarse de muestras de ensayos de compactación en el campo o en su defecto por los correspondientes en el laboratorio.

Para ensayos sobre suelos in situ deben tomarse muestras inalteradas y en algunos casos deben realizarse en el sitio para evitar alteración en la toma de muestra.

La fricción que se genera entre un suelo y un material de la superficie de la estructura depende del tipo de suelo, material de la estructura, tipo de estructura y tipo de presión generada en la interfase.

Se deben tener en cuenta tres condiciones diferentes:

a. Fricción estructura-cimentación. La fricción suelo - muro, es la componente tangencial de una fuerza resistente que se genera en la interfase entre el suelo de fundación y el material de la estructura, aunque los valores de la fricción suelo muro  $\delta$  generalmente, se obtiene como una función del ángulo de fricción del suelo, deben tenerse en cuenta que no son una propiedad del material. Ver Tabla III -3.

Tabla III -3. Rango de valores típicos de la fricción suelo - material para la cimentación

<b>Material</b>	<b><math>\delta</math> s para cimientos</b>
Concreto liso	0.8 a 0.9 $\Phi'$
Concreto rugoso	0.9 a 1.0 $\Phi'$
Bloques de mampostería lisa	0.5 a 0.7 $\Phi'$
Bloque de mampostería rugosa	0.9 a 1.0 $\Phi'$
Acero liso	0.5 a 0.6 $\Phi'$
Acero rugoso	0.7 a 0.8 $\Phi'$
Geotextil	0.5 a 0.9 $\Phi'$
Gaviones	0.9 a 1.0 $\Phi'$

b. Fricción en la pared para presión activa. La fricción positiva solamente será movilizada en su estado activo cuando el suelo retenido trata de moverse hacia abajo relativamente a la pared. Ver tabla III -4.

Tabla III -4. Valores máximos de ángulo de fricción suelo - estructura para presión activa

Tipo de estructura	$\delta$ máximo Presión activa
Muro criba, gaviones, y muros completamente empotrados.	$+ \Phi' / 2$
Sobre paredes virtuales en muros empotrados (T invertida).	$+ \Phi' / 2$ ó el ángulo de la pared, cualquiera que sea menor.
Paredes de muros de gravedad o muros en L y muros sobre pilotes	$+ 2 \Phi' / 3$

c. Fricción suelo - muro para presión pasiva. La fricción suelo - muro solamente será movilizada en el estado de presión pasiva cuando el suelo en la zona pasiva tiende a moverse hacia arriba relativamente a la pared. Ver tabla III -5.

Tabla III -5. Fricción suelo - muro para presión pasiva

Tipo de estructura	$\delta$ Máximo Presión activa	
	Suelo suelto	Suelo denso
Muros que se mueven muy poco	0	$-\delta_s / 2$
Tablestacas o muros sobre suelos sueltos que se asientan o se inclinan	$-2 \delta_s / 3$	$-2 \delta_s / 3$
Muros cuya estabilidad depende principalmente, en la presión pasiva y que pueden hundirse.	0	0
NOTA: $\delta_s$ es el ángulo de fricción suelo muro recomendado para cimientos		

## V. ESTABILIDAD DE TALUDES

Los análisis de estabilidad se aplican al diseño de taludes o cuando éstos presentan problemas de inestabilidad. Se debe elegir un coeficiente de seguridad adecuado, dependiendo de la finalidad de la excavación y del carácter temporal o definitivo del talud, combinando los aspectos de seguridad, costes de ejecución, consecuencias o riesgos que podría causar su rotura, etc. Para taludes permanentes, el coeficiente de seguridad a adoptar debe ser igual o superior a 1,5, e incluso 2,0, dependiendo de la seguridad exigida y de la confianza que se tenga en los datos geotécnicos que intervienen en los cálculos; para taludes temporales el factor de seguridad está en torno a 1,3, pero en ocasiones pueden adoptarse valores inferiores.

Los análisis permiten definir la geometría de la excavación o las fuerzas externas que deben ser aplicadas para lograr el factor de seguridad requerido. En caso de taludes inestables, los análisis permiten diseñar las medidas de corrección o estabilización adecuadas para evitar nuevos movimientos.

Los análisis a posteriori de taludes se realizan una vez que la rotura se ha producido, y, por tanto se conoce el mecanismo, modelo y geometría de la inestabilidad. Es un análisis muy útil para la caracterización geomecánica de los materiales involucrados, para el estudio de los factores influyentes en la rotura y para conocer el comportamiento mecánico de los materiales del talud: los resultados obtenidos pueden ser extrapolados a otros taludes de similares características. Estos análisis consisten en determinar, a partir de los datos de campo necesarios (geometría, tipos de materiales, modelo de rotura, presiones hidrostáticas, etc.), los parámetros resistentes del terreno, generalmente pares de valores  $c$  y  $\Phi$ , que cumplen la condición de equilibrio estricto del talud (es decir,  $F = 1.0$ ) a lo largo de la superficie de rotura, para las condiciones reales en que ésta tuvo lugar.

Los métodos de análisis de estabilidad se basan en un planteamiento físico-matemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras que

actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad. Se pueden agrupar en:

A. Métodos determinísticos:

Conocidos o supuestas las condiciones en que se encuentran un talud, estos métodos indican si el talud es o no estable. Consisten en seleccionar los valores adecuados de los parámetros físicos y resistentes que controlan el comportamiento del material, para a partir de ellos y de las leyes de comportamiento adecuadas, definir el estado de estabilidad o el factor de seguridad del talud. Existen dos grupos: métodos de equilibrio límite y métodos tenso-deformaciones

B. Métodos probabilísticos:

Consideran la probabilidad de rotura de un talud bajo unas condiciones determinadas. Es necesario conocer las funciones de distribución de los diferentes valores considerados como variables aleatorias en los análisis (lo que supone su mayor dificultad por la gran cantidad de datos necesarios, dadas las incertidumbres sobre las propiedades de los materiales), realizándose a partir de ellas los cálculos del factor de seguridad mediante procesos iterativos. Se obtienen las funciones de densidad de probabilidad y distribución de probabilidad del factor de seguridad, y curvas de estabilidad del talud, con el factor de seguridad asociado a una determinada probabilidad de ocurrencia.

La elección del método de análisis más adecuado en cada caso dependerá de:

- Las características geológicas y geomecánicas de los materiales (suelos o macizos rocosos).
- Los datos disponibles del talud y su entorno (geométricos, geológicos, geomecánicos, hidrogeológicos, etc.).
- Alcance y objetivos del estudio, grado de detalle y resultados que se espera obtener.

Estos factores son, a su vez, interdependientes entre sí; no se podrá efectuar un análisis detallado si no se dispone de los datos necesarios y suficientes, al igual que un

caso de estabilidad complejo no podrá ser abordado con un método simple por el hecho de disponer de pocos datos de campo o laboratorio. Asimismo, hay que tener en cuenta que, tanto los datos de campo como los de laboratorio, deberían ser obtenidos en función del método de análisis de estabilidad que se vaya a emplear y del tratamiento que se les vaya a dar. Tras conocer los parámetros necesarios e fluyentes en la estabilidad de un talud, habrá de elegirse un modelo o método que represente las condiciones particulares de cada caso. Dada la dificultad de los métodos probabilísticos no es frecuente su aplicación.

### C. Métodos de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite (los más utilizados) analizan el equilibrio de una masa potencial mente inestable, y consisten en comparar las fuerzas tendentes al movimiento con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de rotura. Se basan en:

- La selección de una superficie teórica de rotura en el talud.
- El criterio de rotura de Mohr-Coulomb.
- La definición de “coeficiente de seguridad”.

Los problemas de estabilidad son estáticamente indeterminados, y para su resolución es preciso considerar una serie de hipótesis de partida diferentes según los métodos. Asimismo, se asumen las siguientes condiciones:

- La superficie de rotura debe ser postulada con una geometría tal que permita que ocurra el deslizamiento, es decir, será una superficie cinemáticamente posible.
- La distribución de las fuerzas actuando en la superficie de rotura podrá ser computada utilizando datos conocidos (peso específico del material, presión de agua, etc.).
- La resistencia se moviliza simultáneamente a lo largo de todo el plano de rotura.

Con estas condiciones, se establecen las ecuaciones del equilibrio entre las fuerzas que inducen el deslizamiento y las resistentes. Los análisis proporcionan el valor del **coeficiente de seguridad** del talud para la superficie analizada, referido al equilibrio estricto o límite entre las fuerzas que actúan. Es decir, el coeficiente **F** por el que deben dividirse las fuerzas tangenciales resistentes (o multiplicarse las fuerzas de corte desestabilizadoras) para alcanzar el equilibrio estricto:

$$F = \frac{\text{Fuerzas estabilizadoras}}{\text{Fuerzas desestabilizadoras}}$$

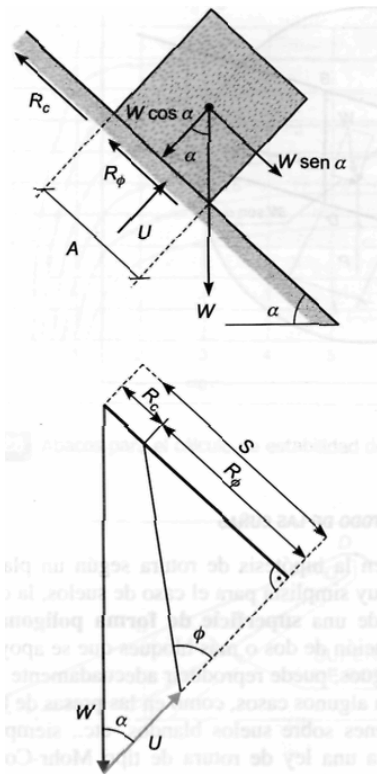
o expresado en términos de tensiones:

$$F = \frac{\text{Tensiones tangenciales resistentes}}{\text{Tensiones tangenciales deslizantes}}$$

Una vez evaluado el coeficiente de seguridad de la superficie supuesta, es necesario analizar otras superficies de rotura, cinemáticamente posibles, hasta encontrar aquella que tenga el menor coeficiente de seguridad,  $F_{\min}$ , la cual se admite como superficie potencial de rotura del talud, y  $F_{\min}$  se toma como el correspondiente al talud en cuestión.

Las fuerzas actuando sobre un plano de rotura o deslizamiento potencial, suponiendo que no existen fuerzas externas sobre el talud, son las debidas al peso del material,  $W$ , a la cohesión,  $c$ , y a la fricción,  $\Phi$ , del plano. Ver Figura V -1.

Figura V -1. Fuerzas actuando sobre una superficie de rotura en un talud.



**Fuerzas desestabilizadoras:**

- Componente del peso actuando en la dirección del plano de rotura,  $W \text{ sen } \alpha$
- Resultante de las presiones intersticiales o del agua.  $U$ , que actúan en la posible superficie de rotura.
- Cargas exteriores estáticas y dinámicas ejercidas sobre el talud contrarias a la estabilidad.

**Fuerzas estabilizadoras:**

- Resistencia al esfuerzo cortante del terreno, debida a la cohesión y rozamiento interno movilizados a lo largo de la superficie de rotura.
- Componente del peso actuando normal a la superficie de rotura,  $W \text{ cos } \alpha$
- Fuerzas exteriores a favor de la estabilidad.

El coeficiente de seguridad viene dado por:

$$F = (R_c + R \Phi) / S$$

Siendo:

$R_c$  = fuerzas cohesivas =  $cA$

$R\Phi$  = fuerzas friccionales =  $W \text{ cos } \alpha \text{ tg } \Phi$

$S$  = fuerzas que tienden al deslizamiento =  $W \text{ sen } \alpha$

$A$  = área del plano de rotura

En caso de existir presión de agua sobre la superficie de rotura, siendo  $U$  la fuerza total debida al agua sobre la superficie  $A$ ;

$$R\Phi (W \cos \alpha - Uf) \operatorname{tg} \Phi$$

Existen varios métodos para el cálculo del coeficiente de seguridad por equilibrio límite, más o menos complejos, desarrollados fundamentalmente para su aplicación a **materiales tipo suelo**. Los métodos analíticos proporcionan el coeficiente de seguridad a partir de la resolución inmediata de ecuaciones simples (método de Taylor, de Fellenius), mientras que los métodos numéricos necesitan, para su resolución, sistemas de ecuaciones y procesos de cálculo iterativo; en esta categoría se encuentran los métodos de Morgenstern y Price, de Spencer.

Los métodos de equilibrio límite se clasifican en:

- Métodos que consideran el análisis del bloque o masa total.
- Métodos que consideran la masa dividida en rebanadas o fajas verticales.

