

**ELABORACION DE UN MANUAL PARA LA ESTABILIZACION DE TALUDES  
POR MEDIO DE PANTALLAS ANCLADAS**

**JERSON FABIAN RICO ALBARRACIN**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECAICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2012**

**ELABORACION DE UN MANUAL PARA LA ESTABILIZACION DE TALUDES  
POR MEDIO DE PANTALLAS ANCLADAS.**

**JERSON FABIÁN RICO ALBARRACÍN**

**Trabajo de grado para optar por el título de Ingeniería Civil**

**Director**

**Ing. HEBENLY CELIS LEGUIZAMO**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECAICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2012**

## DEDICATORIA

*“Las personas toman rutas distintas cuando buscan la felicidad y satisfacción. El hecho de que su ruta no coincida con la suya no quiere decir que se hayan perdido.”* (H. Jackson Browne).

Decidi utilizar esta frase para tratar de puntualizar un desafortunado suceso de mi vida, sin embargo cabe resaltar que gracias a ese desastroso momento, pude fortalecerme y concientizarme de las realidades y eventualidades que al transitar por cualquier camino nos podemos topar.

Este trabajo se lo dedico a mi Mamá, mujer valiente y luchadora que nunca ha desfallecido a pesar de las adversidades; y quien siempre ha estado dispuesta a estar a mi lado en la continua batalla con las situaciones difíciles de mi existencia. Ella quien ha sido la mano amiga que me levanta cuando caigo y el mastil portentoso que me enaltese en mis triunfos.

No puedo desconocer a esa persona que durante mucho tiempo estuvo pendiente de mi y se apersonó de un rol desconocido para Él; dando lo mejor de sí, sin esperar nada a cambio, quien durante este proceso invirtió todas sus energías en la escalada hacia la cuspide y no tuvo mas resistencia para disfrutar y celebrar el arribo a la cima.

A mi Novia Catalina, y su maravillosa familia quienes me han brindado apoyo incondicional y me han acogido como un miembro mas de “Los Reyes”; muchas gracias por su hospitalidad, por su su colaboracion en momentos en los cuales he necesitado de muchas manos amigas; y quienes han sembrado en mi un gran ejemplo de perseverancia, lucha continua y de empeño para alcanzar un objetivo.

No me alcanzaría mi tesis para nombrar a todas las personas que han aportado algo para que este dia llegara, sin embargo de manera muy sincera y emotiva les digo, este logro, que puede ser solo el comienzo de una gran historia, está dedicado a ustedes, y con el mayor de mis agradecimientos espero se sientan bien representados por el resultado de sus aportes en mi.

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios, por haber permitido que a pesar de las dificultades, pudiera culminar esta etapa de mi vida con éxito, haberme brindado las bendiciones de poder tener a mi lado personas tan valiosas e importantes durante este proceso. Por tener a mi familia junto a mí y por haberme brindado las facultades físicas y cognitivas necesarias para acceder a este título de Ingeniero Civil.

A mi familia que siempre estuvo pendiente de apoyarme y facilitarme las cosas para poder estudiar y de alguna manera enseñarme a aprovechar las oportunidades que la vida me ha brindado a lo largo de todo este tiempo.

A la Familia Duarte en general quienes siempre estuvieron apoyandome en este proceso, y sin tener ninguna obligacion han estado dispuestos a brindar lo mejor de ellos para contribuir de alguna manera en diferentes aspectos de la cotidianidad,

A la ingeniera Hebenly, quien con su paciencia y conocimiento se arriesgó a dirigir este proyecto estando siempre dispuesta a brindar toda la orientación pertinente para llegar a realizar una tesis a la altura de las circunsatancias,

A la universidad Industrial de Santander, que me permitió ser miembro de una comunidad educativa y me brindo espacios lúdicos. politicos. socilaes, culturales deportivos y economiocs que dejaron un legado en mi y contribuyeron para forjar un criterio bien sustentado con el cual eventualmente se puede llegar a aportar a la sociedad.

