

Los muros de llantas usadas son muy flexibles y se acomodan fácilmente a los asentamientos referenciales. Cada llanta se conecta a su vecina con soga de polipropileno o nylon. Generalmente, se utilizan tendones de 8 a 10 mm. de diámetro. Sumanarathna, (1997), reporta muros hasta de 20 metros de altura utilizando llantas usadas.

El muro de llantas puede ser integral en tal forma, que todo el volumen de terraplén esté entrelazado con llantas, las cuales ocupan buena parte de su volumen total, o puede utilizarse el sistema de muro de llantas en el cual se colocan llantas en la parte posterior del terraplén como anclaje de sogas de polipropileno, las cuales amarran las llantas internas con las llantas en la pared exterior del muro.

Los muros de llantas deben contener sistemas de drenaje en forma similar a los muros de tierra reforzada.

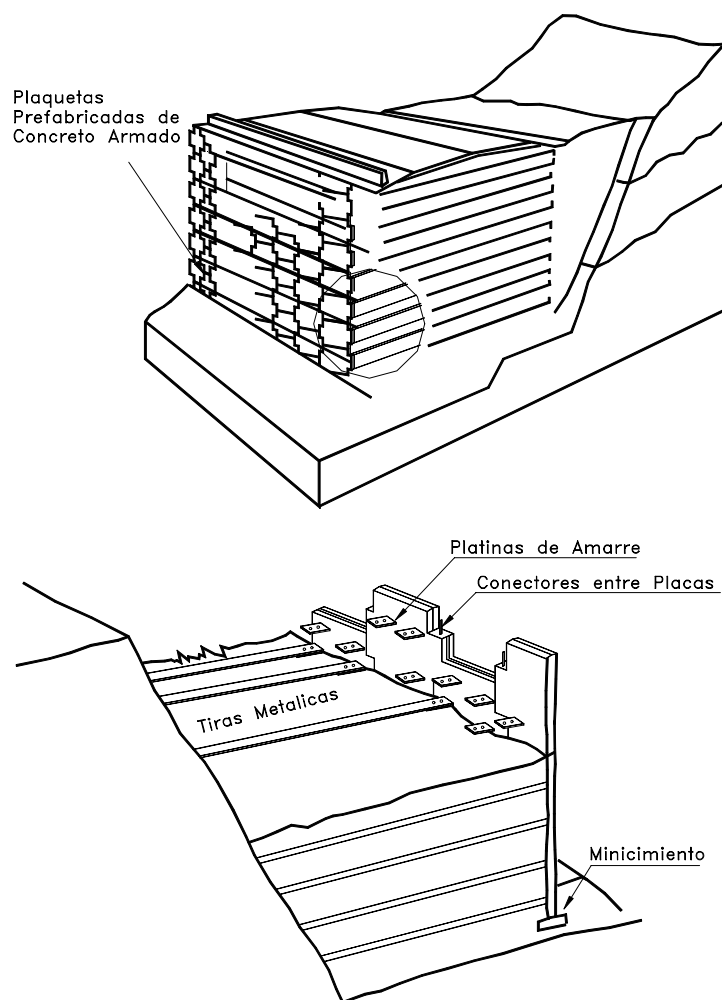


Figura 14.18 Muro de tierra armada con refuerzo de tiras metálicas.

14.5 TIERRA REFORZADA

Los muros también pueden ser de tierra armada, que consisten en un relleno de suelo granular con láminas de refuerzo, que pueden ser metálicas o de elementos plásticos. Los muros en tierra armada consisten en la colocación de tiras o capas de refuerzo en el proceso de compactación de terraplenes con taludes de alta pendiente. El concepto fue introducido por Vidal en los años 1960.

Elementos de Refuerzo

Los refuerzos pueden construirse con materiales capaces de desarrollar tensión y que permitan la fricción entre el elemento y el suelo. Inicialmente, se utilizaron tiras de acero galvanizado en caliente. El galvanizado debe garantizar una cantidad de zinc en lo posible de 610 gramos por metro cuadrado para disminuir la corrosión.

El sistema más popular de muros de tierra reforzada es el refuerzo de terraplenes con geotextiles, en el cual el mecanismo de transmisión de esfuerzos es predominantemente de fricción. Existe una gran cantidad de geotextiles de diferentes propiedades mecánicas, tejidos y no tejidos. Los rellenos utilizados son generalmente materiales granulares que van desde arenas limosas hasta gravas. Un problema importante de los geotextiles es su deterioro con la luz ultravioleta del sol y por esto se requiere que este material permanezca cubierto, con concreto emulsión asfáltica o suelo con vegetación.

Recientemente se han introducido en el mercado las geomallas que son mallas poliméricas o metálicas con una forma determinada, en dos direcciones, en el cual se incluye el efecto de fricción y además, el efecto de agarre dentro del suelo. En ocasiones la geomallas llevan varillas para ayudar a la resistencia de arrancamiento de la malla. Generalmente, las geomallas tienen mayor resistencia al arrancamiento que los geotextiles.

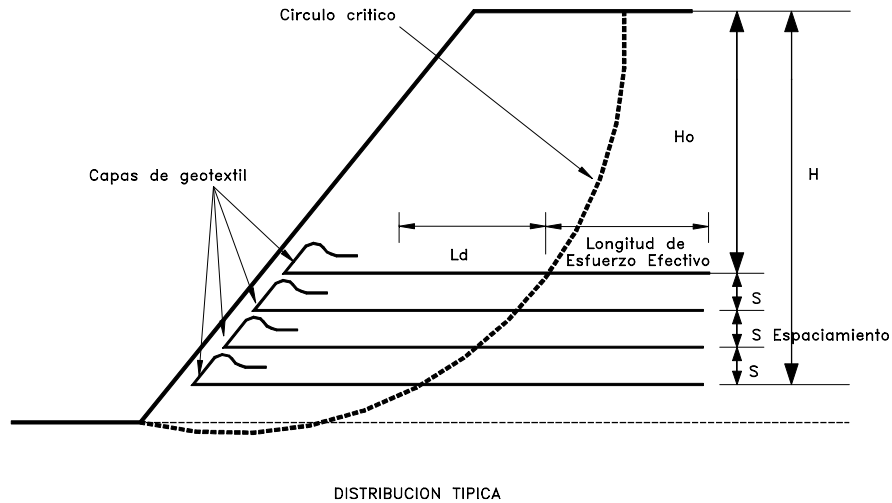


Figura. 14.19 Tierra armada con geotextil.

Relleno

El material de relleno debe ser un material capaz de desarrollar fricción y no debe contener materiales orgánicos o perecederos como vegetación o residuos indeseados.

Comúnmente se utiliza relleno granular pero cuando no se dispone de materiales de grava o arena se utiliza arcilla o suelos residuales, en estos casos se debe tener especial cuidado, teniendo en cuenta, la importante reducción de capacidad al arrancamiento en los suelos arcillosos, cuando son saturados (Elias y Swanson, 1983).

En ocasiones se utiliza piedra triturada. En este caso debe tenerse cuidado de que el refuerzo sea de un grosor suficiente que impida su rotura, causada por los bordes angulosos del triturado.

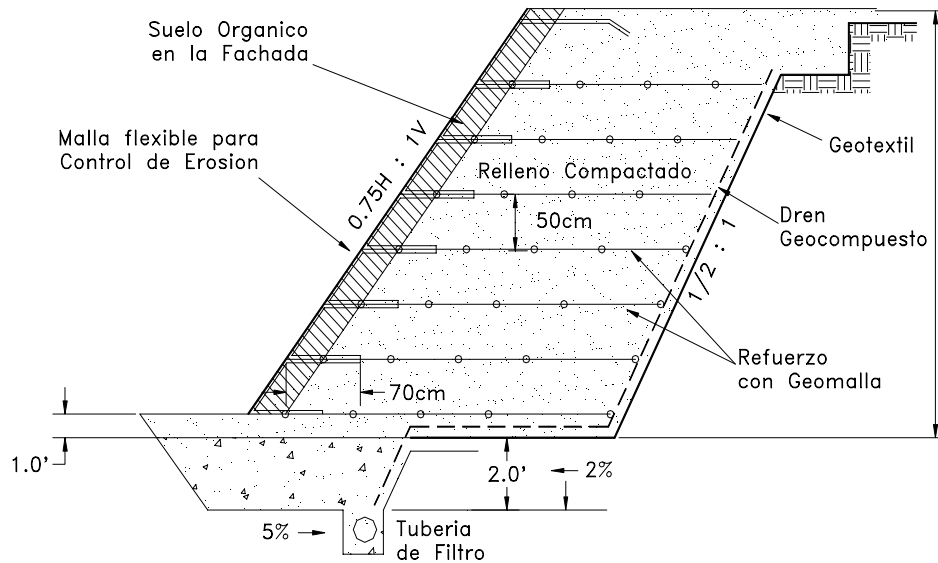


Figura 14.20 Esquema de una estructura de contención de suelo reforzado con geomallas.

El PH del relleno en el caso de tierra armada con refuerzo metálico debe ser superior a seis para impedir la corrosión acelerada del acero. El material debe compactarse a una densidad tal que garantice la estabilidad del relleno en cuanto a resistencia y compresibilidad. Comúnmente se exigen densidades superiores al 95% de la densidad máxima Proctor modificado.

El proceso de compactación debe realizarse teniendo cuidado de no romper o deteriorar los elementos de refuerzo. Debe impedirse que los vehículos tales como volquetas pasen por encima del refuerzo, antes de colocar el relleno.

El relleno cerca de la pared debe compactarse utilizando un equipo liviano, bien sea un rodillo pequeño vibratorio, una placa vibratoria de peso no mayor a mil kilos o un vibro tamper. A distancias superiores a 1.5 metros de la pared puede utilizarse equipo pesado.

Tabla 14.13 Especificaciones para rellenos de tierra armada (Geotechnical Control Office, 1989)

Requisito	Relleno de material friccionante	Relleno de material cohesivo
Tamaño máximo	150 mm	150 mm
% pasantes ½ pulgada	≥ 25%	-
% pasantes tamiz 30	≥ 8 %	-
% pasantes tamiz 200	0 a 10%	10-80
% menor de 2 micrones	-	0-10
Coefficiente de uniformidad	≥ 5	≥ 5
Límite líquido	-	≤45
Índice plástico	-	≤20

Pared exterior del Muro

En la parte exterior del muro se pueden colocar elementos prefabricados de concreto reforzado en láminas de acero, o geotextiles recubiertos con concreto lanzado o protecciones vegetales.