Mientras que los primeros son válidos para materiales homogéneos, y únicamente realizan el cómputo y la comparación de fuerzas en un punto de la superficie de rotura, los segundos pueden considerar materiales no homogéneos, y conllevan una serie de hipótesis propias sobre la localización, posición y distribución de las fuerzas que actúan sobre las rebanadas; el cálculo de las fuerzas actuantes se hace para cada una de las rebanadas en que se ha dividido el talud, integrándose finalmente los resultados obtenidos. Los métodos de rebanadas más comunes son el de Bishop modificado y el de Jambu, válidos para el análisis de roturas curvas el primero y de roturas curvas, planas y poligonales el segundo.

Para roturas en roca los métodos se basan igualmente en las ecuaciones del equilibrio entre las fuerzas actuantes, establecidas en base a la geometría concreta de cada topología de rotura.

## VI. MUROS DE RETENCIÓN

### A. Definición y tipos de muros de retención.

Existen varios tipos generales de estructuras para retención de taludes y cada una de ellas tiene un sistema diferente de transmitir las cargas.

1. Muros masivos rígidos. Son estructuras rígidas, generalmente de concreto, las cuales no permiten deformaciones importantes sin romperse. Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención. Ver Figura VI -1.

Figura VI-1. Esquema de muros rígidos.

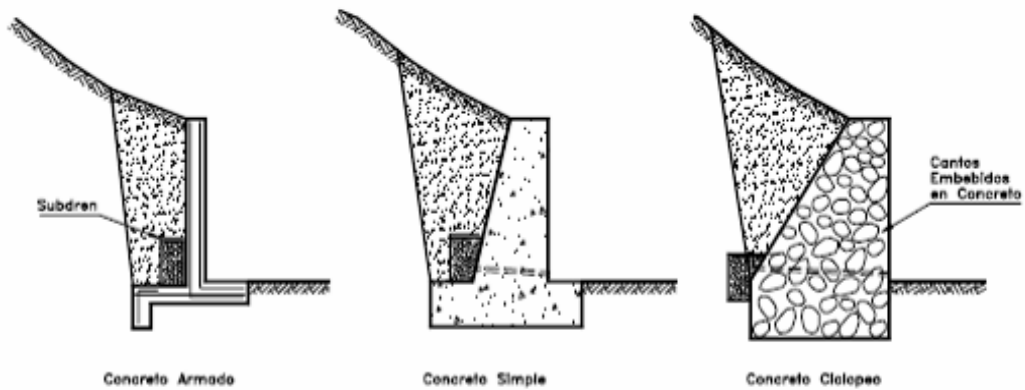


Tabla VI -1. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro rígido.

Muro	Ventajas	Desventajas
<b>Concreto armado</b>	Los muros de concreto armado pueden emplearse en alturas grandes (superiores a diez metros), previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia.	Requieren de buen piso de cimentación. Son antieconómicos en alturas muy grandes y requieren de formaletas especiales. Su poco peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo.
<b>Concreto sin refuerzo</b>	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su apariencia exterior.	Se requiere una muy buena fundación y no permite deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente son antieconómicos para alturas de más de tres metros.
<b>Concreto ciclópeo</b>	Similares a los de concreto simple. Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto.	El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar

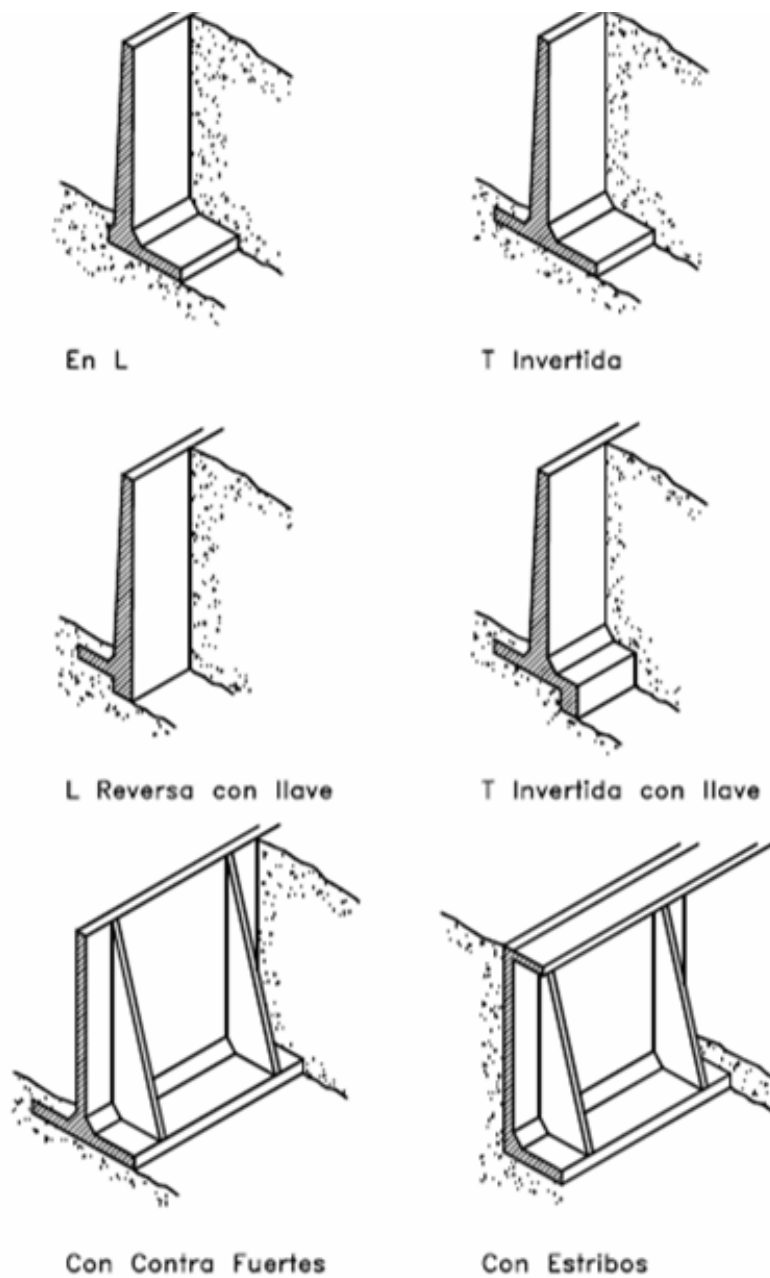
La utilización de muros rígidos es una de las formas más simples de manejar cortes y terraplenes. Los muros rígidos actúan como una masa relativamente concentrada que sirve de elemento contenedor a la masa inestable.

El empleo de muros de contención rígidos para estabilizar deslizamientos es una práctica común en todo el mundo, pero su éxito ha sido limitado por la dificultad que existe en el análisis de cada caso en particular y por las diferencias que existen entre las fuerzas reales que actúan sobre el muro, en un caso de deslizamiento y los procedimientos de análisis basados en criterios de presiones activas, utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o Coulomb. Existen varios tipos de muros rígidos y entre ellos los más populares son:

a. Muros de concreto armados. Una estructura de concreto armado resiste movimientos debidos a la presión de la tierra sobre el muro. El muro a su vez se apoya en una cimentación por fuera de la masa inestable. Existen los siguientes tipos de muro reforzado.

- 1) Muros empotrados o en cantilever, en forma de L o T invertida, los cuales tienen una placa semi vertical o inclinada monolítica con otra placa en la base.
- 2) Muros con contrafuertes, en los cuales la placa vertical o inclinada está soportada por contrafuertes monolíticos que le dan rigidez y ayudan a transmitir la carga a la placa de cimentación.
- 3) Muros con estribos, en los cuales adicionalmente a la placa vertical y la placa de cimentación y los contrafuertes, se construye una placa superior sub-horizontal que aumentan la rigidez y capacidad para soportar momentos. En la mayoría de los casos se colocan llaves o espolones de concreto debajo de la placa de cimentación para mejorar la resistencia al deslizamiento. Ver Figura VI -2.

Figura VI-2. Tipos de muro de contención de concreto armado.



Debe tenerse en cuenta que, la utilización de contrafuertes o estribos generalmente disminuye el costo comparativamente con un muro empotrado en L o T invertida.

La pendiente de la pared de fachada debe dársele una inclinación ligera para evitar la sensación visual de que el muro se encuentra inclinado. Generalmente, se recomienda una pendiente de 1 en 50.

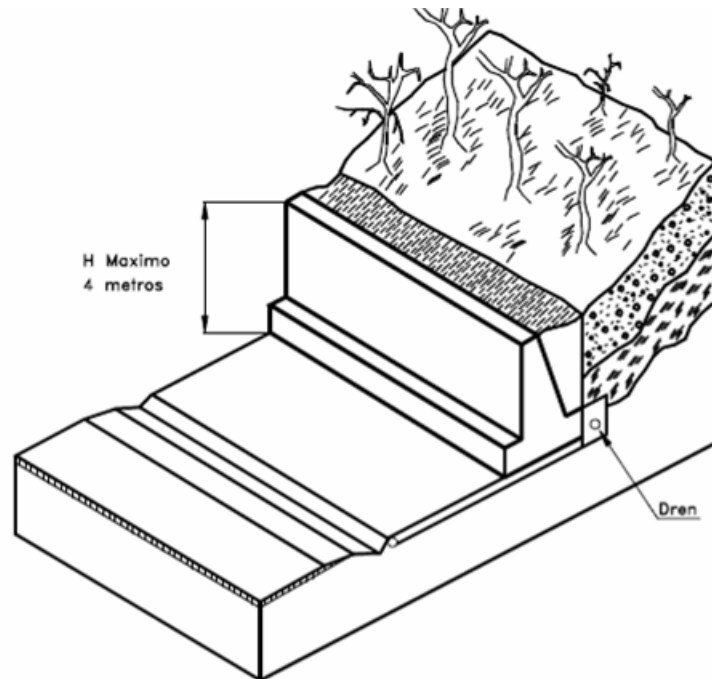
El diseño de un muro en concreto armado incluye los siguientes aspectos:

- Diseño de la estabilidad intrínseca del muro para evitar volcamiento o deslizamiento sobre el suelo de cimentación.
- Diseño de la estabilidad general del talud o cálculo del factor de seguridad incluyendo la posibilidad de fallas por debajo de la cimentación del muro.
- Diseño de las secciones y refuerzos internos para resistir momentos y cortantes.
- Cálculo de capacidad de soporte de la cimentación.

b. Muros de concreto sin refuerzo. Los muros de concretos sin refuerzo son masas relativamente grandes de concreto o concreto con piedra, las cuales trabajan como estructuras rígidas.

Los muros de concreto simple o ciclópeo actúan como estructuras de peso o gravedad y se recomienda no se empleen en alturas superiores a cuatro metros, debido no sólo al aumento de costos, sino a la presencia de esfuerzos de flexión que no pueden ser resistidos por el concreto simple y se pueden presentar roturas a flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimiento. Ver Figura VI -3.

Figura VI-3. Muro en concreto sin refuerzo

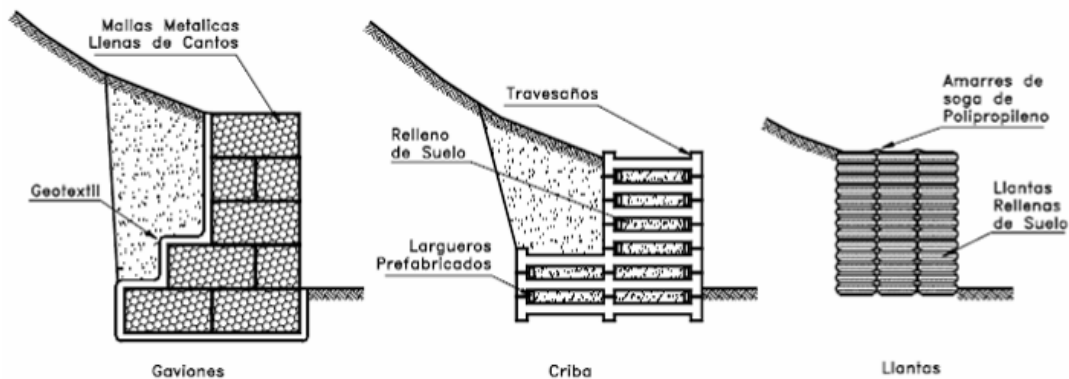


c. Muros de concreto ciclópeo. El concreto ciclópeo es una mezcla de concreto con cantos o bloques de roca dura. Generalmente, se utilizan mezclas de 60% de concreto y 40% de volumen de piedra. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que a mayor cantidad de piedra existe mayor posibilidad de agrietamiento del muro, por presencia de zonas de debilidad estructural interna.

En ocasiones se le colocan refuerzos de varilla de acero dentro del concreto ciclópeo para mejorar su resistencia interna. El diseño de un muro de concreto ciclópeo es muy similar al de los muros de concreto simple rígidos y masivos.

2. Muros flexibles. Son estructuras masivas, flexibles. Se adaptan a los movimientos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa su estructura. Ver Figura VI -4.