Al consejo de representantes estudiantiles porque por medio de su pluriculturalidad enriqueció mi formación politica y permitió que llegara a espacios y momentos memorables en mi historia como miembro de una estructura social.

## CONTENIDO

	Pág
INTRODUCCIÓN.....	14
1. GENERALIDADES .....	16
1.1 DEFINICIONES .....	16
1.2 COMPONENTES DE LOS SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN ANCLADOS... 19	
1.2.1 Anclajes .....	19
1.2.2 Pantallas .....	22
1.3 INFORMACION BASICA PARA EL DISEÑO DE UNA PANTALLA ANCLADA.....	26
2. ASPECTOS A TENER EN CUENTA PARA EL DISEÑO DE UN MURO PANTALLA ANCLADA .....	29
2.1 PARED DE REVESTIMIENTO .....	29
2.2 TIRANTES O ANCLAJES .....	30
2.2.1 Angulo de inclinacion de la carga de servicio $T_a$ .....	30
2.2.2 Tendon. Generalmente se utilizan dos tipos de tendones: .....	33
2.2.3 Longitud Libre .....	34
2.2.4 Bulbo .....	35
2.3 PRINCIPIOS SOBRE EL ANÁLISIS DE MUROS ANCLADOS .....	39
2.3.1 Modos de falla de los muros anclados .....	39
2.3.2 Análisis de esfuerzos dentro del bulbo de anclaje.....	42
2.3.3 Cargas actuantes en los muros anclados .....	43
2.4 METODOLOGÍA DE DISEÑO DE MUROS ANCLADOS .....	45
2.4.1 Diseño geotécnico .....	46
2.4.2 Diseño estructural. ....	74
3. COMPARACION TECNICA DE DIVERSOS SISTEMAS DE CONTENCION NO CONVENCIONALES. ....	90
3.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL USO DE MUROS ANCLADOS .....	90

3.1.1 Ventajas.....	90
3.1.2 Desventajas .....	91
3.1.3 Condiciones adecuadas e inadecuadas para el uso de muros anclados .....	91
3.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL MÉTODO SOIL NAILING.....	93
3.2.1 Ventajas.....	94
3.2.2 Desventajas del metodo soil nailing .....	95
3.2.3 Condiciones del terreno idóneas e inadecuadas para la utilización del método del soil nailing .....	95
3.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA UTILIZACION DE APUNTALAMIENTOS A GRAN ESCALA.....	100
3.3.1 Ventajas.....	100
3.3.2 Desventajas .....	101
4. ESTIMACION DE COSTOS POR UNIDAD DE MEDIDA DE PANTALLA ANCLADA.....	105
4.1 ESTIMACION DE COSTOS POR UNIDAD DE MEDIDA DE PANTALLA ANCLADA.....	107
4.2 COTIZACIONES REALIZADAS CON EMPRESAS NACIONALES ESPECIALIZADAS EN LA CONSTRUCCION DE PANTALLAS ANCLADAS .....	108
5. CONCLUSIONES.....	109
BIBLIOGRAFIA.....	110

## LISTA DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>
Figura 1. Detalle Anclajes típicos.....	20
Figura 2. Aplicaciones de los anclajes en estructuras.....	22
Figura 3. Esquema general de una pantalla anclada .....	23
Figura. 4. Deformada de una pantalla anclada .....	26
Figura 5. Refuerzo típico de la pantalla de un muro anclado.....	29
Figura 6. Angulo de inclinación típico de un anclaje.....	32
Figura 7. Detalle de la distribución de los anclajes en un muro pantalla en 3 bolillo. ....	32
Figura 8 a) Anclajes de cables, b) Anclajes de varillas de alta resistencia .....	34
Figura 9. El anclaje no atraviesa la superficie de falla.....	35
Figura 10. Zona de bulbo en el extremo del anclaje.....	35
Figura 11. Adherencia Lechada-Acero.....	36
Figura 12. Método Manta Ray, a) Colocación del ancla y extracción del tubo de empuje; b) Giro de la placa de atraque; c) Tensionamiento Adherencia Lechada acero. ....	37
Figura 13. Clasificación de los anclajes según su presión de inyección.....	39
Figura 14. Movilización de los esfuerzos dentro del bulbo de anclaje debido a la tensión.....	43
Figura 15. Presiones de tierras desarrolladas sobre un muro anclado con múltiples niveles .....	44
Figura 16. Carga total de presión de tierra ( $T_L$ ).....	48
Figura 17. Diagrama de Factor de presión de tierras .....	49
Figura 18. Diagramas recomendados de presiones de tierra de Terzaghi y Peck.	50
Figura 19. Diagrama de presiones de arenas para uno o varios niveles de anclajes. ....	52