Conectores

El material utilizado para conectar las paredes del muro con los anclajes y las paredes entre sí debe ser de material electrolíticamente compatible, en tal forma que no promueva la corrosión por el uso de metales disímiles. Las tuercas que se utilicen deben ser de acero grado 8. Los conectores deben diseñarse en tal forma que la resistencia total del conector no sea inferior a la resistencia total del refuerzo.

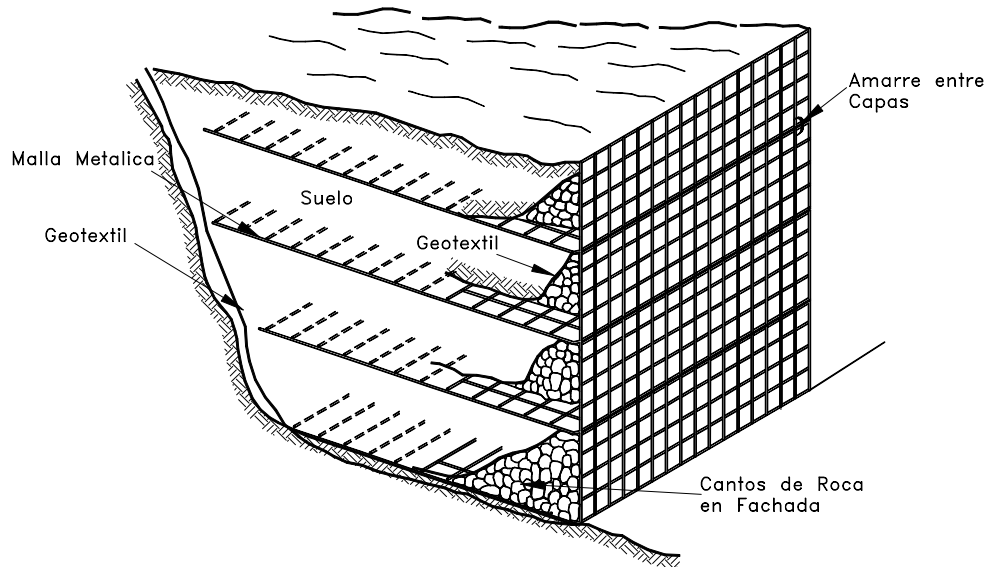


Figura 14.21 Tierra reforzada con malla electrosoldada de acero galvanizado.

Diseño

Los rellenos o muros de tierra armada deben diseñarse para estabilidad interna y externa. La estabilidad interna requiere que el refuerzo proporcione suficiente resistencia al cortante para garantizar la estabilidad de la masa de relleno. El refuerzo debe tener un tamaño, espaciamiento y longitud tales que no falle a tensión bajo los esfuerzos a los que son sometidos y no se salga (pull out) de la masa de suelos. En lo referente a estabilidad externa, el muro de tierra armada debe satisfacer los mismos requisitos de capacidad de soporte, deslizamiento y volcamiento de un muro convencional.

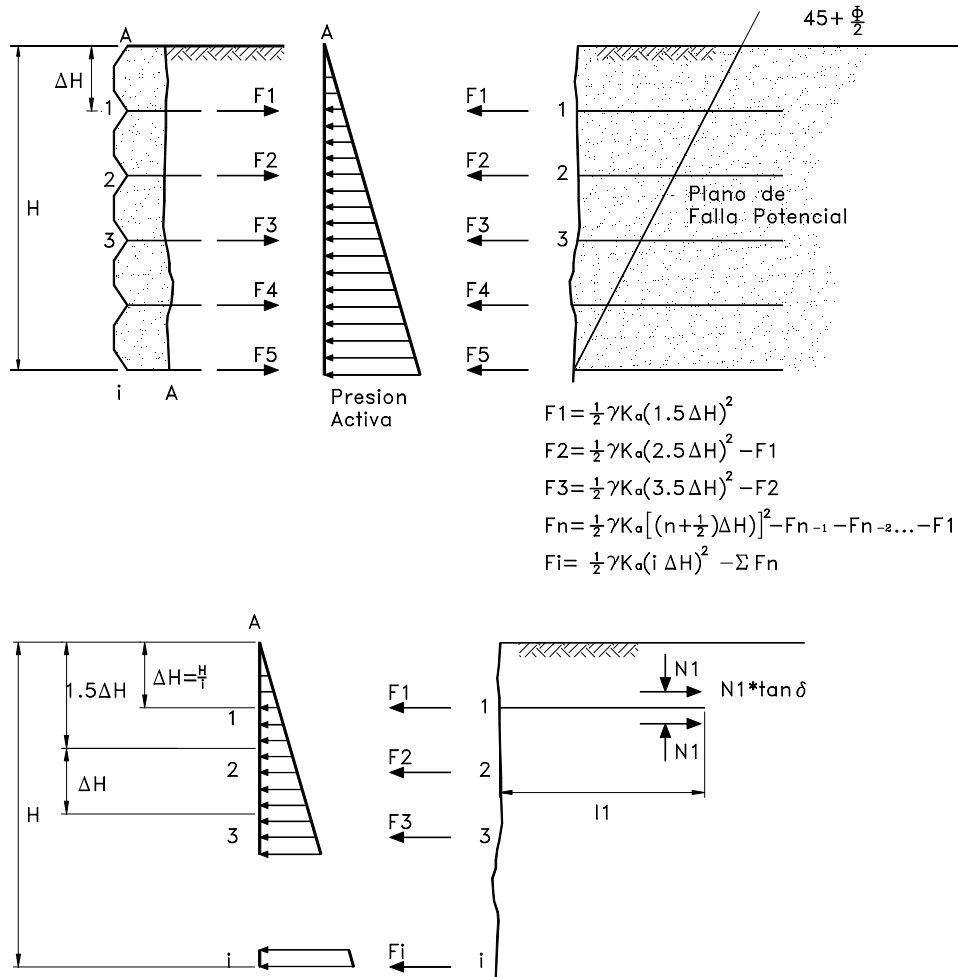


Figura 14.22 Presiones y fuerzas de diseño de tierra reforzada.

Tabla 14.14 Factores mínimos de seguridad para muros de tierra armada permanentes (Geotechnical Control Office, 1989)

Estabilidad	Factor de seguridad
General del talud	1.4
Deslizamiento de muro	1.5
Volcamiento	Generalmente no se requiere
Capacidad de soporte	2.0
Pull out	1.8
Tensión	1.7

Existe una gran cantidad de métodos de análisis y se han realizado ensayos a gran escala, en tal forma que puede garantizarse su eficiencia. Los detalles de los diferentes sistemas de diseño pueden consultarse en los documentos de Ingold (1982), Juran (1977), Schlosser (1983), Schlosser y Segrestin (1979), Shen (1981) y Stocker (1979).

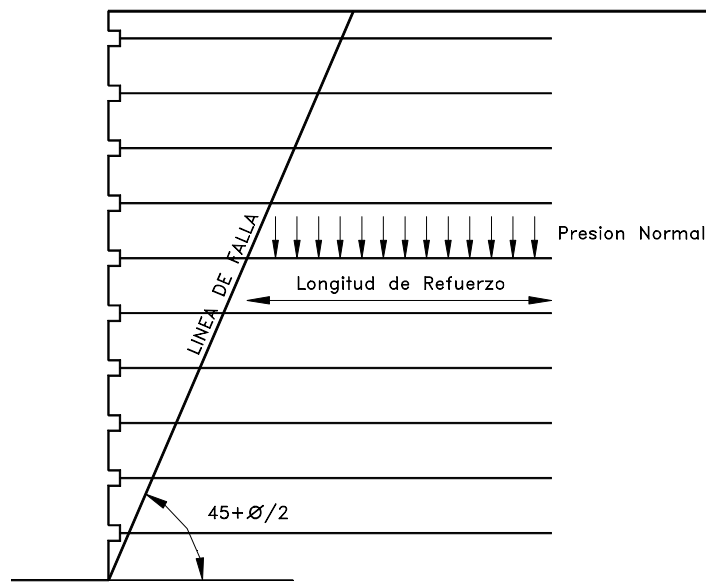


Figura 14.23 Localización de la longitud de refuerzo de diseño

El método más utilizado de diseño de muro de tierra armada es calcular el refuerzo horizontal suficiente para resistir las presiones activas del suelo de relleno de la estructura armada. El diseño incluye varias etapas así:

1. Cálculo de las fuerzas o presiones activas.
2. Distribución de estas presiones o fuerzas entre los diversos elementos de refuerzo. Estas presiones se distribuyen en forma gráfica de acuerdo a la localización de cada elemento. La fuerza total corresponde al área aferente del diagrama de presiones.
3. Cálculo de la resistencia a tensión del elemento de refuerzo.
4. Análisis de la longitud requerida para evitar arrancamiento de los refuerzos.
5. Diseño de la pared exterior.
6. Diseño del sistema de subdrenaje.

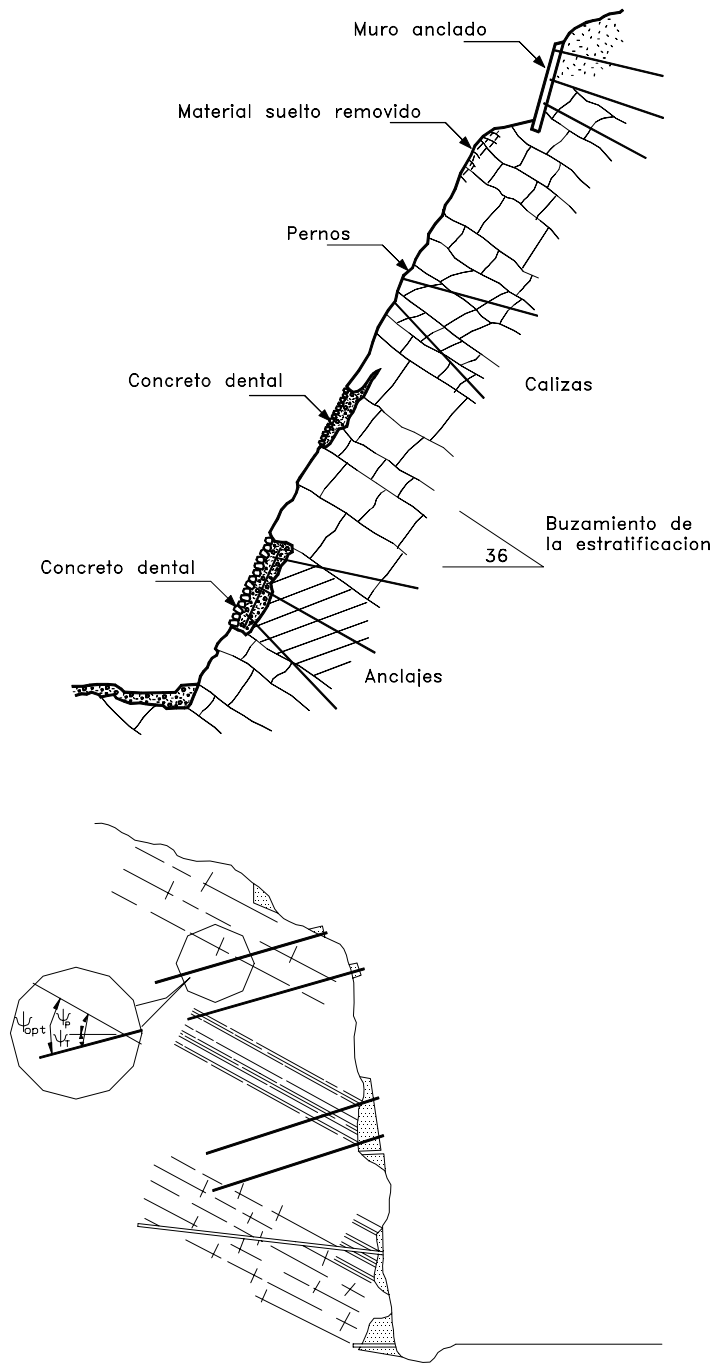


Figura 14.24 Estabilización de un manto rocoso utilizando anclajes.