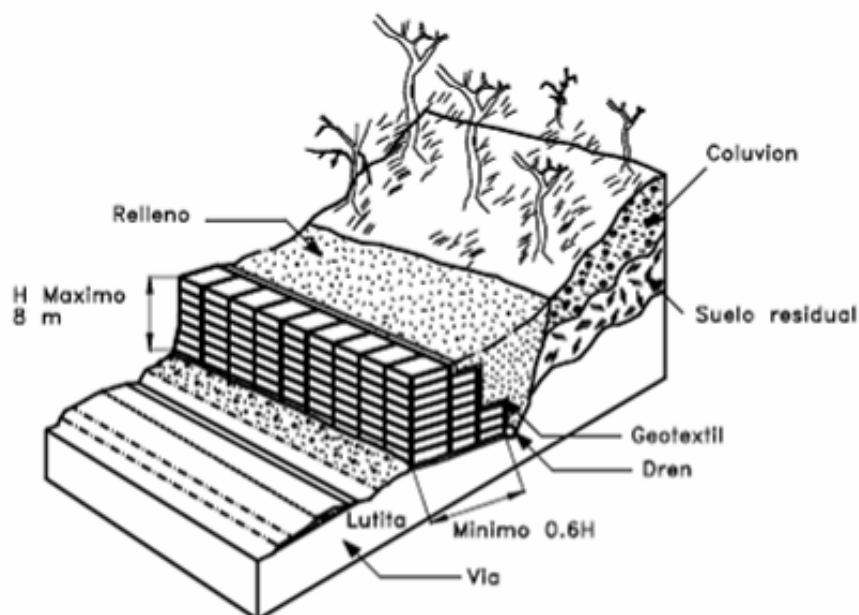
Figura VI-4 Esquema de muros flexibles.



Los muros flexibles son estructuras que se deforman fácilmente por las presiones de la tierra sobre ellas o que se acomodan a los movimientos del suelo. Los muros flexibles se diseñan generalmente, para resistir presiones activas en lo que se refiere a su estabilidad intrínseca y actúan como masas de gravedad para la estabilización de deslizamientos de tierra. Existen varios tipos de muros flexibles y entre ellos los más populares son:

a. Muros en gaviones. Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca. Ver Figura VI -5

Figura VI-5 Esquema de un muro en gaviones.

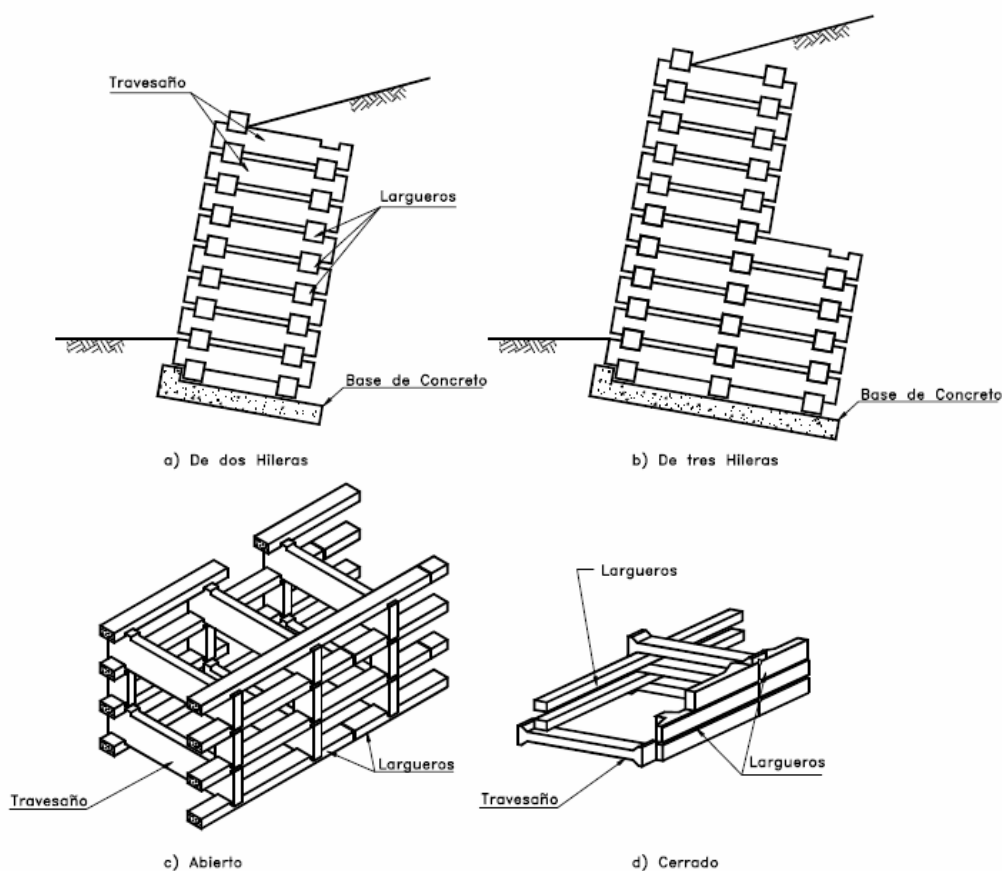


Algunas de las ventajas de un muro en gaviones son las siguientes:

- Simple de construir y mantener y utiliza los cantos y piedras disponibles en el sitio. Se puede construir sobre fundaciones débiles.
- Su estructura es flexible y puede tolerar asentamientos diferenciales mayores que otro tipo de muros y es fácil de demoler o reparar.

b. Muros de elementos prefabricados (muros criba). Es básicamente una estructura parecida a una caja formada por prefabricados de concreto entrelazados. El espacio interior de las cajas se rellena con suelo granular permeable o roca para darle resistencia y peso, conformando un muro de gravedad. Generalmente existen dos tipos de prefabricados que se colocan en forma paralela a la superficie del talud o normal a este. Ver Figura VI -6

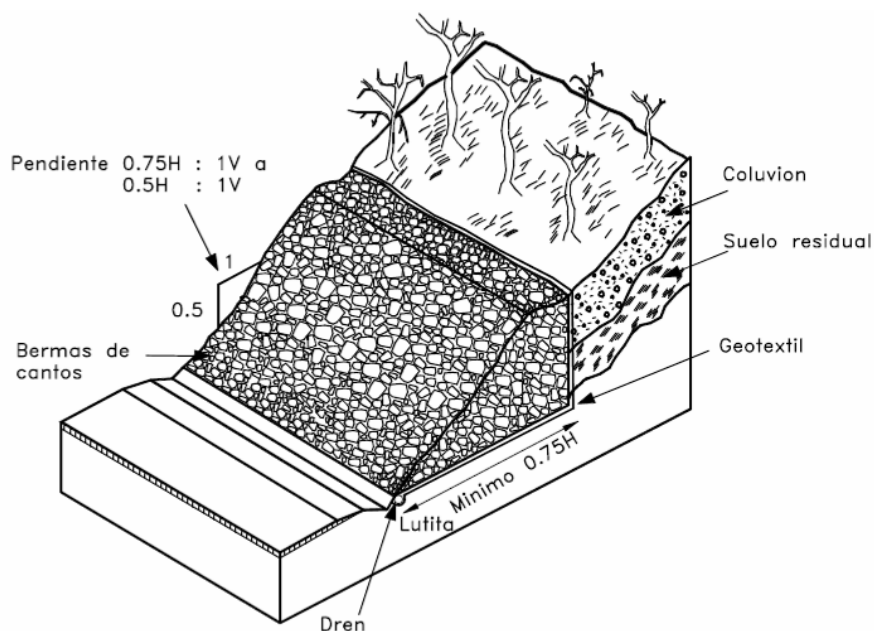
Figura VI-6 Esquema generales de los muros prefabricados



c. Muros en piedra. Los muros en piedra son estructuras construidas con bloques o cantos grandes de roca, los cuales se colocan unos sobre otros en forma manual o al volteo. El tamaño de los bloques utilizados generalmente supera las 3 pulgadas y pueden utilizarse bloques hasta de 1 metro de diámetro si se tiene equipo adecuado para su colocación. El diseño consiste en determinar las dimensiones exteriores del terraplén.

El ancho de la base del piedraplén generalmente, es superior a su altura o por lo menos igual. El ángulo de inclinación de la pared exterior depende del tipo de roca, tamaño y angulosidad. Para bloques grandes se pueden utilizar pendientes de hasta  $1/6 H$ :  $1B$ . El ancho mínimo de la parte superior del muro es de 1 metro. Se acostumbra colocarle un geotextil en la interfase entre el piedraplén y el suelo, y un subdren en forma similar a los muros en gaviones. Ver Figura VI -7

Figura VI-7 Esquema muro en piedra



d. Muros de llantas usadas. Los muros en llantas usadas conocidos como Pneusol o Tiresoil consisten en rellenos de suelo con llantas de caucho usadas embebidas. Las llantas son unidas entre sí por sogas de refuerzo. Generalmente, se utilizan sogas de polipropileno y se conoce de la utilización de elementos metálicos. Ver Figura VI -8

Figura VI-8 Esquemas de un muro en llantas usadas con arreglo total en las llantas



e. Muros de tierra reforzada. Las estructuras de tierra reforzada son terraplenes donde el suelo es su principal componente; y dentro de este, en el proceso de compactación, se colocan elementos de refuerzo para aumentar su resistencia a la tensión y al cortante. Internamente deben su resistencia principalmente, al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir. Utilizan el suelo como su principal componente. Puede adaptarse fácilmente a la topografía. Permite construirse sobre fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente, pero se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención. Ver Figura VI -9 Tabla VI -3

Figura VI-9 Esquema de estructuras de tierra reforzada.

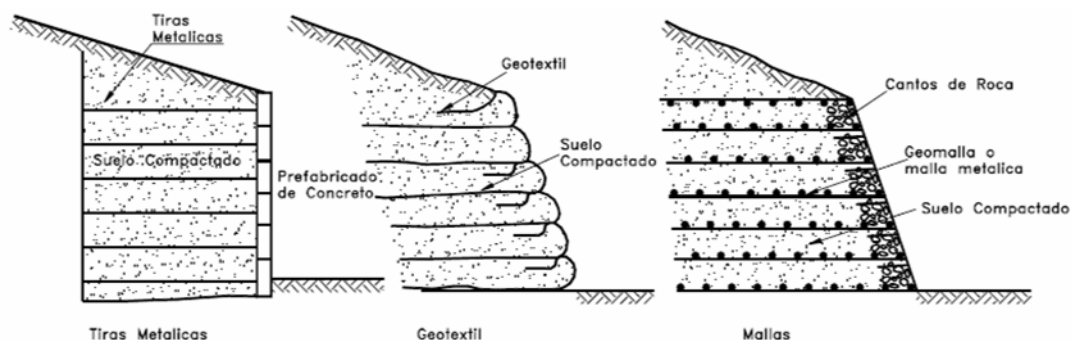


Tabla VI -2. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro flexible.

Tipo	Ventajas	Desventajas
<b>Refuerzo con tiras metálicas</b>	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción.	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes.
<b>Refuerzo con geotextil</b>	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir.	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar
<b>Refuerzo con malla</b>	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor.	Dependiendo del material constitutivo la malla puede descomponerse o corroerse.

3. Muros con estructuras ancladas. En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones generalmente, de acero en perforaciones realizadas con taladro, posteriormente se inyectan con cemento. Los anclajes pueden ser pretensados para colocar una carga sobre un bulbo cementado o pueden ser cementados simplemente sin colocarles carga activa. Ver Figura VI -10y Tabla VI -4

Figura VI-10 Esquema de estructuras ancladas.

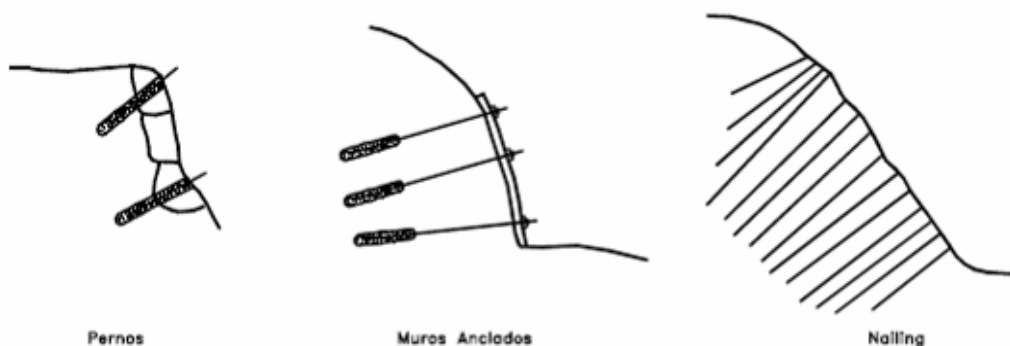


Tabla VI -3. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura anclada.