Figura 20. Diagramas de presión aparente para arcillas duras en condición a corto plazo .....	54
Figura 21. Diagramas de presión aparente para arcillas duras en condición a corto plazo. ....	55
Figura 22. Diagramas de presión aparente para arcillas blandas a medianamente blandas en condición a corto plazo. ....	57
Figura 23. Diagrama de presión Aparente de tierra con sobrecarga uniforme. ....	58
Figura 24. Localización de los anclajes en el muro anclado.....	59
Figura 25. Localización de la superficie de falla crítica según Rankine. ....	61
Figura 26. Cálculo de longitud libre del anclaje. ....	61
Figura 27. Sobrecarga mínima sobre hilera superficial de anclajes. ....	63
Figura 28. Ángulo de inclinación idónea en el muro anclado .....	64
Figura 29. Espaciamiento mínimo entre anclajes en el muro anclado.....	65
Figura 30. Muro con un nivel de anclajes en suelo granular. ....	67
Figura 31. Métodos para calcular la fuerza de anclaje a diferentes niveles del muro .....	67
Figura 32. Separación horizontal de los anclajes y zona de influencia de carga del anclaje. ....	70
Figura 33. Momentos en muro con un nivel de anclajes. ....	79
Figura 34. Momentos en muro con varios niveles de anclajes. ....	80
Figura 35. Reacciones y momentos flexionantes en la pantalla de revestimiento. ....	82
Figura 36. Espesor total y espesor efectivo de la pantalla de revestimiento .....	83
Figura 37. ección de anclaje Clase I y Clas Fuente: Ground Anchors and Anchored .....	88
Figura 38. Pantalla anclada .....	90
Figura 39. Construcción pantalla anclada .....	93
Figura 40. Apuntalamientos .....	101

## LISTA DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
Tabla 1. Resistencia última de tendones para anclaje .....	34
Tabla 2. Principales tipos de falla en estructuras ancladas. ....	40
Tabla 3. Capacidad de carga última de transferencia entre el bulbo y el suelo .....	72
Tabla 4. Capacidad de carga última de transferencia entre el bulbo y la roca .....	73
Tabla 5. Características de barras de acero corrugadas.....	75
Tabla 6 Propiedades de cables de acero de diametro 15 mm (astm a-416, grado 270 (1860 MPa);.....	76
Tabla 7. Dimensiones nominales de las barras de acero de refuerzo .....	84
Tabla 8. Clases de proteccion contra la corrosion.....	87
Tabla 9. Resumen del aporte Bibliografico .....	89
Tabla 10. Resumen de conveniencia de la utilizacion de algunos metodos de estabilizacion .....	104
Tabla 11. Costos por unidad.....	107
Tabla 12. Cotización.....	108

## RESUMEN

**TITULO:** ELABORACION DE UN MANUAL PARA LA ESTABILIZACION DE TALUDES POR MEDIO DE PANTALLAS ANCLADAS.\*

**AUTORES:** JERSON FABIAN RICO ALBARRACIN\*\*

**PALABRAS CLAVES:** Talud, Anclaje, Pantalla Anclada, Soil Nailing, Factor de Seguridad, Estabilización, Presión

### DESCRIPCIÓN

En toda obra de construcción civil, el uso de estructuras de retención es indispensable para mantener los niveles de seguridad adecuados en la realización de las diversas actividades de construcción y esto se debe a la gran cantidad de aplicaciones que estas poseen, entre las cuales podemos destacar la protección de cortes de excavaciones para edificios o bien la estabilización y protección de taludes en zonas de alto riesgo por deslizamientos.