14.6 ESTRUCTURAS ANCLADAS

El uso de anclajes de acero en la estabilización de taludes se ha vuelto muy popular en los últimos años. Las estructuras ancladas incluyen los pernos metálicos utilizados para sostener bloques de roca, las estructuras con tendones pretensionados, anclados en el suelo y los tendones pasivos no pretensionados.

Los anclajes en roca pueden realizarse de muchas formas:

1. Dovela de concreto reforzada para prevenir que se suelte un bloque de roca en la cresta de un talud. Estos pernos son comúnmente varillas de acero colocadas en huecos preperforados, inyectando una resina epóxica o cemento, las varillas generalmente, no son tensionadas debido a que la roca puede moverse al colocar la tensión, se utiliza hierro de alta resistencia en diámetros que varían desde ½ a 1.5 pulgadas.
2. Mallas exteriores de alambre galvanizado ancladas con pernos para evitar la ocurrencia de desprendimientos de bloques de roca o material. Debe tenerse en cuenta que los anclajes de mallas protegen de la caída de bloques superficiales, pero no representan estabilidad para el caso de fallas de bloques grandes o movimientos de grandes masas de suelo o roca.
3. Anclajes tensionados para impedir el deslizamiento de bloques de roca 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 tensionamiento depende de la longitud y características del anclaje y no es raro utilizar fuerzas hasta de 50 toneladas por ancla.
4. Muro anclado para prevenir el deslizamiento de una zona suelta. 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.

Pernos Individuales no tensionados

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 macizo de roca. Realmente, lo que ocurre es un refuerzo del macizo de roca por intermedio de la varilla. En esta forma, se pueden evitar los caídos de roca y en ocasiones los deslizamientos de macizos de roca fracturada 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 roca (Hoeck, 1983). Una vez los bloques se sueltan es muy difícil recobrar la estabilidad completa del macizo, por eso la colocación de anclajes es muy útil que se realice, previamente a la excavación (Wyllie y Norrish, 1996). Este prerrefuerzo 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 a la roca utilizando una resina, un cemento o por un sistema mecánico. El sistema de resina incluye cartuchos de un líquido y de un endurecedor, los cuales se mezclan en un tiempo de curado que varían de acuerdo al producto entre 1 y 90 minutos. El tiempo de curado también depende de la temperatura ambiente. El sistema consiste en insertar los cartuchos en el hueco para llenar el espacio entre el hueco y el perno.

Es importante que el diámetro del hueco y el tamaño de la varilla estén dentro de una tolerancia especificadas, en tal forma que la resina se mezcle y funcione correctamente. La barra se mete en el hueco y se mezcla la resina, haciéndola rotar.

La principal ventaja de los anclajes con resina 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 como el cemento.

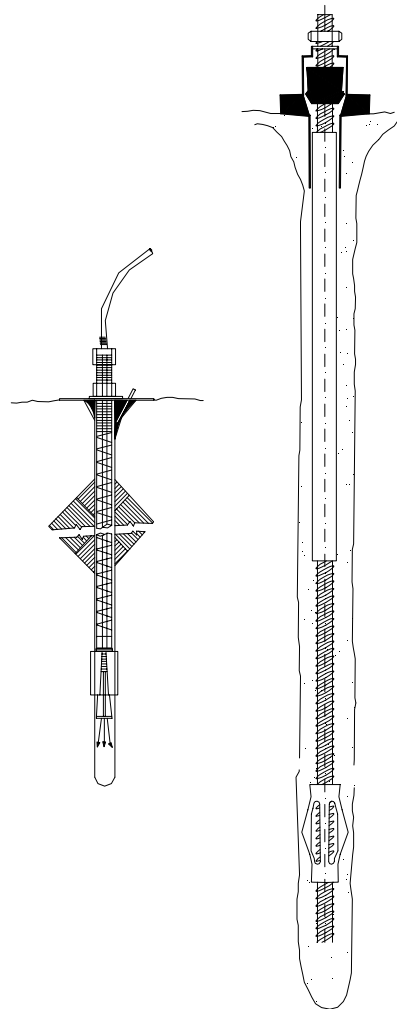


Figura 14.25 Anclaje con varilla de acero.

Anclajes Individuales tensionados (Anclas activas)

Este método consiste en la colocación dentro del macizo de roca 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.

Los anclajes pretensionados se colocan atravesando posibles superficies de falla, anclando los bloques a roca sana, detrás de esta superficie. El tensionamiento del perno, transmite una fuerza a la roca, 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.

En la cabeza exterior del ancla se coloca una platina metálica para fijar el anclaje y permitir su tensado.

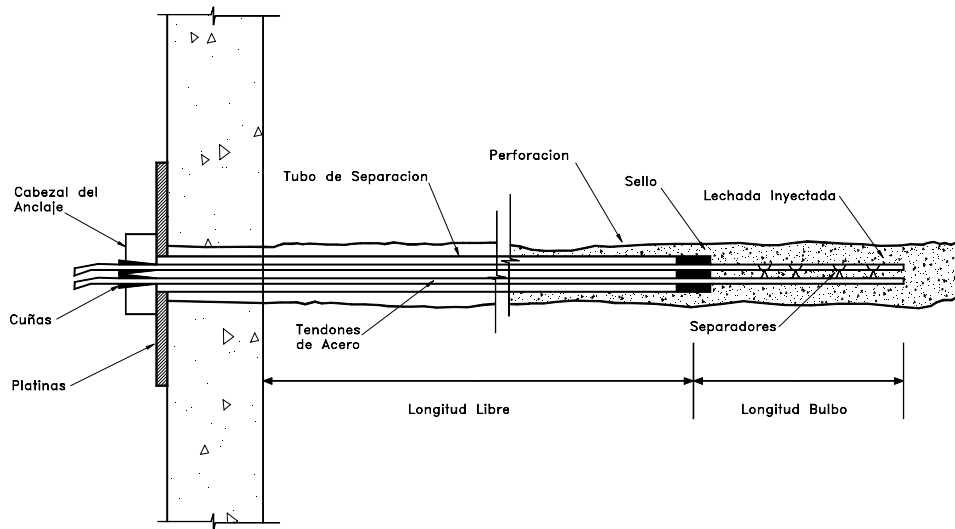


Figura 14.26 Anclaje con tendones de acero

Proceso constructivo

La construcción de un anclaje comprende los pasos siguientes:

El proceso de perforación se inicia con un tubo de revestimiento de aproximadamente 10 a 20 centímetros de diámetro y una longitud para profundizar de 3 metros, como en este tubo quedan los residuos de perforación se introduce un barreno, el cual 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.

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, utilizando agua a presión.

Se controla la longitud del sondeo mediante la varilla de perforación.

Se coloca el tirante en el hueco y se inyecta el mortero a presión hasta la zona de selle, si se produce una pérdida considerable de inyección, es necesario reducir la presión de inyección.

La parte inicial del tirante ha sido previamente aislado con el objeto de evitar su cementación en el suelo (todo el cuerpo debe estar protegido contra la corrosión). El mortero inicia el periodo de fraguado especificado.

Se ensaya el tirante pre-esforzándolo hasta alcanzar un valor de 1.4 la carga de diseño.

Se registra la magnitud y elongación del tirante. Se fija el tirante con una carga de diseño, este valor es generalmente un 10% mayor que la fuerza final en el anclaje, con el objeto de compensar pérdidas por relajación del tirante. Se reinyecta la perforación si se desea protegerlo mejor contra la corrosión.

Adicionalmente y como parte del sistema o complemento se emplea el concreto o mortero lanzado que es concreto o mortero, el cual es colocado por medio de un sistema de bombeo a presión.

Las cargas por anclaje generalmente varían entre 10 y 130 toneladas.

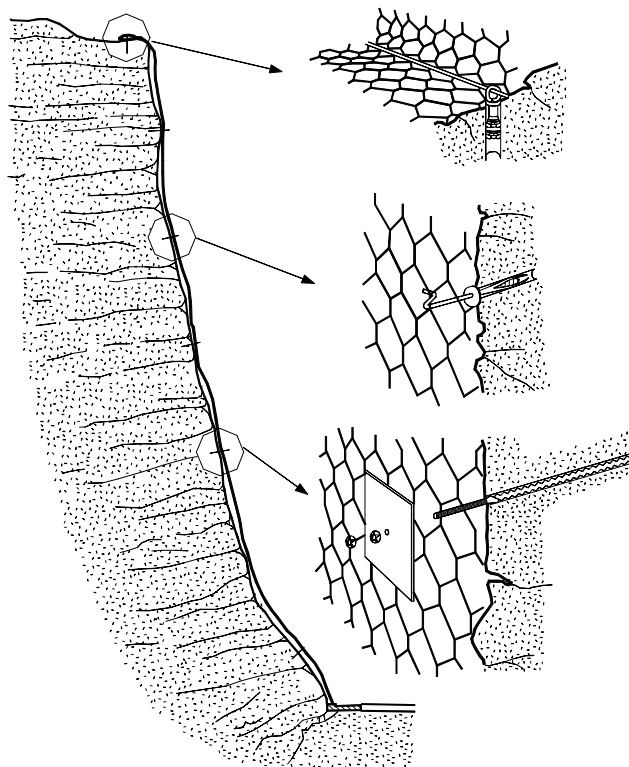


Figura 14.27 Revestimiento con malla galvanizada perna (Gaviones Maccaferri).