Estructura	Ventajas	Desventajas
<b>Anclajes y pernos individuales</b>	Permiten la estabilización de bloques individuales o puntos específicos dentro de un macizo de roca.	Pueden sufrir corrosión.
<b>Muros anclados</b>	Se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza con el proceso de excavación. Permiten excavar junto a edificios o estructuras. Permiten alturas considerables.	Los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión en ambientes ácidos. Se puede requerir un mantenimiento permanente (tensionamiento). Con frecuencia se roban las tuercas y elementos de anclaje. Para su construcción se puede requerir el permiso del vecino. Su construcción es muy costosa.
<b>Nailing</b>	Muy eficientes como elemento de refuerzo en materiales fracturados o sueltos.	Generalmente se requiere una cantidad grande de pilotillos para estabilizar un talud específico lo cual los hace costosos.

4. Muros con estructuras enterradas. Son estructuras esbeltas, las cuales generalmente trabajan empotradas en su punta inferior. Internamente están sometidas a esfuerzos de flexión y cortante. Ver Figura VI -11 y Tabla VI -5

Figura VI-11 Esquema de estructuras enterradas.

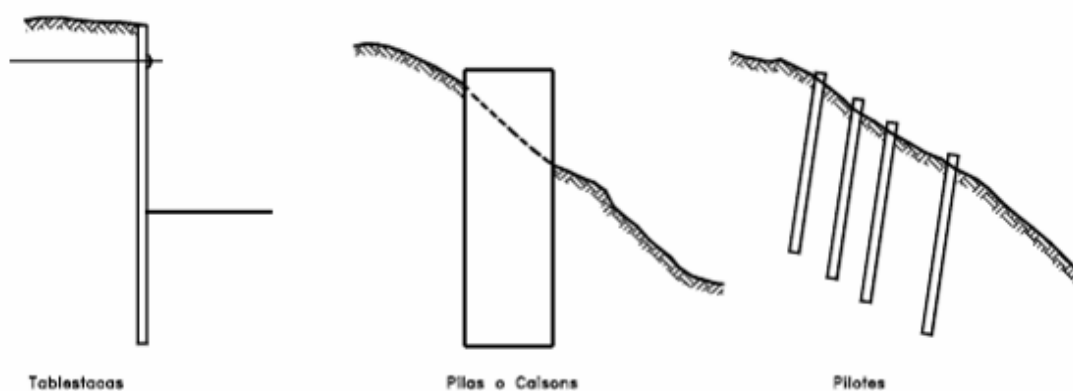


Tabla VI -4. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura enterrada

Estructura	Ventajas	Desventajas
<b>Tablestaca</b>	Su construcción es rápida y no requiere cortes previos. Son de fácil construcción junto a los cuerpos de agua o ríos.	No se pueden construir en sitios con presencia de roca o cantos. Su construcción es muy costosa.
<b>Pilotes</b>	Se pueden construir rápidamente.	Se puede requerir un número grande de pilotes para estabilizar un deslizamiento.
<b>Pilas o Caissons</b>	No se requiere cortar el talud antes de construirlo. Se utilizan sistemas convencionales de construcción. Pueden construirse en sitios de difícil acceso. Varios caissons pueden ser contruidos simultáneamente.	Se requieren profundizar muy por debajo del pie de la excavación. Su costo generalmente es elevado. La excavación puede requerir control del nivel freático. Debe tenerse especial cuidado en las excavaciones para evitar accidentes.

Existen otros tipos de muro de contención, los cuales no son analizados en este trabajo, pero que generalmente, se pueden asimilar en su comportamiento a alguna de las estructuras indicadas anteriormente.

Cuando existan varias alternativas de estructuras de contención se debe realizar una comparación económica, basada tanto en los costos iniciales de construcción como en el costo subsiguiente de mantenimiento.

#### B. Diseño estructural de muros de retención.

Un diseño adecuado para un muro de contención debe considerar los siguientes aspectos:

- Los componentes estructurales del muro deben ser capaces de resistir los esfuerzos de corte y momento internos generados por las presiones del suelo y demás cargas.
- El muro debe ser seguro contra un posible volcamiento.
- El muro debe ser seguro contra un desplazamiento lateral.
- Las presiones no deben sobrepasar la capacidad de soporte del piso de fundación.
- Los asentamientos y distorsiones deben limitarse a valores tolerables.
- Debe impedirse la erosión del suelo por debajo y adelante del muro bien sea por la presencia de cuerpos de agua o de la escorrentía de las lluvias.
- Debe eliminarse la posibilidad de presencia de presiones de agua detrás del muro.
- El muro debe ser estable a deslizamientos de todo tipo.

1. Procedimiento. Para proceder al diseño una vez conocida la topografía del sitio y la altura necesaria del muro debe procederse a:

- Escoger el tipo de muro a emplearse.
- Dibujar la topografía en perfil de la sección típica del muro.
- Sobre la topografía dibujar un diagrama "tentativo" supuesto del posible muro.
- Conocidas las propiedades de resistencia del suelo y escogida la teoría de presiones a emplearse, calcular las fuerzas activa y pasiva y su punto de aplicación y dirección de  $1/2$  a  $2/3$ , de acuerdo al ángulo de fricción del suelo y la topografía arriba del muro. Para paredes posteriores inclinadas se recomienda en todos los casos calcular las presiones con la teoría de Coulomb.

- Calcular los factores de seguridad así:
  - Factor de seguridad contra volcamiento.
  - Factor de seguridad contra deslizamiento de la cimentación
- Si los factores de seguridad no satisfacen los requerimientos deben variarse las dimensiones supuestas y repetir los pasos de a hasta e. Si son satisfactorios se procederá con el diseño.
- Calcular las presiones sobre el piso y el factor seguridad contra capacidad de soporte. Si es necesario debe ampliarse el ancho de la base del muro.
- Calcular los asentamientos generados y si es necesario ampliar la base del muro.
- Diseñar los sistemas de protección contra:
  - Socavación o erosión en el pie.
  - Presencia de presiones de agua detrás del muro.
- Finalmente deben calcularse los valores de los esfuerzos y momentos internos para proceder a reforzar o ampliar las secciones del muro, de acuerdo a los procedimientos estandarizados de la Ingeniería estructural.

Los siguientes factores deben tenerse en cuenta para seleccionar el tipo de muro de contención:

- Localización del muro de contención propuesto, su posición relativa con relación a otras estructuras y la cantidad de espacio disponible.
- Altura de la estructura propuesta y topografía resultante.
- Condiciones del terreno y agua freática.
- Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción y la vida útil de la estructura, y el efecto de este movimiento en muros vecinos, estructuras o servicios.
- Disponibilidad de materiales.
- Tiempo disponible para la construcción.
- Apariencia.
- Vida útil y mantenimiento

### C. Mecanismo de transferencia de cargas.

En el caso de un corte o terraplén donde no existe posibilidad de ocurrencia de un deslizamiento grande masivo se acostumbra construir muros de contención para resistir las presiones generadas por la existencia de un talud de gran pendiente o semi-vertical.

La necesidad del muro se debe a que dentro del suelo se generan unas presiones horizontales que puede inducir a la ocurrencia del derrumbamiento o deslizamiento de una cuña de suelo relativamente sub-superficial.

La presión lateral que actúa sobre un muro en condiciones de talud estable son una función de los materiales y las sobrecargas que la estructura soportan, el nivel de agua freática, las condiciones de cimentación y el modo y magnitud del movimiento relativo del muro.

Los esfuerzos que actúan sobre un elemento de suelo dentro de una masa pueden ser representados gráficamente por el sistema de Mohr, en el cual el estado de esfuerzo es indicado por un círculo y las combinaciones críticas del diagrama de Mohr representan la envolvente de falla. En general la envolvente de falla es curvilínea pero para minimizar los esfuerzos de cálculo se supone aproximada a una línea recta.

Existen tres tipos de presión de acuerdo a las características de deformación supuestas en la interacción suelo-estructura:

1. Presión en reposo. La presión en reposo se supone que ocurre cuando el suelo no se ha movido detrás del muro y se le ha prevenido de expandirse o contraerse. Es el caso por ejemplo, de un muro de concreto armado rígido o un muro rígido detrás del cual se ha colocado un relleno compactado. Se recomienda que todos los muros rígidos deban diseñarse para presiones de reposo.

Los términos presión activa y presión pasiva son utilizados para describir las condiciones límite de las presiones de tierra contra la estructura. La presión activa es la

presión lateral ejercida por el suelo detrás de la estructura cuando la pared se mueve suficientemente hacia fuera para alcanzar un valor mínimo. La presión pasiva es la presión lateral ejercida sobre la pared cuando el muro se mueve suficientemente hacia el suelo hasta que la presión alcanza un valor máximo.

Una condición especial de equilibrio es el estado de reposo en el cual el suelo no ha soportado ninguna deformación lateral. Dependiendo en la magnitud de la deformación que haya ocurrido el estado final de esfuerzo, la presión de reposo puede ser un valor intermedio entre la presión pasiva y la presión activa.

La presión de tierra en reposo es una función de la resistencia al cortante del suelo, su historia esfuerzo - deformación y su historia de meteorización. El valor de la presión de reposo solamente debe aplicarse para aquellas situaciones de diseño donde el muro no puede moverse lateralmente por ningún motivo.

Para una superficie de tierra horizontal el coeficiente de presión de reposo se define como la relación entre el esfuerzo horizontal y el vertical efectivo, en el suelo bajo condiciones cero deformaciones.

Para una masa de suelo normalmente consolidada que no han sido sometida a remoción de cargas ni a actividades que hayan producido movimientos laterales, el coeficiente de presión al reposo es igual a:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \Phi'$$

Para una pared vertical que sostiene una superficie de tierra inclinada, el coeficiente de reposo puede obtenerse por la siguiente ecuación:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \Phi') (1 + \text{sen } \beta)$$

Donde  $\beta$  = Angulo de inclinación del suelo arriba del muro.

Para presión de tierra al reposo de un suelo sobre consolidado el valor es mayor que para un suelo normalmente consolidado y se puede obtener por la siguiente ecuación:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \Phi') \text{OCR}^{0.5}$$

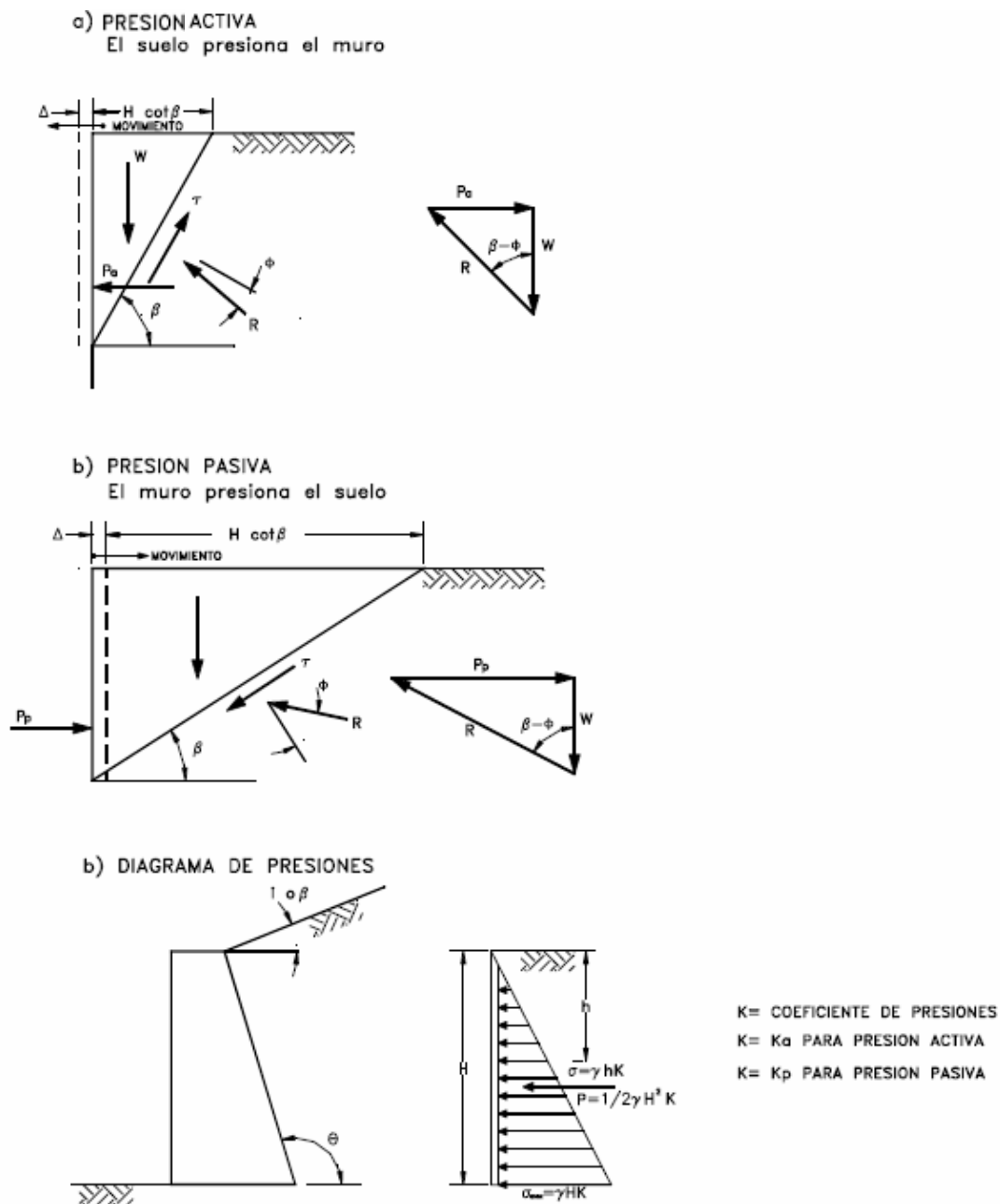
Donde:

OCR = Relación de sobre consolidación del suelo

Debe siempre tenerse en cuenta que para muros las condiciones de suelos iniciales en la tierra generalmente se modifican durante el proceso de instalación o construcción de la estructura.