A través de los años, nuevas tecnologías se han desarrollado en diferentes partes del mundo con el fin de mejorar el funcionamiento de los sistemas de retención, dando origen a nuevos sistemas que, en función de sus ventajas económicas y constructivas, poco a poco van sustituyendo a los métodos tradicionales utilizados desde siempre.

Estos nuevos sistemas representan una nueva gama de alternativas de diseño para la retención de suelos para el ingeniero diseñador dentro del entorno nacional, por lo que se ha considerado como objetivo primordial para este trabajo de graduación, investigar, describir e incorporar las metodologías de diseño de algunas de estas estructuras de retención de reciente aplicación En el país, tales como muros anclados, muros soil nailing o sistemas de apuntalamiento gigante.

Además, es importante destacar al lector que los criterios de diseño que aquí se presentan pueden variar en función de su parecer, concepción y experiencia, por lo tanto, dichos criterios no deben considerarse como absolutos.

---

\*Proyecto de Grado

\*\*Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Directora: Hebenly Celis..

## SUMMARY

**TITLE:** ELABORATION OF A MANUAL FOR SLOPE STABILIZATION BY ANCHORED SCREEN\*

**AUTHORS:** JERSON FABIAN RICO ALBARRACIN \*\*

**KEYWORDS:** Slope, Anchor, Anchored Screen, Soil Nailing, Factor Security, Stabilization, Pressure

### DESCRIPTION

In every single civil construction, using retaining structures is essential to maintain the safety in the implementation of various construction activities. This is due to the large number of applications they have, among which we highlight the protection cuts or excavations for building stabilization and slope protection in high-risk areas for landslides.

During the years, new technologies have been developed around the world in order to improve the performance of restraint systems, giving rise to new systems which depending on their economic and constructive advantages and gently they are replacing traditional methods used for centuries.

These new systems represent a new range of design alternatives for soil retention use by design engineers within the locale, because of it has been considered as the main objective for this graduate work: research, describe and incorporate some of these design methodologies of structures retaining recently implemented in the country, such as anchored walls, soil nailing walls or shoring systems giant.

In addition, it is important to emphasize to the reader design criteria presented here that may vary in terms of its look, design and experience, therefore, these criteria should not be regarded as absolute.

---

\* Degree Project

\*\* Faculty of Physical Mechanical Engineering, School of Civil Engineering, Director: Hebenly Celis.

## INTRODUCCIÓN

Si bien, la técnica de estabilización de grandes masas de tierra por medio de pantallas ancladas parece novedoso; es curioso destacar que las pantallas ancladas son una técnica utilizada alrededor del mundo desde hace por lo menos cincuenta años, ya que se tiene conocimiento que la primer obra que se realizó utilizando dicho método fue en Múnich (Alemania) hacia el año de 1958, cuando en casi la totalidad del perímetro de la ciudad se ejecutaron anclajes unidos a grupos de pilotes o pozos de anclaje. En uno de los tramos, varios de los tirantes se desviaron de la dirección prevista y no acertaron el pozo de anclaje. Como un intento de aprovechar los tirantes ya ejecutados, la firma constructora inyectó lechada de cemento en el espacio entre el tirante y la pared de la perforación; después del fraguado del cemento se sometió a una prueba de carga el anclaje improvisado. Los resultados fueron sorprendentes; la barra cementada en el suelo aguantó y logró transmitir al terreno una carga muy superior de lo que se esperaba. Este ensayo algo accidental significó el inicio de esta técnica constructiva tan ampliamente difundida hoy día.