Se puede requerir la utilización de anclajes pretensados como apoyo temporal o pueden diseñarse como parte permanente de la estructura. El uso de anclas metálicas en suelos ácidos se ha determinado que tiene problemas a largo plazo. Adicionalmente, debe tenerse en cuenta que la colocación de las anclas puede afectar las estructuras de servicios cercanas y los derechos legales de los vecinos cuyas estructuras o tierra pueda ser afectada. Angeli, 1996 reporta la utilización de anclas de longitudes variables entre 60 y 75 metros con bulbos inyectados de longitudes entre 20 y 25 metros con vigas de concreto reforzado en la superficie y separados cada cuatro metros. Las cargas por anclaje pueden ser superiores en ocasiones a 150 toneladas, sin embargo se recomienda la utilización de cargas en lo posible, no superiores a 50 toneladas por ancla.

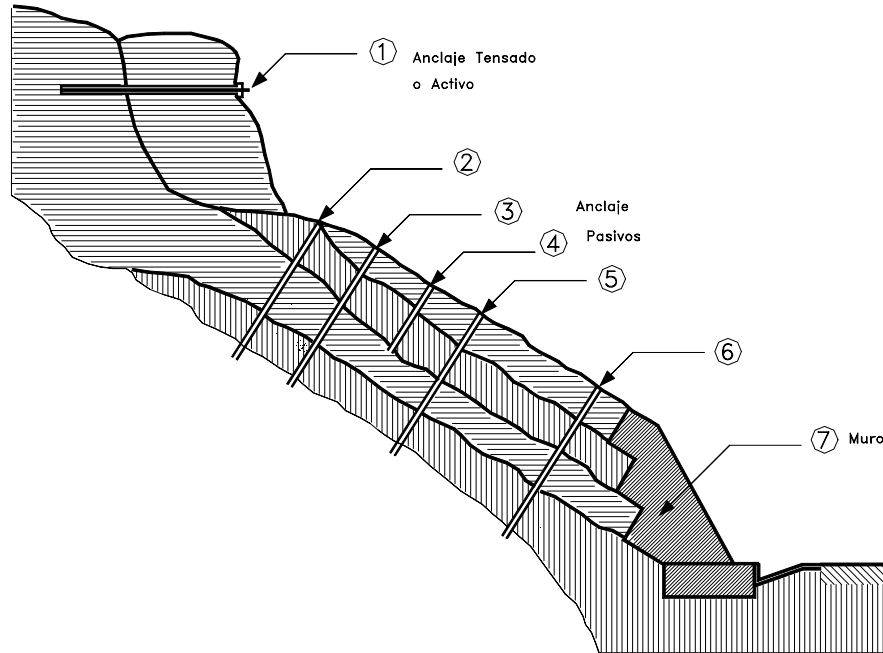


Figura. 14.28 Anclajes Activos y pasivos

Diseño de Anclajes

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

a. Falla del tendón o varilla.

El esfuerzo de diseño para el acero debe limitarse al 50% del esfuerzo último (Department of the Navy, 1983).

b. 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. (Littlejohn and Bruce, 1977).

c. 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.

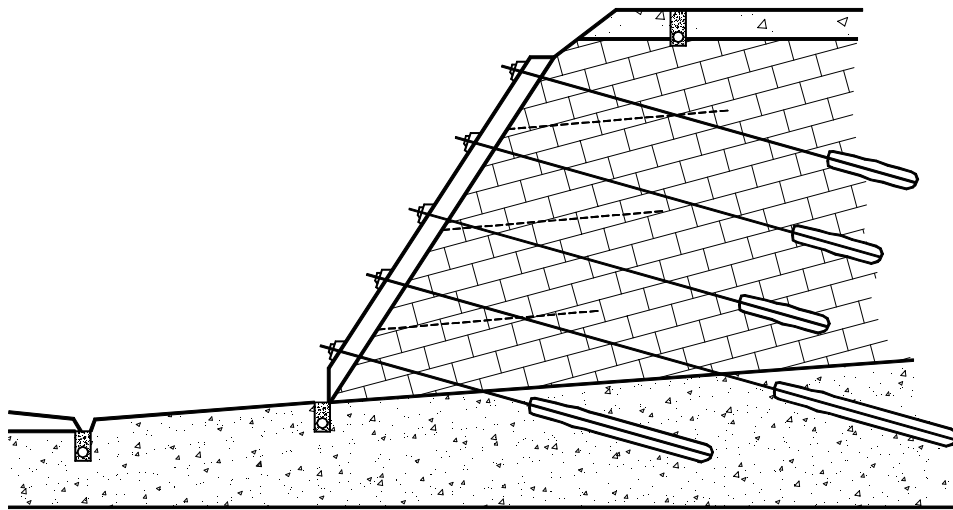
Tendones y varillas

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:

- a. Nombre del fabricante, fecha y lugar. Generalmente se conoce el comportamiento de las varillas y tendones de acuerdo a su origen.
- b. Diámetro, área de la sección y peso unitario. En ocasiones las varillas han sido pretensionadas con anticipación y sus propiedades y dimensiones han cambiado.
- c. 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.



Anclajes permanentes de 50T de Capacidad

Figura 14.29 Localización de anclas en un muro anclado de materiales estratificados (Chacón Irigaray, 1996).

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

- a. Suelos y rocas que contienen cloruros.

- b. Cambios estacionales de la tabla de agua.
- c. Ambientes marinos.
- d. Arcillas saturadas con alto contenido de sulfatos.
- e. Exposición a corrientes eléctricas que generan acción galvánica.
- f. 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 hidroferroso.

Bulbo de Anclaje

El bulbo 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 distribuido 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

τ_a = Esfuerzo de cortante permitido

l_b = Longitud cementada

El valor de τ_a puede estimarse a partir de la compresión uniaxial, de acuerdo a la siguiente expresión (littlejohn y Bruce, 1975):

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

En la tabla 14.15 se muestran algunos valores del esfuerzo de cortante permitido para anclajes en roca.

Tipo de roca	Resistencia al cortante para diseño de anclajes (MPa)
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.

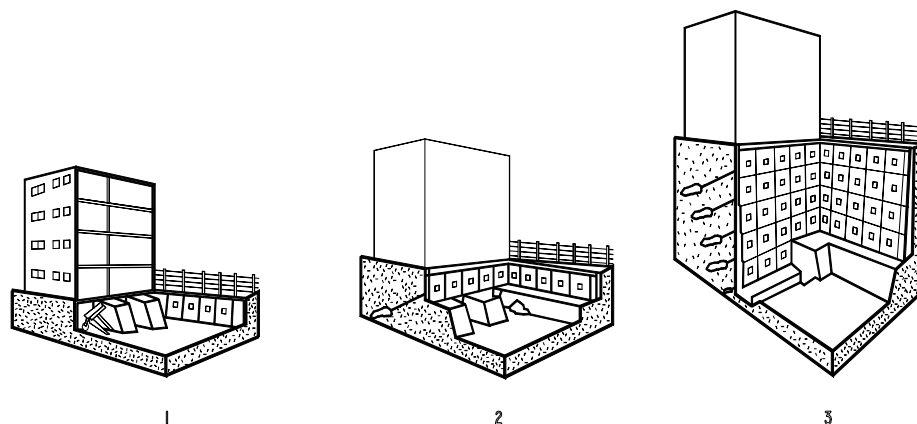


Figura 14.30 Procedimiento de construcción de un sótano con pantalla anclada.

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.

Inyección

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.

No se debe utilizar cemento con altos contenidos de alúmina. No se recomienda la utilización de arena mezclada con el cemento. Las cantidades de sulfatos, cloruros y nitratos de la mezcla no deben exceder los porcentajes de 4%, 0.1% y 0.1% respectivamente.

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. Preamente 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.

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 (Geotechnical Control Office, 1989). 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 (1985).

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.

Concreto lanzado

Las zonas de roca fracturada o degradada pueden ser protegidos colocando una capa de concreto lanzado. El concreto lanzado rellena los espacios entre la roca 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. 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.

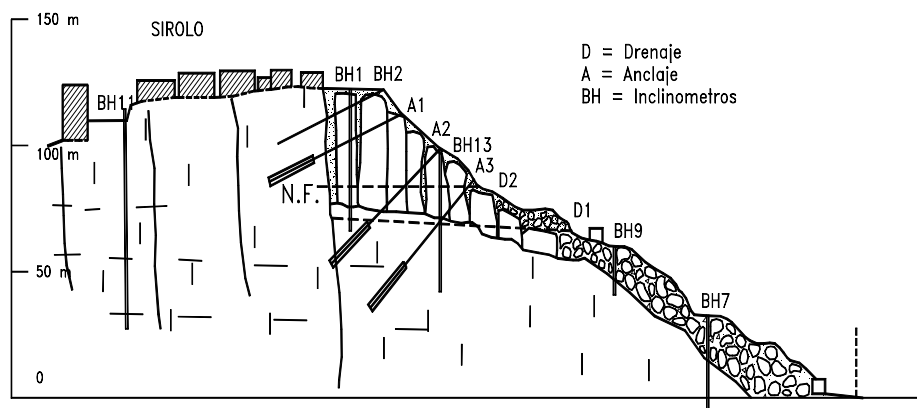


Figura 14.31 Esquema de un sistema combinado de anclajes profundos (Más de 60 metros), subdrenes de penetración y control con inclinómetros.

Muros anclados

El diseño 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.

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 de 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.

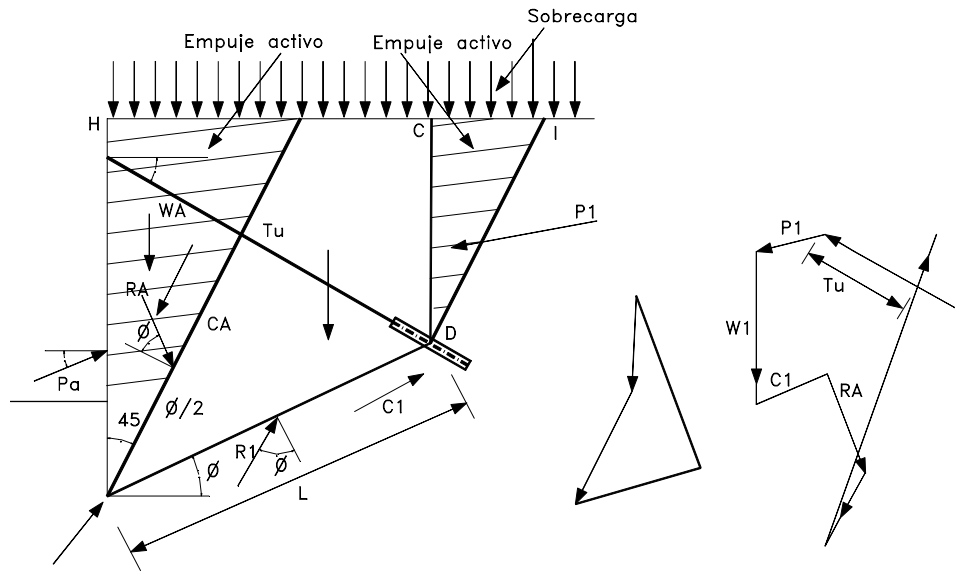


Figura 14.32 Diagrama general de anclajes en un muro anclado.