2. Presión activa. Teoría de Rankine, Para un suelo sin cohesión  $C'= 0$  la teoría de Rankine presenta el estado de esfuerzos completo de la masa de suelo, la cual se asume se encuentra en un estado de equilibrio plástico y la presión de poros se asume igual a cero. Ver Figura VI -12

Figura VI-12 Presiones activas y pasivas para el caso de un talud sin deslizamiento.



La teoría de Rankine asume que ha ocurrido movimiento suficiente para que el suelo alcance un estado de equilibrio plástico, sin embargo, existen muchos modos de movimiento en los cuales las condiciones de esfuerzo de Rankine no se cumplen, por ejemplo, en una pared con movimiento restringido en su parte superior la forma

triangular de presiones de Rankine no se pueden desarrollar. Dependiendo en la cantidad de fricción movilizada la línea real de localización de la fuerza puede no coincidir con la dirección de la fuerza dada por la teoría de Rankine.

La teoría de Rankine no debe aplicarse cuando el ángulo  $i$ , que forma la fuerza activa con la normal en la espalda del muro de contención excede el valor de  $\delta$ . Según Rankine el valor de la presión activa en un suelo granular seco está dada por la expresión:

$$p_a = \gamma \times h \times K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

Donde:

$$K_a = \cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \Phi}}{\cos i \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \Phi}}$$

$\Phi$  = Ángulo de fricción

$c$  = Cohesión

$i$  = Ángulo de la pendiente del terreno arriba del muro

Para  $i = 0$

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

En la teoría de Coulomb la fuerza que actúa sobre el muro se determina considerando el equilibrio límite de una tajada de suelo limitada por la espalda de la pared, la superficie del terreno y una superficie plana de falla. Se asume que la resistencia al cortante ha sido movilizada tanto en la espalda del muro, como en la superficie de falla.

En contraste con la teoría de Rankine en este caso la fricción suelo - muro detrás de la estructura es movilizada hasta su estado límite. Aunque el valor de  $\delta$  no afecta en forma significativa el valor calculado del coeficiente  $K_a$ , este tiene una influencia importante en el sentido de que cambia la orientación de la fuerza del suelo sobre el muro.

Según Coulomb el coeficiente de la presión activa está dada por la siguiente expresión:

$$K_a = \left[ \frac{\text{Sen}(\theta - \Phi) \left( \frac{1}{\text{Sen} \theta} \right)}{\frac{\text{Sen}(\theta + \delta) + \text{Sen}(\Phi + \delta) \text{Sen}(\Phi - i)}{\sqrt{\text{Sen}(\theta - i)}}} \right]^2$$

Donde:

$\theta$  = Ángulo entre la pared del muro y el suelo.

$\delta$  = Fricción suelo - muro.

3. Presión pasiva. Tanto Rankine como Coulomb presentan teorías para calcular las presiones pasivas. La teoría de Rankine generalmente subvalora la presión pasiva porque en la mayoría de los casos la dirección de la fuerza pasiva es asumida en forma incorrecta, en cambio la teoría de Coulomb sobreestima la presión pasiva, debido al error de asumir un incremento muy rápido con el aumento de valores de  $\delta$ .

Para solucionar los defectos de las teorías de Rankine y Coulomb se sugiere utilizar otros métodos tales como las tablas de Caquot y Kerisel o el sistema de tajadas recomendado por Janbú.

La presión pasiva está dada por la relación:

$$|p_p = \gamma \times h K_p + 2c \sqrt{K_p}$$

Donde según Rankine:

$$K_p = \text{Cos } i \left( \frac{\text{Cos } i + \sqrt{\text{Cos}^2 i - \text{Cos}^2 \Phi}}{\text{Cos } i - \sqrt{\text{Cos}^2 i - \text{Cos}^2 \Phi}} \right)$$

Y según Coulomb:

$$K_p = \frac{\left[ \frac{\text{Sen}(\theta - \Phi) (1 - \lambda)}{\text{Sen} \theta} \right]^2}{\frac{\text{Sen}(\theta + \delta) + \frac{\text{Sen}(\Phi + \delta) \text{Sen}(\Phi - i)}{\sqrt{\text{Sen}(\theta - i)}}}{\text{Sen}(\theta - i)}}$$

Como la superficie supuesta de rotura del suelo no es recta sino curva, el valor real de la presión pasiva según Coulomb es mayor que la real, especialmente para valores altos de  $i$ , y para que la presión pasiva actúe totalmente se requieren movimientos importantes del muro.

El factor cohesión puede emplearse para el caso de muros no permanentes, pero con el tiempo se generan grietas de tensión y/o contracción que invalidan el factor cohesión y no es recomendable tener en cuenta el factor cohesión para muros permanentes.

4. Presiones inducidas por sismos. En las áreas de alta sismicidad, se deben diseñar todos los muros para resistir cargas sísmicas especialmente en los siguientes casos:

- a. Estribos de puentes para carreteras y ferrocarriles.
- b. Muros que soportan estructuras de alto riesgo, tales como estaciones eléctricas, acueductos, etc.
- c. Muros en voladizo que retienen materiales saturados en los cuales se pueden generar presiones altas de poro en los sismos.

La carga sísmica mínima de diseño para los muros debe ser aquella especificada como una fuerza equivalente a una aceleración horizontal de acuerdo a la Normas Sísmicas de cada país.

Esta carga debe aplicarse en el centro de gravedad de la estructura. Para estructuras especiales se recomienda hacer un análisis de amenaza sísmica donde se debe incluir el sismo de diseño, los fenómenos de amplificación y las aceleraciones resultantes.

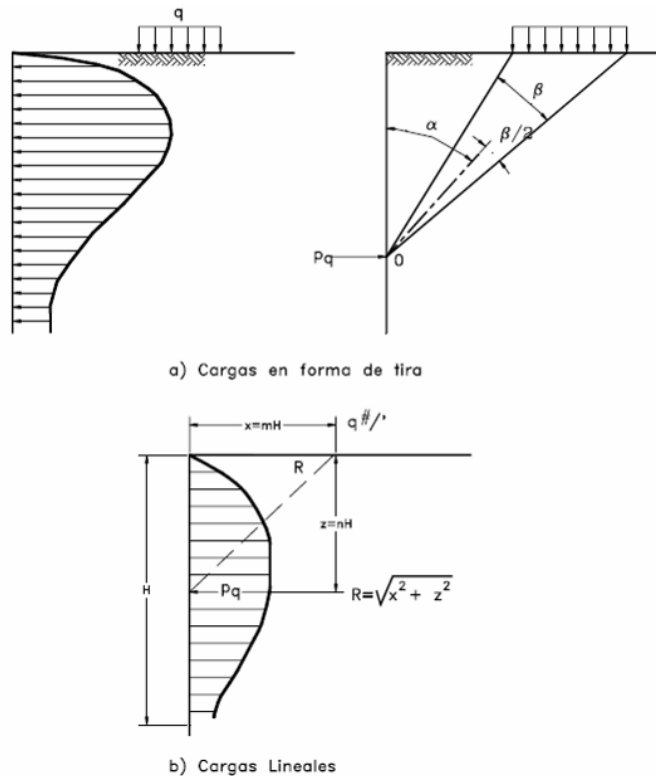
Para el cálculo de la fuerza sísmica inducida sobre el muro puede utilizarse el método de Mononobe - Okabe o similar, este método aunque simplifica la interacción suelo - estructura en un evento sísmico, ha sido utilizado exitosamente para diseño en muros de contención en otras partes del mundo.

5. Presiones debidas a cargas aplicadas arriba del muro. A las presiones ejercidas por el suelo deben agregarse las cargas arriba - detrás del muro. Para su análisis se estudiarán tres casos así:

- a. Carga concentrada.
- b. Carga lineal
- c. Carga repartida.

En el caso de carga repartida se le sumará a las presiones inducidas por el suelo una presión en toda la altura del muro, un valor de la carga por unidad de área afectada por un parámetro K. Para los demás casos se le sumará la resultante de los diagramas que se indican en la figura VI -13

Figura VI-13 Presiones debidas a cargas externas.



En el caso de cargas en forma de tira. Las carreteras, ferrocarriles y cimientos continuos son cargas en forma de tira, si son paralelas a la estructura de contención.

$p_q$  = presión horizontal en el punto a

$\beta$  = Ángulo de visibilidad en el punto a, en radianes

$\alpha$  = Ángulo entre la vertical y el bisector de  $\beta$

$q$  = Carga en forma de tira

De acuerdo a la teoría de la elasticidad

$$p_q = \frac{2q}{\pi} (\beta + \text{sen } \beta) \text{sen}^2 \alpha + \frac{2q}{\pi} (\beta - \text{sen } \alpha) \text{cos}^2 \alpha$$

Para el caso de carga lineal la presión horizontal está dada por la siguiente ecuación (Terzaghi, 1954): Ver Tabla VI -6

$$pq = 1.27q \frac{xz}{R^4} = 1.27 q \frac{m^2 n}{H (m^2 + n^2)^2} ; m > 0.4$$

$$pq = 0.203 \frac{q}{H} \frac{n}{(0.16 + n^2)} ; m > 0.4$$

Tabla VI – 5 Valores nominales de sobrecargas

<b>Estructuras</b>	<b>Carga equivalente uniformemente distribuida</b>
Edificios con cimentación somera	10 Kpa por piso
Carreteras	10 Kpa a 20 Kpa dependiendo de la importancia.
Peatonales	5 Kpa

6. Presiones de expansión. Si se coloca un suelo expansivo detrás del muro y este se llegare a humedecer, se podría desarrollar una presión de expansión equivalente a la presión del ensayo de succión o presión de expansión uniformemente a lo largo del muro.

7. Presión de tierras debida a la compactación. Para la construcción de un muro de contención con relleno generalmente, se especifica una densidad seca mínima para garantizar una resistencia al cortante y dureza en el relleno. Aunque la compactación es importante el uso de equipos pesados de compactación detrás de un muro de contención puede causar daño, debido a que se pueden inducir fuerzas horizontales muy grandes superiores a las calculadas en el diseño del muro.

Cuando se trabaja con equipos grandes de compactación debe utilizarse un valor de coeficiente de presión de tierras de valor superior.

Por razones de economía sin embargo, generalmente es mejor negocio limitar el equipo de compactación hasta cierta distancia detrás del muro especialmente, en estructuras sensibles, tales como los muros de concreto armado en voladizo.

8. Interacción suelo-estructura. El uso de las teorías clásicas para calcular la presión de tierras es adecuado para la mayor parte de los muros sin embargo, en muros en voladizo, tablestacas, o paredes sobre pilotes o caisson se recomienda realizar un análisis de interacción suelo – estructura, tales como análisis de vigas en fundaciones elásticas o el modelo de Winkler.

9. Fuerzas del agua sobre los muros. La presencia de agua detrás de una estructura de contención tiene un gran efecto sobre la magnitud de las fuerzas aplicadas sobre el muro. La mayoría de los muros que han fallado ha sido debido a la acción del agua, por lo tanto es de la mayor importancia el proveer un adecuado drenaje detrás del muro y calcular adecuadamente las presiones de agua en el diseño. Aunque en muros convencionales con adecuado drenaje la presión del agua podría ser asumida como cero, en el diseño es conveniente tener en cuenta una carga adicional para el caso en el cual ocurra obstrucción del sistema de drenaje, lo cual es de común ocurrencia.

10. Presión de agua. Las presiones de diseño del agua deben basarse en la condición más crítica que pueda ocurrir durante la vida útil de la estructura de contención, por ejemplo, inundaciones, o rompimiento de tuberías principales de agua.

Donde hay nivel freático que varía con las lluvias el diseño debe basarse en la lluvia máxima para un periodo de retorno superior a 100 años. Como es difícil predecir los niveles de agua asociados con las lluvias, se recomienda a los diseñadores ejercitar un criterio muy conservativo, teniendo en cuenta el efecto negativo de la presión de poros

sobre el muro. En el caso de que haya tuberías de acueducto o alcantarillado detrás del muro en todos los casos se debe asumir la posibilidad de rotura, la cual es muy frecuente.