Sin embargo es interesante recalcar las ventajas presentadas por este sistema de estabilización versus los muros de gravedad y otros sistemas de contención de masas de tierra, los cuales requieren de la utilización de grandes espacios y tienen una limitación en cuanto a su construcción; ya que estos sistemas no se pueden adaptar con facilidad a irregularidades geométricas y por ende su eficiencia se pueda ver afectada. Por eso a lo largo de este manual podremos observar los pro y los contra de la utilización de cada sistema de estabilización, teniendo como referente las pantallas ancladas.

En este manual encontraremos desde la terminología propia de los elementos involucrados en el análisis y diseño de pantallas ancladas, hasta los aspectos geotécnicos y estructurales que se deben tener en cuenta para el diseño de

pantallas ancladas y recomendaciones de uso de determinados sistemas de estabilización según los casos particulares para los cuales se necesite estabilizar una masa de tierra.

## 1. GENERALIDADES

Debido a la creciente necesidad de la estabilización de taludes, en la ejecución de diferentes obras de ingeniería civil, se hace necesario la utilización de pantallas ancladas ya que presentan un excelente comportamiento y un óptimo aprovechamiento de los espacios y la facilidad de adaptarse a las geometrías irregulares en las cuales se pretende proteger una ladera u otra obra de excavación, como son los subterráneos para tránsito normal o ferroviario entre muchas otras aplicaciones que más adelante iremos mencionando.

Evidentemente es de gran interés lograr desarrollar metodologías que nos permitan llegar a analizar los comportamientos reales de la interacción de la pantalla, los anclajes y la masa de suelo a estabilizar, con el fin de optimizar recursos y brindar unos niveles de seguridad apropiados al momento de realizar las obras para las cuales se necesita contar con unos espacios y una comodidad para la construcción.

### 1.1 DEFINICIONES

**Anclaje:** Medio que se emplea para sujetar elementos estructurales al bloque de cimentación en la que se apoya.

**Bulbo:** El bulbo es la longitud de varilla del anclaje que es cementada para transmitir la carga de tensión al suelo.

**Concreto:** Mezcla homogénea de material cementante, agregados inertes y agua, con o sin aditivos.

**Concreto reforzado:** Material constituido por concreto que tiene un refuerzo consistente en barras de acero corrugado, estribos transversales o mallas electrosoldada, colocadas principalmente en las zonas de tracción.

**Deslizamiento:** Movimientos hacia afuera o cuesta abajo de materiales que forman laderas (rocas naturales y tierra). Son desencadenados por lluvias torrenciales, la erosión de los suelos y temblores de tierra.

**Deslizamiento de traslación:** El movimiento de la masa se desplaza hacia afuera o hacia abajo, a lo largo de la superficie más o menos plana o ligeramente ondulada.

**Estructura de Contención:** Estructura diseñada para contener los empujes de tierras que pueden afectar a una determinada obra. Puede ser una única obra con un único proyecto (como es el caso de la construcción de un muro de contención con el fin de obtener parcelas de superficie horizontal), o puede ser parte de un proyecto más grande, (como por ejemplo, un muro para contener el empuje de tierras próximo a una carretera, o pantallas para la construcción de los sótanos de un edificio).

**Factor de seguridad:** Es la relación que existe entre la suma de las fuerzas resistentes y la suma de las fuerzas que estimulan el deslizamiento.

**Heurístico:** Método de ensayo y error para acercarse a la solución de un problema. No garantiza llegar a la solución pero puede acelerar el proceso de hallarla.

**Lechada de cemento:** Se define como una pasta muy fluida de cemento, agua, y eventualmente adiciones, utilizada principalmente para inyecciones de terrenos, cimientos, túneles, etc.

**Muro:** Elemento cuyo espesor es mucho menor en relación con sus otras dos dimensiones, usualmente vertical, utilizado para delimitar espacios.

**Perfil de suelo:** Son los diferentes estratos de suelo existente debajo del sitio del proyecto.

**Presión activa:** Es la presión lateral ejercida por el suelo detrás de la estructura cuando esta se mueve suficientemente hacia fuera para alcanzar un valor mínimo.