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.

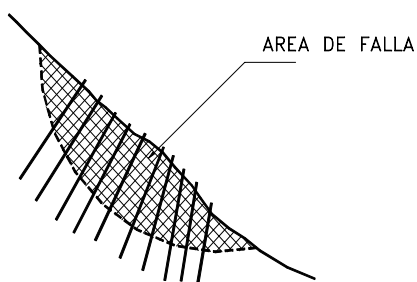
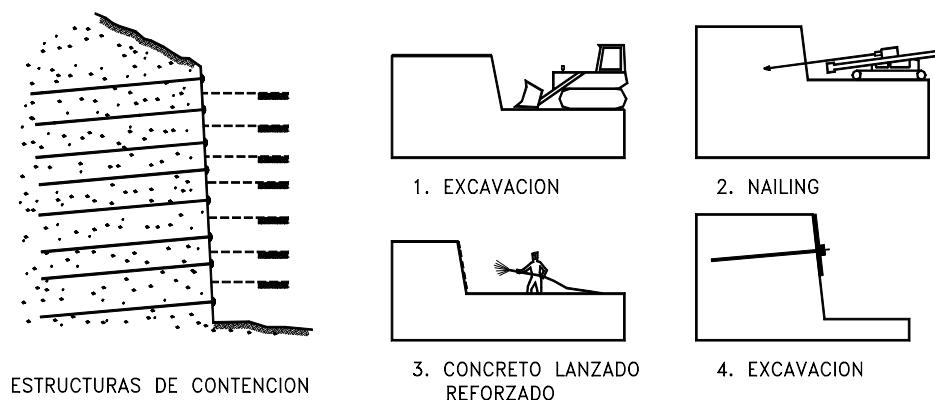
Micropilotes (Soil nailing)

El Soil Nailing es un método de refuerzo in situ utilizando micropilotes vacíos capaces de movilizar resistencia a tensión en el caso de ocurrencia de un movimiento. Se diferencian de los pilotes en cuanto los micropilotes no resisten cargas laterales a flexión.

Los micropilotes pueden ser varillas de acero, tubos o cables que se introducen dentro del suelo natural o la roca blanda y son inyectados dentro de huecos preperforados. Generalmente son espaciados a distancias relativamente pequeñas.

Los micropilotes pueden ser hincados o inyectados en perforaciones previamente realizadas. Junto con el suelo estos alfileres o nail forman una estructura de suelo reforzado. Los nail o alfileres se diferencian de los anclajes en el sentido de que son pasivos, o sea, que no son postensionados. Adicionalmente los Nails están mucho más cercanamente espaciados que los anclajes.

EXCAVACION POR NIVELES



ESTABILIZACION DE TALUD

Figura 14.33 Esquema general del soil nailing.

Comúnmente se utiliza un alfiler por cada uno o seis metros cuadrados de suelo de superficie. La estabilidad de la superficie del terreno es controlada por una capa delgada de concreto lanzado, de espesor de 12 a 18 centímetros con una malla de refuerzo. Estas estructuras se les utilizan tanto en suelos granulares como cohesivos.

Existen dos sistemas de funcionamiento de los micropilotes:

1. Micropilotes que transfieren las cargas a través de suelos sueltos o blandos a un material mucho más competente. En este caso los micropilotes se diseñan anclados o como si conformaran una estructura aporticada.
2. Micropilotes que refuerzan el suelo (Juran, 1996).

La estabilidad del Soil nailing se basa en dos factores así:

- a. Desarrollo de fricción o adhesión en la interfase suelo alfiler.
- b. Resistencia pasiva desarrollada a lo largo de la superficie perpendicular a la dirección del soil nailing.

Este sistema es mucho más efectivo en suelos granulares duros y en arcillas limosas competentes.

El suelo debe tener suficiente resistencia para resistir un talud vertical de aproximadamente dos metros de altura sin deformación.

El sistema de Soil nailing no es muy efectivo en suelos granulares sueltos o en arcillas blandas. La presencia de niveles freáticos altos también puede representar dificultades de construcción. Elías (1991) y Byrne (1992) presentan algunos sistemas de diseño de alfileres.

Estos sistemas son relativamente flexibles y por lo tanto resistente a fuerzas sísmicas; sin embargo, el comportamiento dinámico de estas estructuras es relativamente desconocido y se requiere desarrollar sistemas de diseño para sismos.

Debe tenerse en cuenta que muchos de los procedimientos de instalación de Nails están protegidos por patentes.

Esta tecnología ha sido utilizada especialmente para la estabilización de excavaciones temporales y hay alguna preocupación sobre la rata de corrosión del material utilizado; sin embargo, en el mercado han aparecido materiales y protecciones de alta resistencia a la corrosión.

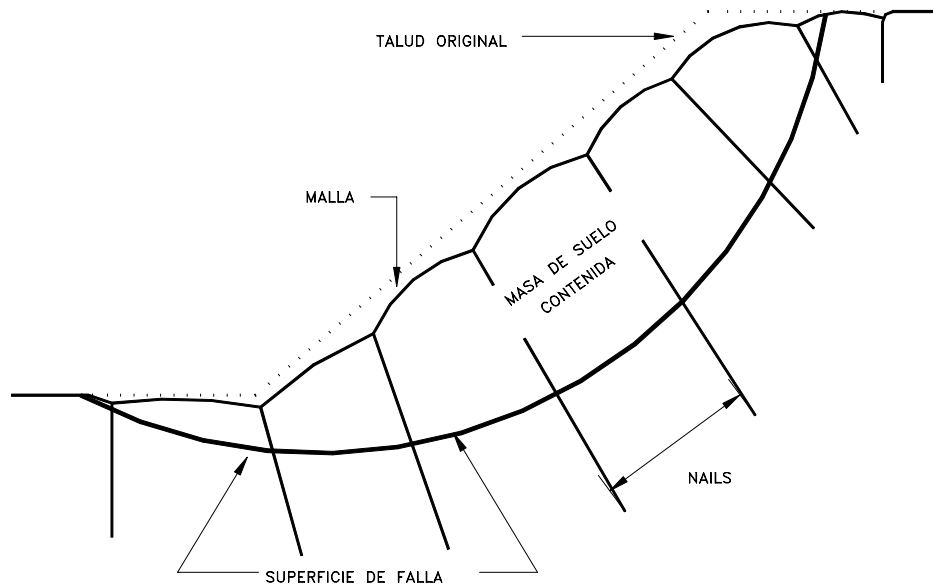


Figura 14.34 Procedimiento de estabilización utilizando “nails” y Malla.

El diseño de taludes con Nails generalmente, se basa en análisis de equilibrio límite, calculando factor de seguridad. Los sistemas incluyen el diseño de espaciamiento, tamaño, y longitud de los Nails y el diseño del recubrimiento de la superficie. Para taludes permanentes el diseño debe considerar siempre medidas de protección contra la corrosión. Para el diseño del sistema el Ingeniero puede escoger el método que considere más apropiado basado en su experiencia y sentido común. Algunos de los métodos de diseño se presentan en la tabla 14.16.

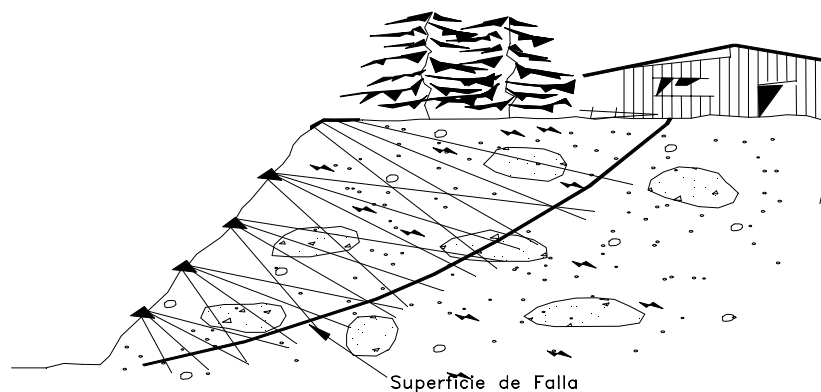


Figura 14.35 Raíces de micropilotes (Root-piles) Lizzi 1977.

Tabla 14.16 Detalles de los diferentes métodos de diseño de Soil Nailing (Elías y Juran, 1991)

Detalles	Método francés (Schlosser, 1983)	Método Alemán (Stocker, 1979)	Método Davis (Shen, 1981)	Método Davis modificado (Elías y Juran, 1988)	Método cinemático (Juran, 1989)
Análisis	Equilibrio límite de momentos	Equilibrio límite de fuerzas	Equilibrio límite de fuerzas	Equilibrio límite de fuerzas	Análisis de esfuerzo de trabajo (estabilidad local)
Propiedades de entrada	Suelo:(c, ϕ') Fuerzas límite de los Nails. Rigidez	Suelo:(c, ϕ') Fricción lateral	Suelo:(c, ϕ') Fuerzas límite de los Nails Fr. Lateral	Suelo:(c, ϕ') Fuerzas límite de los Nails Fricción Lateral	Suelo:($C/\gamma H, \phi'$) Parámetro N
Fuerzas en los Alfileres	Tensión, corte, momentos	Tensión	Tensión	Tensión	Tensión, corte, momentos
Superficie de falla	Circular	Bilineal	Parabólica	Parabólica	Espiral Logarítmico
Mecanismo de Falla	Combinada	Pull - out	Combinada	Combinada	No aplicable
Factor de Seguridad a resistencia del suelo	1.5	1.0 (Resistencia Residual)	1.5	1.0	1.0
Resistencia al arrancamiento	1.5	1.5 – 2.0	1.5	2.0	2.0
Niveles Freáticos	Sí	No	No	No	Sí
Geometría de la Estructura	Cualquiera	Inclinada o Vertical	Vertical	Inclinada o Vertical	Inclinada o Vertical
Estratificación	Sí	No	No	No	Sí
Resultado	Factor de Seguridad de superficie de falla	Factor de Seguridad de superficie de falla	Factor de Seguridad de superficie de falla	Factor de Seguridad de superficie de falla	Fuerzas en los alfileres y superficie de falla