Para determinar las condiciones del nivel freático en el sitio donde se plantea la construcción de un muro debe establecerse un modelo hidrológico basado en la geología, y si es necesario, colocando piezómetros u otros elementos de medición.

## VII. CASO DE APLICACIÓN

### A. Descripción del problema.

El uso de anclajes de acero en la estabilización de taludes se ha vuelto muy popular en los últimos años. En el proyecto se buscó un equilibrio entre el desarrollo del proyecto y la protección de vecindades, debido a las excavaciones por los sótanos del proyecto de edificios. Ver Figura VII-1 Área actual del proyecto y Figura VII-2 Área futura del proyecto.

Figura VII-1 Área actual del proyecto



Figura VII-2 Área futura del proyecto.



Tomando en cuenta la necesidad de protección y las condiciones del terreno en el cual este edificio no se encuentra rodeado completamente por el terreno, el requerimiento del análisis estructural del edificio a construir determinó que sería un costo mayor el sostener las cargas producidas por un lado de apoyo del terreno frente al otro extremo el cual no cuenta con apoyo del terreno, se requirió que el muro trabajara de manera independiente no contando con el apoyo que da los edificios en construcciones similares, es por ello que se optó por la utilización de muros independientes de concreto reforzado para la contención de excavaciones separados de la estructura principal del edificio. Ver Figura VII-3 Corte y protección de terreno del proyecto.

Figura VII-3 Corte y protección de terreno del proyecto.



Los anclajes se realizaron básicamente de dos formas, según los planos donde deben retener el suelo en áreas superiores y en áreas inferiores:

1. Muros de concreto lanzado anclados con pernos. Estos pernos son comúnmente varillas de acero colocadas en huecos preperforados, inyectando cemento, las varillas generalmente, no son tensionadas debido a que el terreno puede moverse al colocar la

tensión, se utiliza hierro de alta resistencia en diámetros que varían desde  $\frac{1}{2}$  a 1.5 pulgadas. Figura VII-4 Colocación de pernos de anclaje.

Figura VII-4 Colocación de pernos de anclaje.



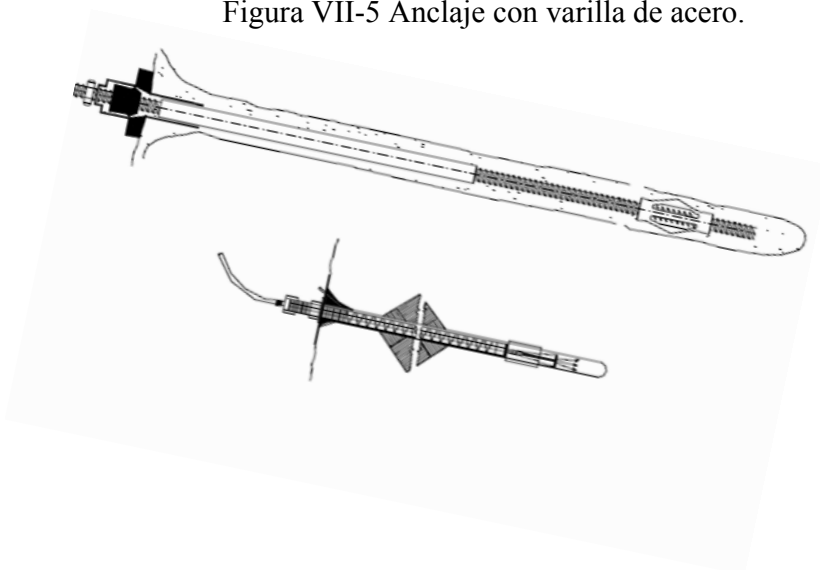
Los pernos son elementos estructurales generalmente constituidos por varillas de acero, las cuales se colocan dentro de una perforación, la cual se inyecta posteriormente con cemento para unir la varilla al terreno. Lo que ocurre es un refuerzo del macizo del terreno por intermedio de la varilla. En esta forma, se pueden evitar los caídos de terreno y en ocasiones los deslizamientos de macizos de terreno fracturado con discontinuidades muy espaciadas. El diseño de los pernos, generalmente, es empírico basado en un análisis de las discontinuidades en el macizo y de la estabilidad de los bloques. La parte más importante del diseño es determinar la localización, ángulo de inclinación y longitud de cada perno.

El detalle común de las tecnologías de pernos es que minimizan la relajación o desprendimiento de los bloques de terreno. Una vez los bloques se sueltan es muy difícil

recobrar la estabilidad completa del terreno, por eso la colocación de anclajes es muy útil que se realice, previamente en intervalos a la excavación total. Este prerreuerzo se puede lograr instalando anclajes a medida que se avanza con la excavación o instalando pernos a la cresta del corte, antes de la excavación.

El perno se fija al terreno utilizando una resina, un cemento o por un sistema mecánico. Es importante que el diámetro del hueco y el tamaño de la varilla estén dentro de una tolerancia especificados, en tal forma que la resina o cemento se mezcle y funcione correctamente. La barra se mete en el hueco y se inyecta. La principal ventaja de los anclajes es la simplicidad y velocidad de instalación y la desventaja es que la capacidad de los pernos se limita generalmente, a 400 kN y el hecho de que solamente se pueden utilizar barras rígidas. Además, la resina no es tan efectiva para controlar la corrosión. Ver Figura VII -5

Figura VII-5 Anclaje con varilla de acero.



2. Muros de concreto lanzado con anclajes activos. Estos anclajes son tensionados para impedir el deslizamiento de bloques de terreno superior a lo largo de un plano de estratificación o fractura. Estos anclajes, generalmente utilizan cable de acero, los cuales se colocan en huecos preperforados e inyectados. La fuerza de la tensión depende de la longitud y características del anclaje y no es raro utilizar fuerzas hasta de 65 toneladas por ancla. Los muros anclados generalmente, incluyen el concreto lanzado

para prevenir el movimiento de bloques en una zona fracturada y drenaje de penetración para impedir la presión de agua. Estos muros anclados pueden ser pasivos o activos dependiendo de si son pretensionados o no.

Este método consiste en la colocación dentro del terreno y muy por debajo de la superficie de falla real o potencial de una serie de tirantes de acero anclados en su punta y tensados por medio de gatos en superficie. Los anclajes generan fuerzas de compresión que aumentan la fricción y / o contrarrestan la acción de las fuerzas desestabilizadoras.

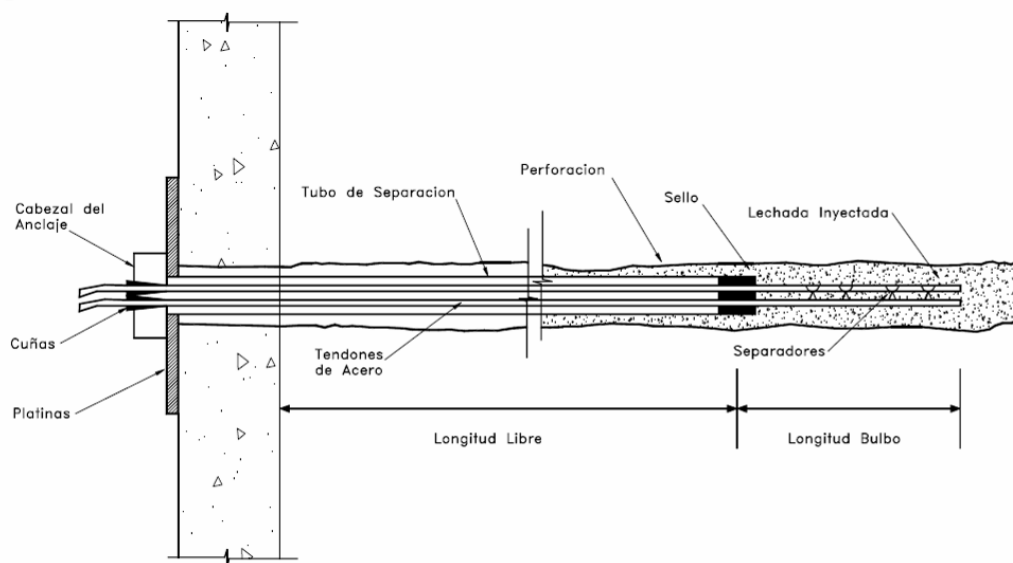
3. Los anclajes pretensionados se colocan atravesando posibles superficies de falla, anclando los bloques a terreno, detrás de esta superficie. El tensionamiento transmite una fuerza al terreno, produciendo una compresión y modificando los esfuerzos normales sobre la superficie de falla. Si las fuerzas de anclaje se instalan a un ángulo menor que a la normal a la superficie potencial de falla, se crea adicionalmente, una fuerza resistente que se opone al movimiento. La fuerza requerida para el anclaje, se minimiza cuando la suma del ángulo de buzamiento del ancla y el de la fractura es igual al ángulo de fricción. Se ahorra gran cantidad de pernos, instalándolos al ángulo óptimo, en lugar de colocarlos normales a la falla. Ver Figura VII-6 Colocación de pernos e inyección de anclaje.

Figura VII-6 Colocación de pernos e inyección de anclaje.



En la cabeza exterior del anclaje se coloca una platina metálica para fijar el anclaje y permitir su tensado. Ver Figura VII -7

Figura VII-7 Anclaje con tendones de acero.



## B. Análisis.

El análisis de muros anclados puede realizarse utilizando varios procedimientos. Los más comunes son el método de la cuña anclada y la utilización de análisis de estabilidad de taludes por los procedimientos de Bishop o de Janbu.

Algunos diseñadores utilizan la teoría de presión de tierra de Rankine o Coulomb para calcular las presiones sobre los muros anclados, sin embargo, estas teorías dan resultados totalmente aislados de la realidad porque no tienen en cuenta los elementos geotécnicos en los suelos residuales.

1. Método de la cuña anclada. El diseño propuesto con base en criterios de Ingeniería se verifica, analizando la estabilidad del bloque de suelo que constituye el macizo de anclaje.

En caso que haya anclajes a un solo nivel, la estabilidad del macizo de anclaje se analiza tomando una superficie potencial de falla. Esta superficie va de la base del muro hasta el punto medio de la longitud efectiva de anclaje. Si los anclajes se sitúan por debajo de la base del muro, se elimina este tipo de estabilidad. La solución de la estabilidad se puede realizar por el polígono de fuerzas o en una forma más precisa, por sumatoria de fuerzas.

Se debe cumplir la condición:

$$T_s \times F_s > T M$$

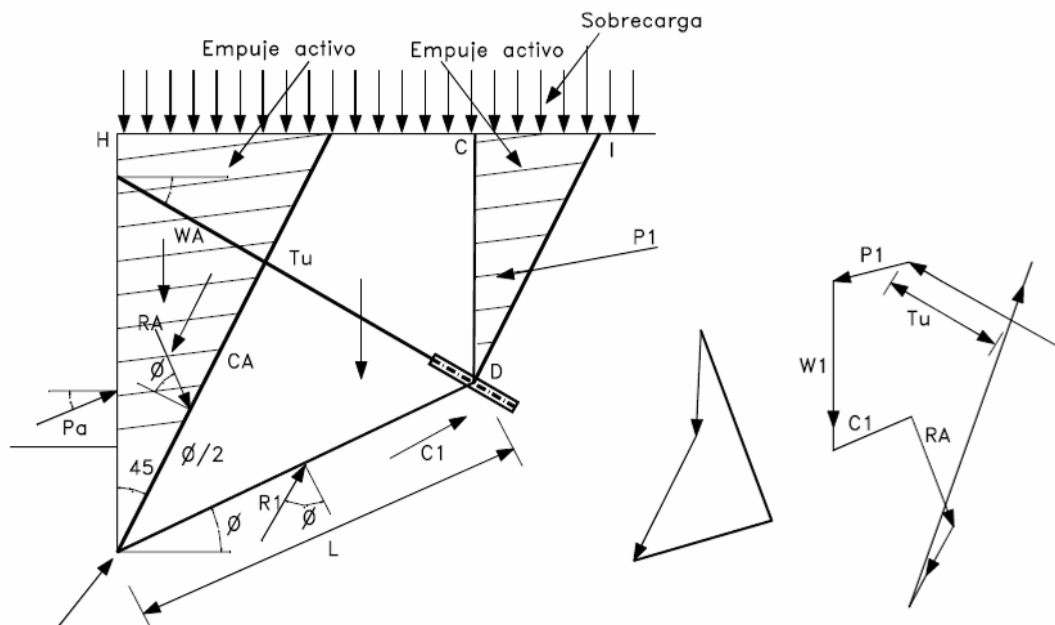
Donde:

TM = Tracción límite admisible calculada por el análisis global.

Ts = Fuerza calculada para garantizar el equilibrio.