**Presión admisible del terreno:** Presión máxima admisible por un terreno de cimentación que proporciona la seguridad necesaria para evitar la ruptura de la masa de terreno o el movimiento de los cimientos.

**Presión pasiva:** Es la presión lateral ejercida sobre la pared cuando la estructura se mueve suficientemente hacia el suelo hasta que la presión alcanza un valor máximo.

**Superficie de falla:** Superficie o zona delgada a lo largo de la cual un lado se ha desplazado con respecto al otro, en una dirección paralela a la superficie o zona.

**Nivel freático:** Altura que alcanza la capa acuífera subterránea más superficial.

**Viabilidad:** Posibilidad de llevar a cabo un proyecto.

Una estructura de contención es un elemento estructural cuyo fin es contener los empujes de tierras para proteger un desnivel en el terreno que sería inevitable sin ella, como por ejemplo la construcción del sótano de un edificio o un parqueadero.

Se define una pantalla como un tipo de estructura de contención flexible de tierras utilizado habitualmente en la construcción en el que primero se instala la estructura y después se excava el terreno.

La clasificación de las estructuras de contención viene determinada por dos grandes familias:

- a) Estructuras de contención rígidas: aquellas cuyos movimientos son de sólido rígido sin presentar movimientos en el interior de la estructura o si existen son prácticamente despreciables.
- b) Estructuras de contención flexibles: aquellas en las que se producen movimientos de sólido rígido y de flexión.

Los principales elementos de contención son los muros y las pantallas cuya principal diferencia consiste en el método constructivo: mientras las pantallas se construyen antes de realizar la excavación, los muros se ejecutan después de la excavación.

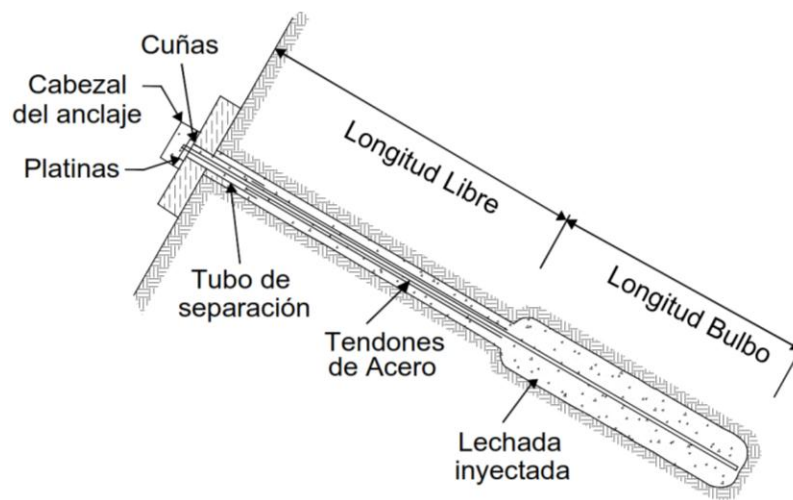
## **1.2 COMPONENTES DE LOS SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN ANCLADOS**

**1.2.1 Anclajes.** En esencia los anclajes son elementos que fundamentalmente trabajan a tracción con los cuales por medio de un tensionamiento se tratan de equilibrar un sistema de contención y las presiones generadas por el peso de una porción de terreno. Generalmente están constituidas por unas armaduras metálicas que son embebidas dentro del terreno por medio de perforaciones que se hacen en los terrenos y luego se rellanan con una mezcla fluida cuya función es fijarse al extremo exterior de la estructura con el fin de mejorar su estabilidad. En los anclajes se pueden diferenciar 3 partes fundamentales que son:

- a) Zona de anclaje o bulbo de anclaje.
- b) Zona libre.
- c) Cabeza y placa de apoyo.