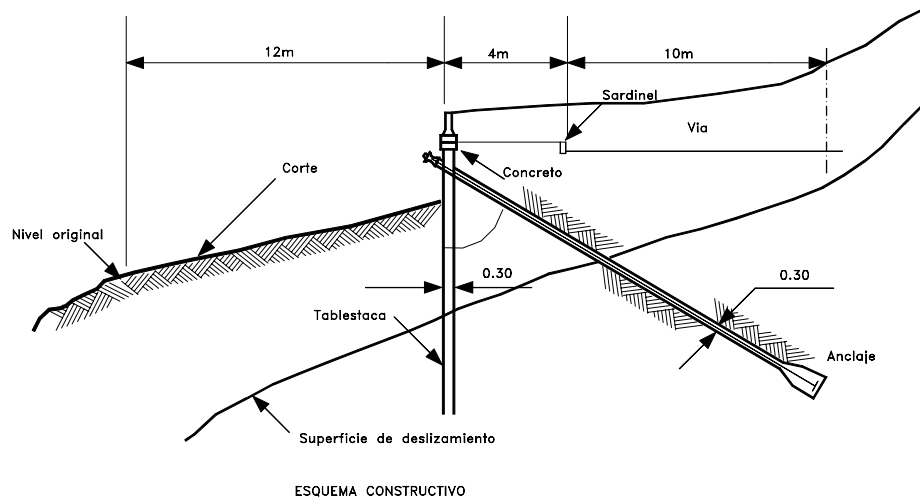


Figura 14.36 Tablestaca anclada

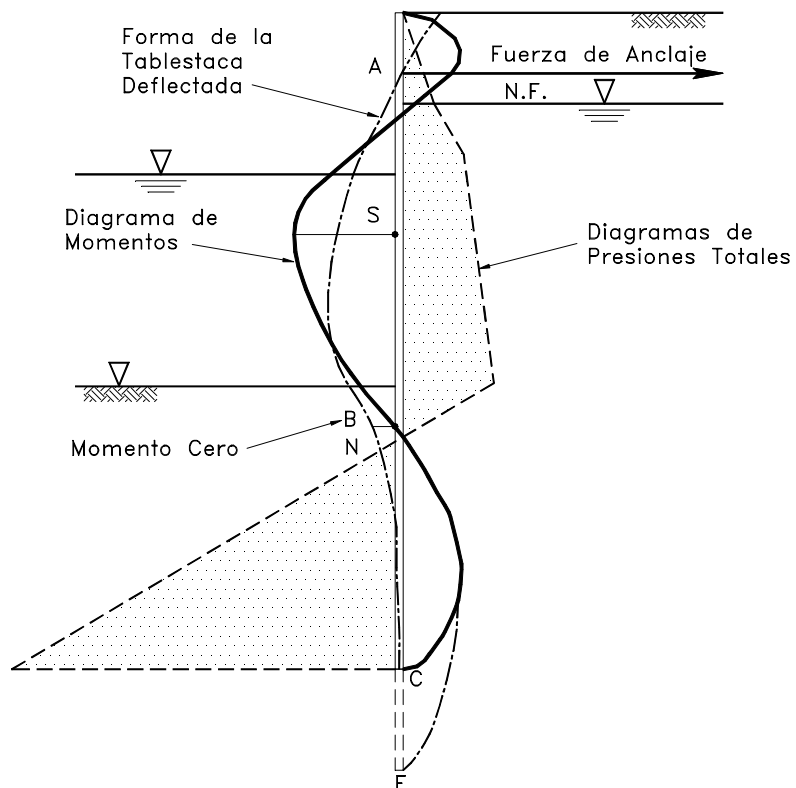


Figura 14.37 Presiones de tierra y momentos internos en tablestacas por el método "Fixed earth support".

14.7 ESTRUCTURAS ENTERRADAS

Las estructuras enterradas son elementos capaces de resistir esfuerzos a flexión que se colocan dentro del suelo atravesando la posible superficie de falla. Estas estructuras trabajan enpotradas en el suelo por debajo de la falla. Se conocen varios tipos de estructura enterrada así:

1. Tablestacas
2. Pilotes
3. Pilas o Caissons

Tablestacas

Las tablestacas son estructuras de contención hincadas, delgadas y esbeltas las cuales trabajan generalmente a flexión enpotradas o ancladas. Pueden ser de acero, de concreto o de madera siendo las de acero las más utilizadas. El muro de tablestaca está conformado por una serie de pilotes unidos entre sí para formar una pared continua. La integridad del muro depende de las uniones entre pilotes individuales.

Las tablestacas son utilizadas con relativa frecuencia como estructura de contención para la conformación de muelles en ríos o mares. Para su hincado se requiere que el suelo permita la penetración del pilote y no existan bloques o cantos grandes de roca. La sección de la tablestaca depende de la altura de la tierra a retenerse y de las condiciones del suelo y agua, así como del sistema de anclaje de los pilotes.

La altura de los muros de tablestacas varían generalmente entre 4.5 y 12 metros.

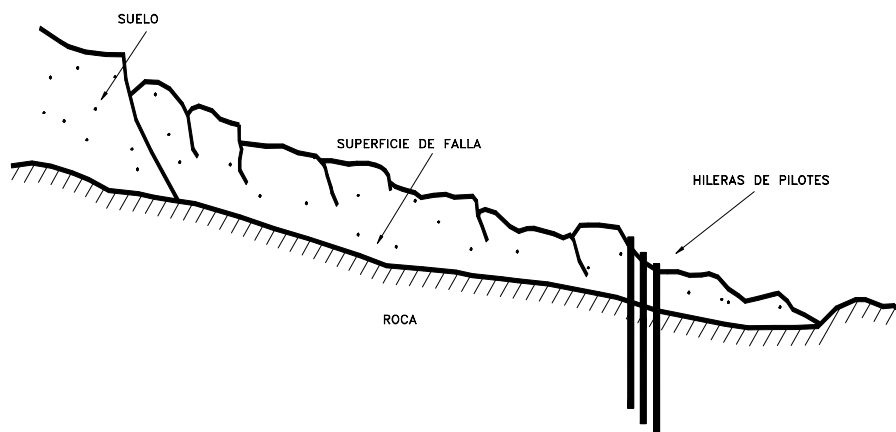


Figura 14.38 Esquema general del uso de pilotes para estabilizar deslizamientos.

Pilotes

Los pilotes hincados han sido utilizados en ocasiones para la estabilización de deslizamientos activos. Este método sólo es apropiado para deslizamientos poco profundos y suelos que no fluyan entre los pilotes.

Los deslizamientos profundos generalmente producen fuerzas laterales muy grandes que no pueden ser resistidas fácilmente por los pilotes.

Los pilotes deben enterrarse en suelo firme y competente para evitar su arrancamiento o inclinación. Es común la utilización de estructuras de concreto armado, uniéndose las cabezas de los pilotes para mejorar su rigidez y comportamiento en general.

La resistencia o capacidad de un pilote y su efecto de factor de seguridad depende de la profundidad a la cual se encuentra hincado el pilote por debajo de las superficies de falla.

El diseño de los pilotes supone la ocurrencia de presiones de tierra sobre el pilote arriba de la superficie de falla y de reacción de subrasante por debajo de esta. Internamente los pilotes se diseñan a flexión y a cortante, como se indica en la figura (Roman, 1996). Para determinar el espaciamiento entre pilotes y su longitud de empotramiento dentro del suelo quieto se deben cumplir las siguientes condiciones:

- La presión lateral sobre el pilote debe ser menor que su capacidad de soporte bajo cargas horizontales.
- El suelo entre pilotes no debe ser extruido.

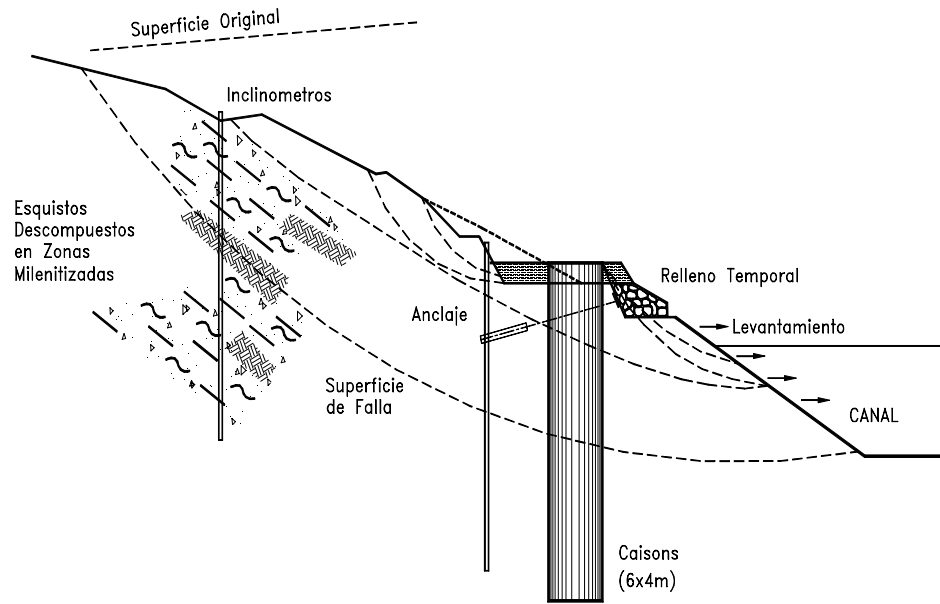


Figura 14.39 Utilización de pilas de gran diámetro o caissons para la estabilización de un deslizamiento.

Muros en cofres celulares

Los cofres celulares consisten en muros de tablestaca que conforman cilindros de gran diámetro los cuales se rellenan de suelo. La tablestaca actúa como contención del suelo y la estructura obtiene su resistencia del sistema combinado muro-suelo, el cual forma una gran estructura de gravedad.