Cuando esta expresión no se cumple, el cuerpo del anclaje debe alargarse o inclinarse. En el caso de varias líneas de anclaje, habrá que verificar si es necesaria la estabilidad para cada línea de anclaje, de acuerdo a la zona de selle, si se encuentra por encima o por debajo del pie del muro. Ver Figura VII -8

Figura VII-8 Diagrama general de anclajes en un muro anclado.



2. Sistema de análisis Janbú o Bishop. Este sistema es el más utilizado en la actualidad por la posibilidad de empleo de programas de Software de estabilidad de taludes. El sistema consiste en colocar una serie de cargas vectoriales simulándolas las anclas sobre las dovelas. En el análisis de estabilidad por el sistema de Bishop o Janbu el factor de seguridad se calcula siguiendo el procedimiento normal de los programas. El diseño consiste en determinar la localización y cargas de las anclas que producen un factor de seguridad predeterminado.

Un modelo de cálculo generalmente consiste de un método de análisis basado en una teoría y un modelo de modificación de los resultados del análisis para asegurarse que los cálculos son ciertos.

Para cada situación de diseño deben obtenerse las cargas concentradas o distribuidas que pueden afectar la estructura de contención tales como peso del suelo, la roca y el agua, presiones de tierra, presiones estáticas de agua, presiones dinámicas del agua, sobrecarga y cargas sísmicas.

Adicionalmente, deben determinarse las cargas relacionadas con factores geológicos tales como la reptación del talud, la disolución de la roca, el colapso de cavernas; y de las actividades del hombre como excavaciones y uso de explosivos en sitios cercanos, así como el efecto de temperatura en áreas industriales y fundaciones de máquinas.

Es necesario algunas veces analizar las diversas combinaciones posibles de cargas y diseñar para la condición más crítica.

Para determinar las cargas debe tenerse una información muy clara de la geometría del talud, la geometría del modelo geológico y los niveles de excavación, así como los parámetros geotécnicos tales como peso unitario, resistencia al corte, permeabilidad, esfuerzos en el sitio, parámetros de deformación de la roca y el suelo.

La calidad de un diseño depende no solamente del factor de seguridad asumido sino también del método de análisis los modelos de cálculo, el modelo geológico, los parámetros geotécnicos y la forma como se definen los factores de seguridad; por lo tanto, los factores de seguridad por sí solos no representan una garantía para la estabilidad de la estructura de contención.

Debe observarse que los factores de seguridad no cubren los errores y el no cumplimiento de las especificaciones de construcción, equivocaciones en el cálculo de las cargas, la utilización del método de análisis equivocado, las diferencias de la resistencia de los materiales el laboratorio y en el campo y el nivel de supervisión.

Tabla VII-1 Factores de seguridad mínimos en las cargas para el diseño suponiendo estado

<b>Carga</b>	<b>Factor de seguridad mínimo recomendado</b>
Carga muerta debida al peso del muro	1.0
Sobrecarga carga muerta debida al peso del suelo	1.0
Sobrecarga	1.5
Carga sísmica	1.0
Carga de agua	1.0
Peso unitario	1.0
Angulo de fricción en la base $\delta$	1.2
Resistencia al cortante drenada $c' - \Phi'$	1.2
Resistencia al cortante no drenada $c - \Phi$	2.0
Permeabilidad del suelo	1.0
Permeabilidad de filtros y drenajes	10.0
Resistencia a la compresión de la roca	2.0
Peso unitario del agua	1.0
Pesos unitarios estructura (concretos, aceros, etc.)	1.0
Resistencia de la estructura	Los indicados en las normas de diseño para cada tipo de estructura

### C. Diseño.

En el diseño de un anclaje deben tenerse en cuenta varias condiciones de falla:

- Falla del tendón o varilla. El esfuerzo de diseño para el acero debe limitarse al 50% del esfuerzo último.
- Falla de la unión entre el refuerzo y el cementante. La capacidad de la unión entre el acero y la mezcla cementante depende en el número y longitud de los tendones o varillas y otra serie de factores.
- Falla de la unión cementante-roca o cementante-suelo. Esta capacidad puede ser determinada por la fórmula siguiente:  $P_u = \pi \times D_s \times \text{Resistencia de la unión}$ , donde la resistencia de la unión depende del tipo de roca o suelo.

El elemento de refuerzo que trabaja a tensión puede ser: cable de acero de alta resistencia o varillas de acero procesadas para alta tensión o Hot rolled. En ocasiones, se utilizan varillas corrientes, lo cual no es recomendable por su comportamiento en ocasiones impredecible a cargas altas de tensión. Es importante tener en cuenta los siguientes elementos:

- Nombre del fabricante, fecha y lugar. Generalmente se conoce el comportamiento de las varillas y tendones de acuerdo a su origen.
- Diámetro, área de la sección y peso unitario. En ocasiones las varillas han sido pretensionadas con anticipación y sus propiedades y dimensiones han cambiado.
- Resultados de los ensayos de propiedades mecánicas tales como: carga de rotura, elongación máxima, ductilidad, relajación y módulo de elasticidad.

Los pernos metálicos consisten en un sistema mecánico que presiona contra las presiones del hueco. Existen varios tipos de perno mecánico. La ventaja de los pernos metálicos es la instalación rápida y que el tensionamiento se puede llevar a cabo inmediatamente después de su colocación. Opcionalmente el perno puede posteriormente ser cementado.

Toda ancla debe diseñarse para un factor mínimo de seguridad de 2.0 y deben ensayarse para una carga de 150% la de diseño.

El bulbo de anclaje es la longitud de varilla que es cementada para transmitir la carga de tensión al suelo. Generalmente, estos bulbos son longitudes no menores a 3.0 metros.

La distribución de esfuerzo a lo largo de la longitud cementada es no uniforme con máxima concentración de esfuerzos en la punta exterior del anclaje. Sin embargo, para diseño se asume que los esfuerzos son uniformemente distribuidos a lo largo del perno.

El esfuerzo al cortante en el anclaje puede ser calculado por la expresión.

$$\tau_a = \frac{T}{\pi d_h l_b}$$

Donde:

T = Fuerza de tensión de diseño

$d_h$  = Diámetro del hueco

$\tau_a$  = Esfuerzo de cortante permitido

$l_b$  = Longitud cementada

El valor de  $\tau_a$  puede estimarse a partir de la compresión uní axial, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\tau_a = \frac{\sigma_u}{30}$$

Tabla VII – 2 Valores del esfuerzo de cortante permitidos para anclajes en roca.

<b>Tipo de roca</b>	<b>Resistencia al cortante para el diseño de anclajes (MPa)</b>
Dura	1.05 – 1.40
Media	0.7 – 1.05
Débil	0.35-0.7
Granito, Basalto	0.55 – 1.0
Caliza dura	0.45-0.70
Caliza blanda	0.35-0.50
Lutitas duras, pizarras	0.30-0.45
Lutitas débiles	0.05-0.30
Arenisca	0.30-0.60
Rocas fisuradas	0.05-0.07
Concreto	0.45-0.90

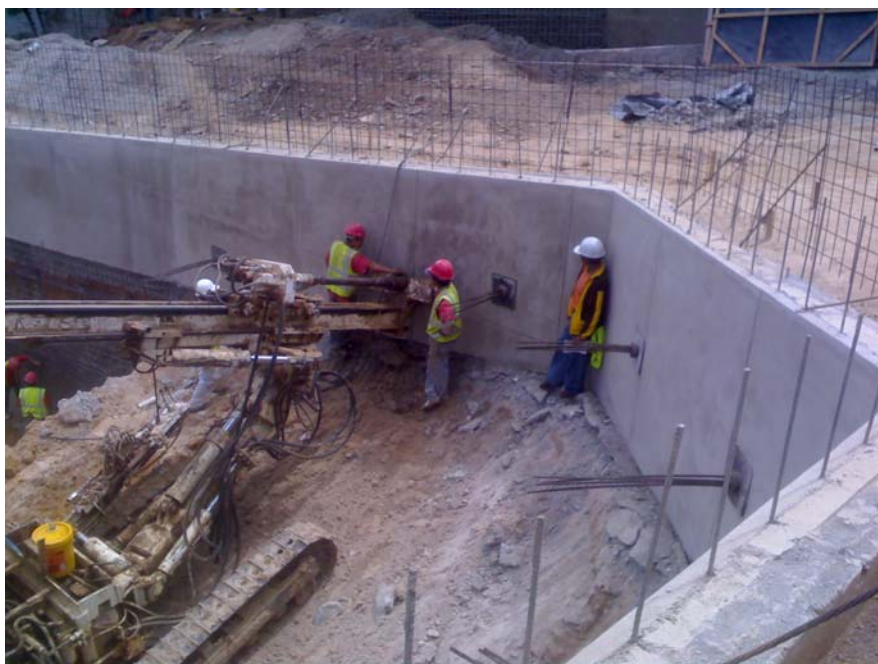
Los tendones deben separarse entre sí utilizando espaciadores para asegurar la adherencia total de cada uno de los tendones a la mezcla cementante en toda la longitud del bulbo. Adicionalmente, deben colocarse centralizadores para garantizar que existe un cubrimiento de mezcla de mínimo 10 mm.

#### D. Construcción.

El proceso constructivo de un muro con anclaje comprende los pasos siguientes:

El proceso de perforación se inicia con un tubo de barreno continuo de aproximadamente 10 a 20 centímetros de diámetro y una longitud para profundizar de 3 metros, los residuos de perforación el barreno se encarga de extraerlo y poder continuar roscando otro tramo de tubo y luego el barreno, para seguir con este proceso hasta que se alcance la profundidad deseada. Ver Figura VII-9 Perforación con barreno.

Figura VII-9 Perforación con barreno.



La perforación debe efectuarse con un correcto alineamiento y ángulo de inclinación, según el diseño. Se extrae la barra de perforación y se limpia el hueco. Se controla la longitud del sondeo mediante la varilla de perforación.

La perforación debe realizarse en tal forma que se garantice una superficie rugosa entre el suelo y el cementante a todo lo largo del bulbo. Es importante garantizar que no haya colapso de las paredes de la excavación para garantizar que la adherencia de la mezcla se haga con el suelo natural intacto. La perforación debe limpiarse adecuadamente. El alineamiento de la perforación no debe permitir desviaciones mayores de 1 en 20. La desviación de la línea recta no debe exceder 20 mm. en 3 metros de longitud. El anclaje debe colocarse lo más rápidamente posible después de terminada la perforación y en ningún caso la demora debe ser superior a 24 horas.

El diámetro del hueco de perforación generalmente es determinado por el tipo de equipo disponible. El diámetro debe ser de tal tamaño que permita la inserción del perno

sin necesidad de forzarlo. Un hueco de gran tamaño no mejora el diseño y puede resultar en costos innecesarios de perforación.

Una guía para la relación entre el diámetro del hueco y el diámetro del perno es la siguiente:

$$0.4 \leq \frac{d_a}{d_h} \leq 0.6$$

Generalmente la resistencia en el contacto perno-lechada es muy alta y el diseño se realiza sobre la base del contacto lechada – roca.

Protección contra la corrosión. La protección contra la corrosión es muy importante para garantizar la larga vida de los anclajes. Especialmente en los siguientes casos:

- Suelos y rocas que contienen cloruros.
- Cambios estacionales de la tabla de agua.
- Ambientes marinos.
- Arcillas saturadas con alto contenido de sulfatos.
- Exposición a corrientes eléctricas que generan acción galvánica.
- Paso a través de suelos de características químicas diferentes.

La descripción corrosiva del ambiente puede cuantificarse en términos de pH y resistividad del sitio. En suelos ácidos con pH menor de 4, la corrosión es muy alta y en suelos con pH mayor de 7, también se produce corrosión. Así mismo los suelos orgánicos son más corrosivos que las arcillas y las arcillas más que las arenas y gravas.

Los métodos de protección contra la corrosión incluyen: el galvanizado, aplicación de cubiertas epóxicas, encapsulación del acero y el cemento. El cemento tiene la ventaja de que genera un ambiente con pH alto que protege el acero formando una capa de óxido hidrogenado.

La inyección donde comúnmente el ancla es fijada utilizando cemento Portland ordinario y agua. La mezcla consiste generalmente, de cemento sin contracción y agua en una relación agua cemento que varía de 0.4 a 0.45. Esta relación produce una lechada que puede ser bombeada por el orificio del perno y al mismo tiempo producir una alta resistencia, con un mínimo de exudación de agua de la mezcla. Se pueden agregar productos químicos especiales para reducir la contracción y exudación y para incrementar la viscosidad.

La expansión libre de la mezcla a temperatura ambiente no debe exceder del 10%. La resistencia de la mezcla a los 7 días no debe ser menor a 25 Mpa (Geotechnical Control Office, 1989), utilizando cubos de 100 mm. de lado.

La preparación de la mezcla de inyección debe realizarse utilizando una mezcladora que le dé una consistencia uniforme en un tiempo menor de 5 minutos.