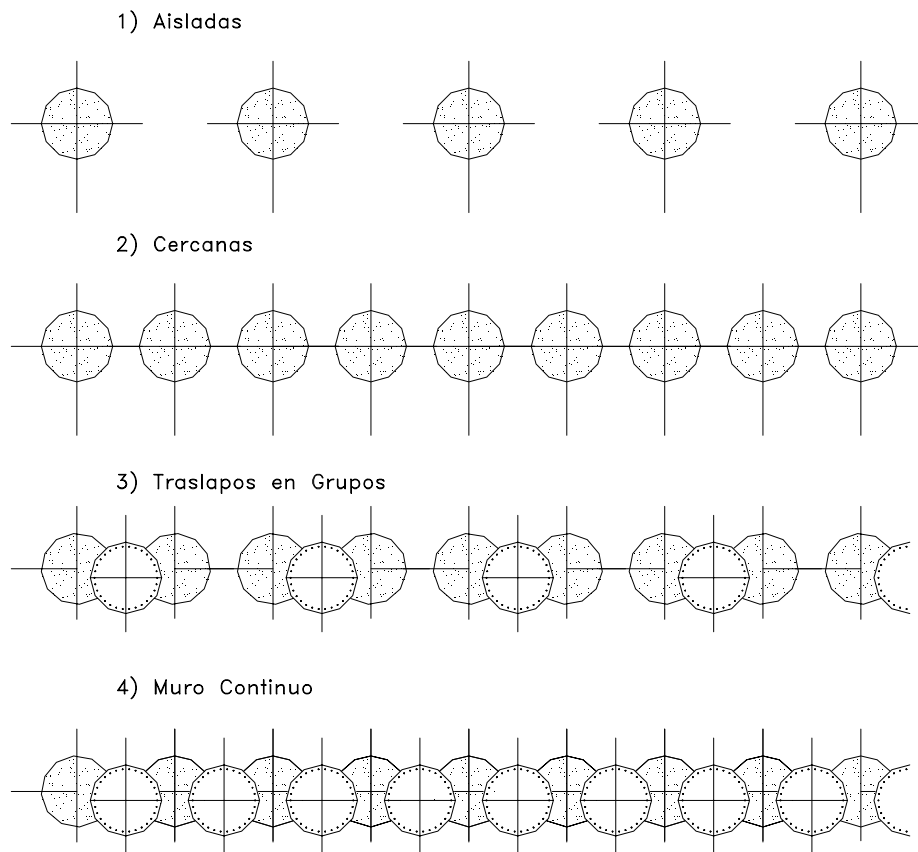


Figura 14.40 Sistema de grupos de pilas para conformar muros de contención.

Muros de pilas de gran diámetro

En ocasiones se construyen grandes muros a profundidades importantes construyendo pilas de gran diámetro unidas entre sí, conformando una estructura o muro de gravedad. Estos muros o pilas generalmente son de concreto armado y se excavan utilizando procedimientos similares a los de las pilas para cimentación de edificios. Generalmente se construye una sola hilera de pilas o pilotes, pero en algunos casos se utilizan dos hileras.

La construcción de pilas de gran diámetro para la estabilización de deslizamientos fue descrita por Pachakis y otros (1997) para la estabilización de un talud en Grecia. El sistema consiste en la construcción de filas de pilas fundidas en sitio de más de un metro de diámetro a un espaciamiento similar a su diámetro. Las pilas se excavan en el suelo o roca y se unen entre sí por medio de vigas formando una estructura reticular. Se pueden construir en el pie, en la parte media o en la parte alta de los deslizamientos.

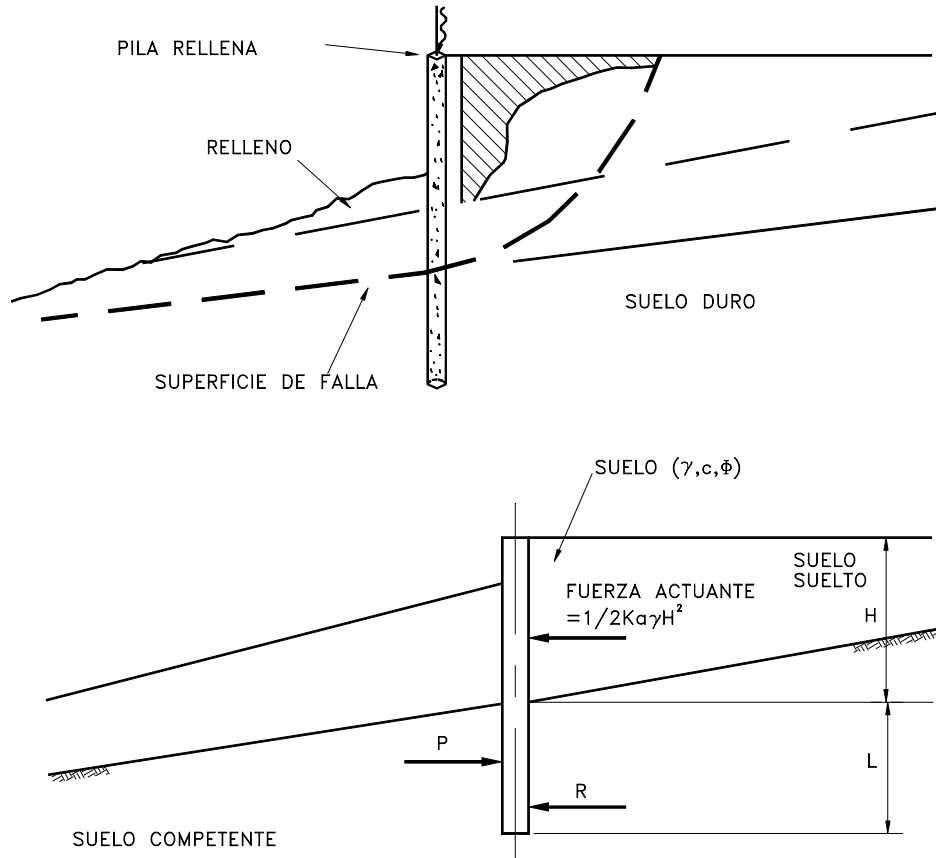


Figura 14.41 Esquema del planteamiento de una pila como muro de contención.

En muchas ocasiones la construcción de muros es difícil debido a la imposibilidad de realizar excavaciones previamente a la construcción del muro. En estos casos la construcción de pilas perforadas de 1 a 2 metros de diámetro unidas entre sí para conformar un muro puede resultar una solución muy efectiva. Las pilas deben enterrarse a una profundidad suficiente dentro de un estrato competente para producir fuerzas laterales que permitan la estabilidad de los muros. En todos los casos la profundidad de las pilas debe sobrepasar la superficie de falla crítica.

Para utilizar el efecto de arco entre las pilas éstas generalmente, se colocan a una distancia de hasta 3 diámetros entre sí.

Brandl, (1996) reporta la utilización de caissons de 6 m x 4 m y profundidad de 25 m para estabilizar un deslizamiento en un esquistos meteorizado con zonas miloníticas. Estos caissons fueron construidos en etapas ayudados por concreto lanzado para permitir su hincado. Los caissons de concreto armado se diseñaron como una pared utilizando la teoría de presión de tierras y la teoría de reacción de la subrasante. Dentro de los caissons se construyeron anclajes profundos.

La resistencia de las pilas puede aumentarse contruyéndole anclajes en su parte posterior bien sea perforados o como cables unidos a muertos de concreto.

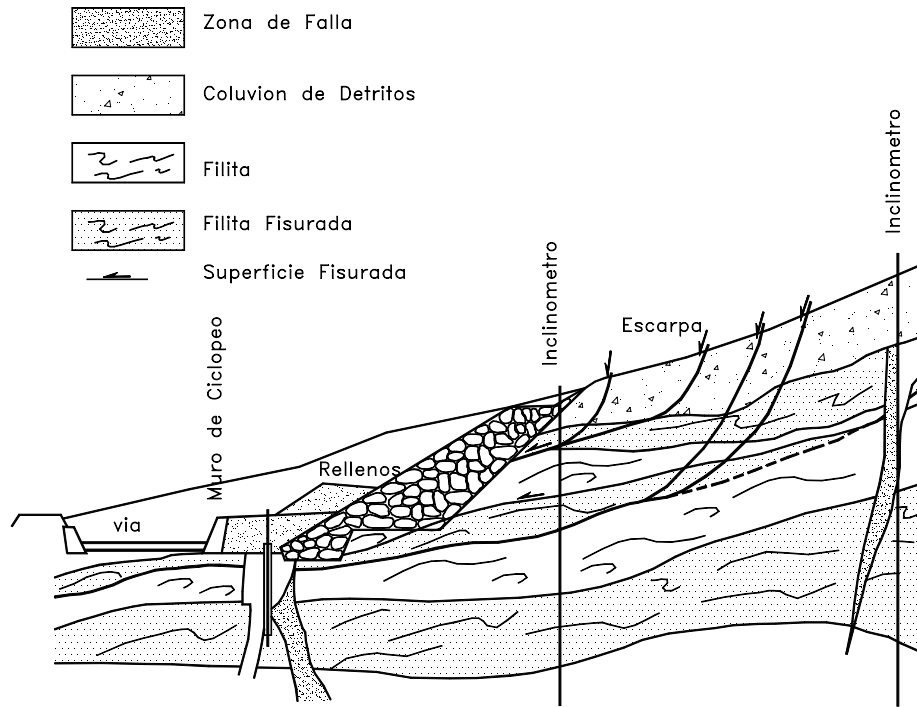


Figura 14.42 Utilización combinada de relleno y pilas con inclinómetros incorporados.

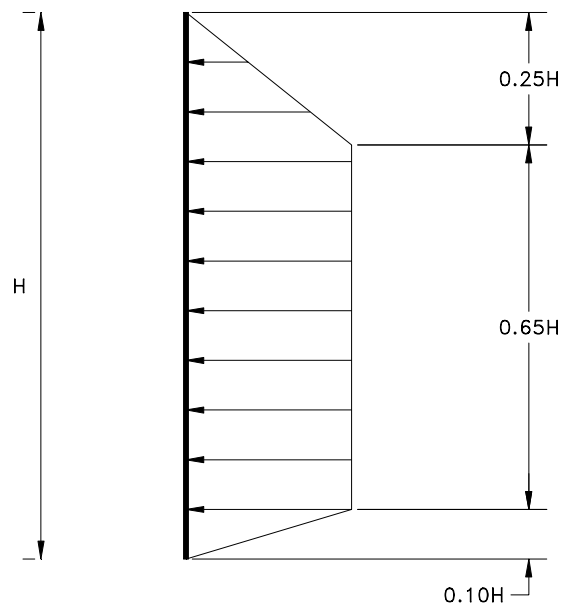


Figura 14.43 Distribución de carga sobre un pilote o pila.

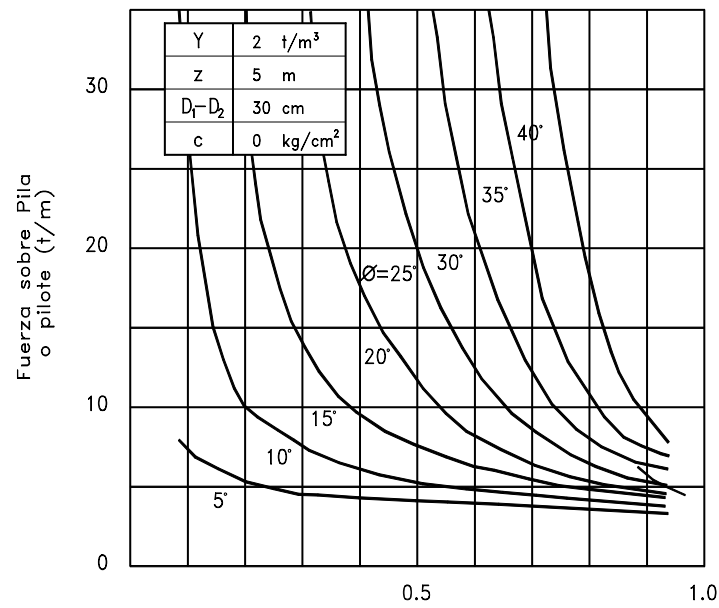
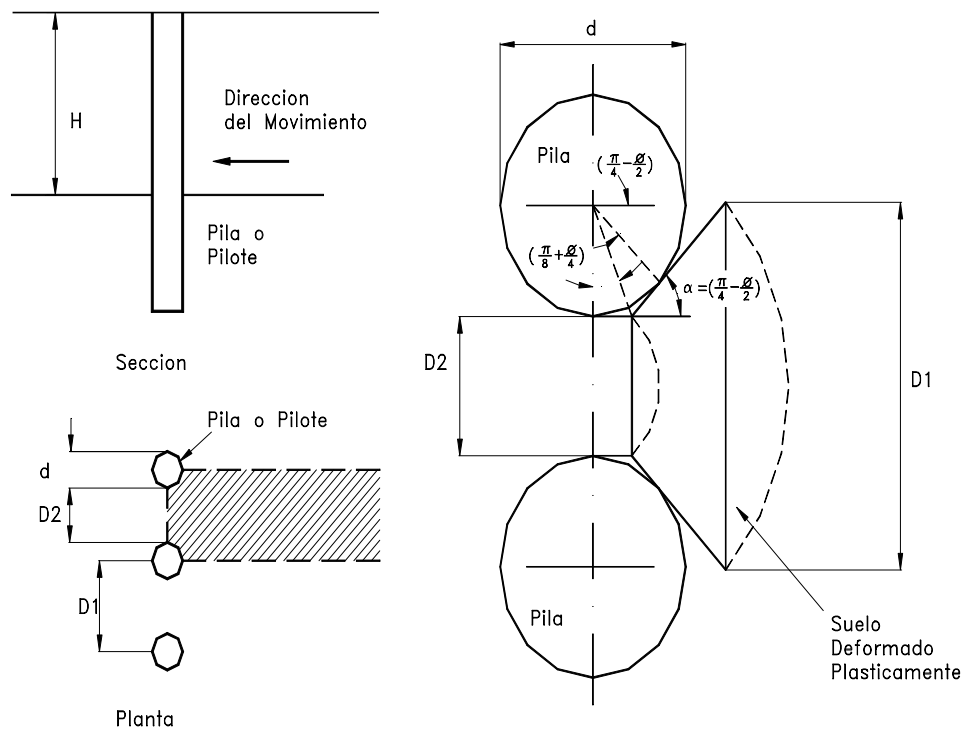


Figura 14.44 Cálculo de la fuerza sobre un pilote o pila (Ito y Matsui, 1975).

Fuchsberger (1996) presenta un caso en el cual se construyeron pilas de concreto armado de 1.5 metros de diámetro cada cuatro metros a profundidad de 13 metros, instalando en su interior tubos de inclinómetro para monitorear las estaciones de la pila. Cada pila se supone totalmente embebida en el suelo por debajo de la superficie de falla y se diseña utilizando la teoría de presión de tierras.

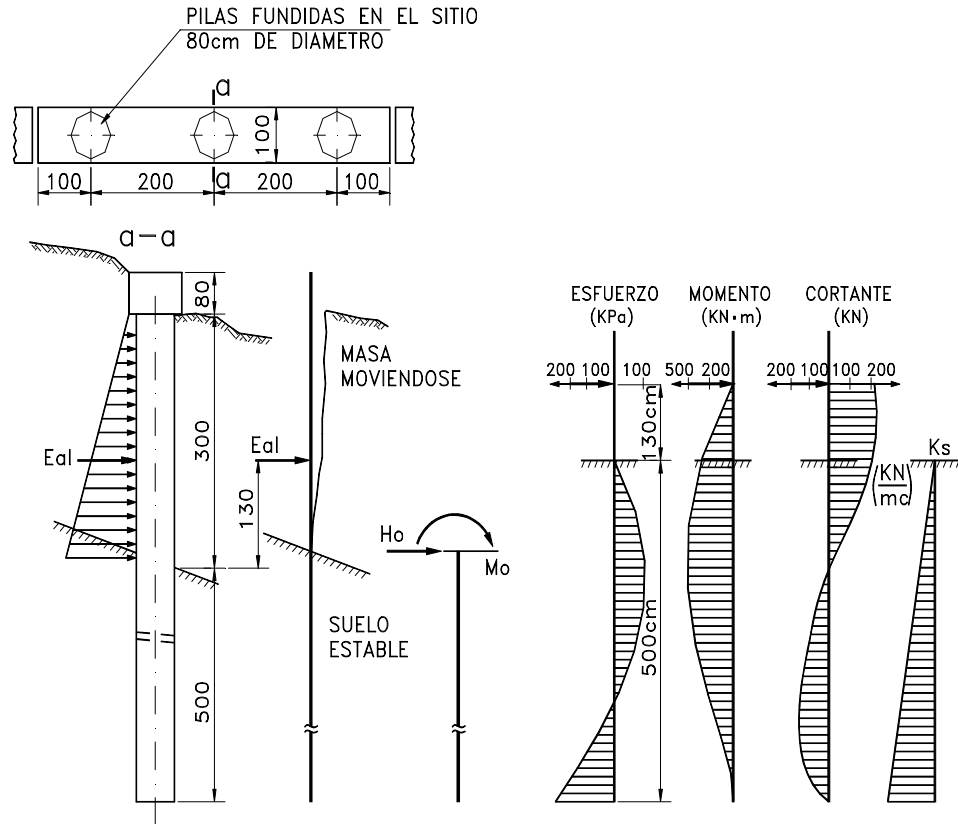


Figura 14.45 Diagramas de esfuerzos sobre pilotes en deslizamientos.

REFERENCIAS

- Angeli M.G., Pontoni F., Gasparetto P. (1996) "Long-term monitoring and remedial measures in a coastal landslide (Central Italy)". Proceedings of the seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp1497-1502.
- Bachus, R.C. , R.D. Barksdale, (1989). "Design Methodology for Foundations on Stone Columns", Foundation Engineering Congress, Evanston, Illinois, pp. 244-257, June.
- Brandl H. (1996) "Stabilization of multiple progressive slope failures". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp.1661-1666.
- Brandl H. (1985) "Slope Stabilization and Support by crib walls" Proceedings of the third international seminar .Soil improvement methods. Singapore pp.179-198.

- Byrne, R.J. (1992). "Soil Nailing: A simplified Kinematic Analysis" Grouting, soil improvement, and geosynthetics New Orleans (R. H. Bordden, R.D. Holtz, and I. Juran, eds.) Geotechnical Special Publication 30, American Society of Civil Engineers, New York, Vol.2, pp. 751-764.
- Department of the Navy (1983). "Soil Dynamics, Deep Stabilization, and Special Geotechnical Construcción". Design Manual 7.3, Alexandria, Virginia.
- Elias, V. , Swanson P., (1983). "Caiforms of Reinforced Earth with Residual Soils, Transportation Research Board 919, Washington, DC.
- Elias, V., Juran I. (1991). "Soil Nailing for stabilization of Highway slopes and excavations". Report FHWA-RD-89-198. FHWA, U.S. Department of Transportation, 210 p.
- Fuchsberger M. , Mauerhofer G. (1996) "Slip at a major cut for a motorway in the Austrian Alps-A case history of its cause and its stabilisation". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp.1687-1692.
- Geotechnical Control Office (1989) "Model Specification for prestressed Ground Anchors". Civil Engineering Services Department, Hong Kong, 168p.
- Geotechnical Control Office (1989) "Model specification for reinforced fill structures". Civil Engineering Services Department, Hong Kong, 140 p.
- Goughnour, R.R., Sung J.T. ., Ramsey J.S, (1990). "Slide Correction by Stone Columns", Deep Foundation Improvements: Design, Construction, and Testing, M.I. Esrig and R.C. Bachus, Eds., ATM STP – 1089.
- Gray D. H – Sotir R. B. (1996) "Biotechnical and soil Bioengineering Slope stabilization". John Wiley & Sons, Inc. 378 p.
- Hoek, E. (1983). "Strength of jointed rock masses". Geotechnique, Vol.33, No. 3, pp.1878-223.
- Holtz R.D., Schuster R.L.(1996) "Stabilization of soil slopes". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation research Board. National research council. Pp.439-473.
- Ito T. Matsui T. (1975) "Methods to estimate lateral force acting on satabilizing piles" Soils and Foundations V15 p 43-59.
- Juran I, Benslimane A. , Bruce D.A. (1996) "Slope stabilization by micropile reinforcement". Proceedings of the seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp1715-1726.
- Littlejohn, G.S., Bruce D.A.. (1975). "Rock Anchors-state of the art". , Design in Ground engineering, Vol.8, No. 4, pp. 41-48.
- Pachakis M, Anagnostopoulos A.G., Tsiambaos G., (1997) "Landslides stabilization by large diameter piles". Proceeding International Symposium on Engineering Geology and the environment. Athens, pp937-942.
- Post Tensioning Institute, (1985). "Recommendations for prestressed rock and soil anchors", 2nd. Ed. Phoenix, Arz., 57 pp.
- Roman F. , Cacuci D. (1996) "Stability analysis and strengthening solutions of sliding slopess". Proceedings of the seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp1783-1785.
- Schlosser, F. Segrestin P., (1979), "Dimensionnement des ouvrages en Terre Armee par la methode de l'Equilibre Local", Proceedings of International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques, París, Vol. I.
- Schlosser, F., (1983). "Analogies et differences dans le Comportement et le Caicul des Ouvrages de Soutenement en Terre Arme et par Clougae du Sol", Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, No. 418.
- Shen, C.K., Hermann L.R., Romstad K.M, Bang S., Kim Y.S., De Natale J.S., (1981), "An in-Situ Earth Reinforced Lateral Support System," Report 81-03 for the University of California, Davis, California, March.
- Stocker, M.F., Korber G.W., Gassler G., Gudehus G., (1979) "Soil Nailing", Proceedings International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Iother Techniques, Paris, Vol I, pp.469-474, March.
- Sumanarathna I.H.D. – Mallawarctchie D.P. – Kulathilaka S.A.S. (1997) "Stabilization of slopes by anchored type retaining structures" Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, pp. 1261-1264.