Después de mezclado, la mezcla preparada debe ser continuamente agitada. Previamente al proceso de inyección se debe pasar la mezcla por un tamiz nominal de 1.2 mm. El tiempo máximo permitido entre la adición del cemento a la mezcla y la inyección es de 30 minutos. La bomba de inyección debe ser desplazamiento positivo (pistón o tornillo).

La inyección debe realizarse lo más rápidamente posible después de colocado el anclaje dentro de la perforación. El procedimiento de inyección debe garantizar que no quede aire o agua dentro de la zona inyectada.

La inyección debe colocarse en forma lenta y permanente y debe continuar hasta la terminación del trabajo que es el momento en el cual ha salido mezcla continua por el tubo de salida durante por lo menos 1 minuto.

Las zonas entre anclajes son protegidos colocando una capa de concreto lanzado.

El concreto lanzado rellena los espacios y produce una estructura de retención superficial. Sin embargo, este concreto no impide totalmente el deslizamiento y se requiere en muchos casos que vaya acompañado en muchos casos de pernos o anclajes. Ver Figura VII-10 Lanzado de concreto.

Figura VII-10 Lanzado de concreto.



El concreto lanzado debe reforzarse superficialmente utilizando una malla metálica. Las áreas cubiertas con concreto lanzado deben drenarse utilizando drenes de penetración o lloraderos a través del concreto lanzado.

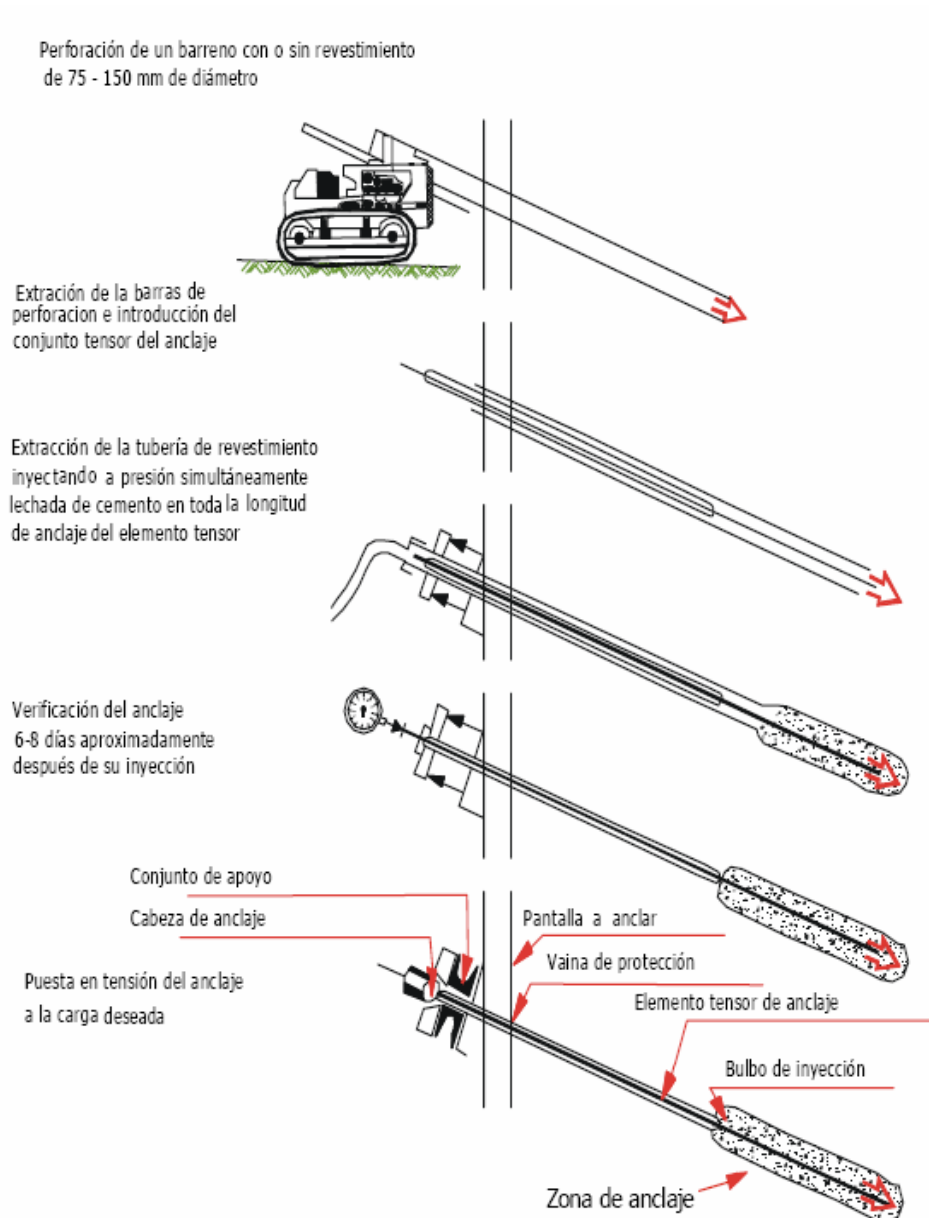
Tensionado. El tensionado del ancla no debe realizarse hasta que se haya obtenido una resistencia mínima de 25 MPa en la mezcla. El gato o equipo de tensionamiento debe tener capacidad para por lo menos 1.8 veces la carga de diseño. La tensión máxima que se coloque al tendón debe ser menor del 80% de la carga de falla nominal última.

Cuando se tensiona un anclaje es importante chequear que la carga de diseño realmente fue colocada, utilizando el procedimiento del Post Tensioning Institute.

El procedimiento consiste en un cargue secuencial cíclico hasta una carga máxima del 150% de la carga de diseño, midiendo la deflexión de la cabeza del anclaje, a medida que es tensionado.

El método común de tensionamiento es utilizando un gato hidráulico con un hueco cilíndrico central que permite aplicar la carga en forma precisa y axial. Las cargas por anclaje generalmente varían entre 10 y 130 toneladas. Ver Figura VII -11

Figura VII-4 Diagrama general etapas de instalación de anclajes.



## VIII. CONCLUSIONES

- La utilización de muros con anclajes activos es una excelente alternativa técnica y económica en la construcción de muros de retención, que no representa estructuras masivas adicionales o pérdida de espacio dentro de proyectos con alturas considerables.
- Al diseñar un sistema de anclajes es fundamental no solo llevar a cabo todas las comprobaciones de estabilidad, sino a la vez un análisis detallado del tipo de anclaje que mejor se adapte al terreno y a las estructuras colindantes.
- Las excavaciones requeridas para la construcción de una estructura de contención deben ser especificadas en el diseño y deben tener una estabilidad adecuada. Estas excavaciones no deben producir movimientos inaceptables en estructuras cercanas o redes de servicios.
- La secuencia de construcción debe ser cuidadosamente planeada. Se debe durante el proceso de excavación tenerse en cuenta el efecto del tráfico de vehículos, la exposición al clima, los movimientos sísmicos, etc. En algunos casos se puede requerir la construcción de muros provisionales en concreto lanzado.

## **IX. RECOMENDACIONES**

- Es importante para la seguridad y economía, que los diseñadores de estructuras de contención tengan especial consideración con los métodos de construcción y los materiales a ser utilizados. Esto ayudará a evitar diseños peligrosos y puede resultar en economía significativa.
- En todos los casos los muros de concreto debe contener un sistema de drenaje detrás de su pared vertical y/o un sistema de lloraderos o salidas para el agua represada detrás del muro. Es común que el control inadecuado del agua freática durante la construcción induce fallas en los taludes o produce debilidad de las fundaciones de los muros de contención.
- Una durabilidad inadecuada puede resultar en un costo muy alto de mantenimiento o puede causar que la estructura de contención alcance muy rápidamente su estado límite de servicio o su estado límite último. Por lo tanto, la durabilidad del muro y la vía de diseño junto con los requisitos de mantenimiento deben ser considerados en el diseño, seleccionando adecuadamente las especificaciones de los materiales de construcción, tomando en cuenta el ambiente del sitio donde se plantea colocar la estructura. Por ejemplo, ante presencia de agua en el ambiente el acero se deteriora, por lo que debe de protegerse con un medio anticorrosivo.
- Alternativamente la estructura debe diseñarse para las condiciones de carga que va a soportar durante el periodo de la construcción y deben indicarse las cargas permisibles durante este periodo.

## VII. BIBLIOGRAFÍA

AGIES (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica). *Normas Estructurales de Diseño y Construcción recomendadas para la República de Guatemala.*

Crespo Villalaz, Carlos. 1996 *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. 4ta Ed., México. Editorial Limusa, 639 págs.

Das Braja M. 2006, *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*, 5ta. Ed. México D.F., Edamsa Impresiones, 741 págs.

Instituto Mexicano del Cemento y Del Concreto A.C. 2002 *Manual para supervisar obras de concreto ACI- 311-99*

González de Vallejo, Luis I. 2002 *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación, Madrid. Págs. 744.

Peck Ralph B. 1990 *Ingeniería de cimentaciones*, 2da. Ed., México, Editorial Limusa, 520 págs.

## CONTENIDO

	Página
RESUMEN	v
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE CUADROS	xii
LISTA DE ECUACIONES	xiii
Capítulos	
I. Introducción	1
II. Objetivos	2
III. Clasificación de obra	3
IV. Condiciones de análisis	7
A. Propiedades del suelo	9
B. Investigación de subsuelo	10
V. Estabilidad de taludes	15
A. Métodos determinísticos	16
B. Métodos probabilísticas	16
C. Métodos de equilibrio límite	17
VI. Muros de retención	21
A. Definición y tipos de muros de retención	21
B. Diseño estructural de muros de retención	33
C. Mecanismos de transmisión de cargas	35
VII. Caso de aplicación	47
A. Descripción del problema	47
B. Análisis	52

C. Diseño	56
D. Construcción	58
VIII. Conclusiones	64
IX. Recomendaciones	65
X. Bibliografía	66

## LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
IV -1. Condiciones de talud.	8
V-1. Fuerzas actuando sobre una superficie de rotura en un talud.	19
VI-1. Esquema de muros rígidos.	21
VI-2. Tipos de muro de contención de concreto armado.	23
VI-3. Muro en concreto sin refuerzo.	25
VI-4. Esquema de muros flexibles.	26
VI-5. Esquema de un muro en gaviones.	26
VI-6. Esquema generales de los muros prefabricados.	27
VI-7. Esquema muro en piedra.	28
VI-8. Esquemas de un muro en llantas usadas con arreglo total en las llantas.	29
VI-9. Esquema de estructuras de tierra reforzada.	30
VI-10. Esquema de estructuras ancladas.	31
VI-11. Esquema de estructuras enterradas.	32

VI-12. Presiones activas y pasivas para el caso de un talud sin deslizamiento.	38
VI-13. Presiones debidas a cargas externas.	43
VII-1. Área actual del proyecto.	47
VII-2. Área futura del proyecto.	47
VII-3. Corte y protección de terreno del proyecto.	48
VII-4. Colocación de pernos de anclaje.	49
VII-5. Anclaje con varilla de acero.	50
VII-6. Colocación de pernos e inyección de anclaje.	51
VII-7. Anclaje con tendones de acero.	52
VII-8. Diagrama general de anclajes en un muro anclado.	53
VII-9. Perforación con barreno.	59
VII-10. Lanzado de concreto.	62
VII-11. Diagrama general etapas de instalación de anclajes.	63

## LISTA DE CUADROS

Cuadro	Página
III -1. Valores típicos de parámetros geotécnicos en suelos compactados.	12
III -2. Valores típicos de parámetros geotécnicos en suelos in situ.	12
III -3. Rango de valores típicos de la fricción suelo – material para la cimentación.	13
III -4. Valores máximos de ángulo de fricción suelo - estructura para presión activa.	14
III -5. Fricción suelo - muro para presión pasiva.	14
VI -1. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro rígido.	21
VI -2. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro flexible.	30
VI -3. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura anclada.	31
VI -4. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura Enterrada.	32
VI -5. Valores nominales de sobrecargas.	44
VII -1. Factores de seguridad mínimos en las cargas para el diseño suponiendo estado.	55

VII -2. Valores del esfuerzo de cortante permitidos para anclajes en roca. 58

## LISTA DE ECUACIONES

Ecuación	Página
1. Coeficiente de seguridad referido al equilibrio de fuerzas.	18
2. Coeficiente de seguridad referido al término de tensiones.	18
3. Coeficiente de seguridad de fuerzas actuando sobre un plano.	19
4. Coeficiente de seguridad de fuerzas actuando sobre un plano cuando existe presión de agua.	20
5. Coeficiente de presión al reposo.	37
6. Coeficiente de presión al reposo para una pared vertical que sostiene una superficie de tierra inclinada.	37
7. Coeficiente de presión de tierra al reposo de un suelo sobre consolidado.	37
8. Valor de la presión activa en un suelo granular seco según Rankine.	39
9. Valor de la presión activa según Coulomb	40
10. Valor de presión pasiva.	40
11. Carga lineal.	43
12. Esfuerzo al cortante en el anclaje.	58