La zona de anclaje es la parte solidaria al terreno en profundidad encargada de transferir los esfuerzos al mismo. La zona libre es la parte en que la armadura se encuentra en la zona independizada del terreno que la rodea, de manera que pueda deformarse con total libertad al ponerse en tensión. La cabeza es la zona de unión de la armadura a la placa de apoyo, sobre la que se ejerce la acción exterior. La longitud fija del anclaje y la longitud libre varían, según si el anclaje se instala revestido en su totalidad o no, como se muestra en la figura 1

**Figura 1. Detalle Anclajes típicos**



Fuente.Deslizamientos, Tecnicas de remediacion Capitulo 4 Jaime Suarez

### **Clasificación de los Anclajes.**

Los anclajes se pueden clasificar ya sea por su forma de trabajar o por el tiempo de servicio para el cual esten diseñados; según su forma de trabajar se pueden distinguir tres tipos de anclajes:

- a) Anclajes Pasivos: Son aquellos que entran en acción por sí solo, al parecer la fuerza exterior y gracias a la cabeza del mismo se opone al movimiento del terreno o la estructura. Este tipo de anclaje debe ser muy rígido si se quiere limitar la magnitud del movimiento, llegando en casos extremos, a ejecutar verdaderos pilotes a tracción. Su orientación debe establecerse en función del movimiento relativo que pueda esperarse entre la cabeza y la zona de anclaje para evitar la aparición de esfuerzos anormales.
- b) Anclaje Activo: Es aquel que una vez instalado se pretensa la armadura hasta llegar a su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la estructura o placa de apoyo de la cabeza. Cuando actúa la carga exterior, se produce la descompresión del terreno pero apenas se mueve la cabeza del anclaje en tanto no se rebase el esfuerzo de pretensado, por lo que no varía sensiblemente la tensión en el tirante.
- c) Anclajes Mixtos: Es un intermedio entre las dos situaciones anteriores, la armadura se pretensa con una carga inferior a la admisible, quedando una parte de su capacidad resistente en reserva para hacer frente a posibles movimientos aleatorios del terreno.

Según su tiempo de servicio los anclajes se pueden clasificar en

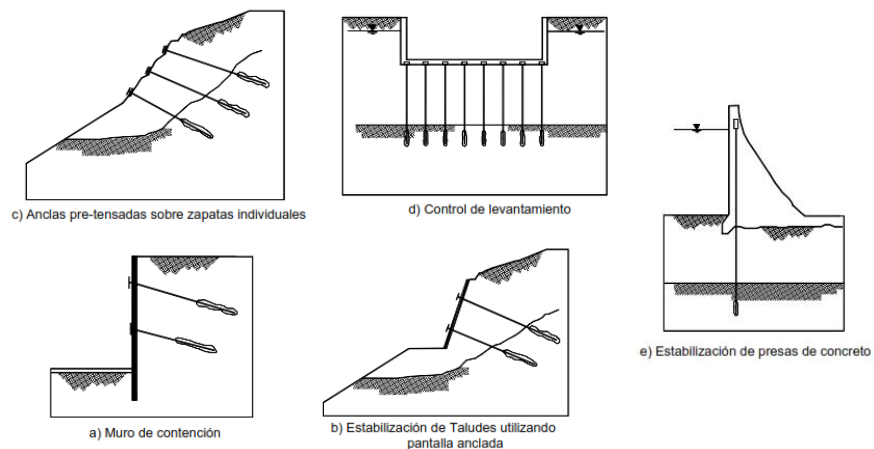
- a) Anclajes Provisionales: Tienen el carácter de medios auxiliares y proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo necesario para disponer de otros elementos resistentes que los sustituyan.

- b) Los anclajes Permanentes: Estos se dimensionan evidentemente, con mayores coeficientes de seguridad pero, fundamentalmente deben estar proyectados y ejecutados para hacer frente a los peligros de la corrosion.

**1.2.1.1 Aplicaciones:** Hoy en dia la utilizacion de anclajes se ha extendido ampliamente con finalidades diversas como lo son:

- a) Estructuras de contencion
- b) Cimentacion de estructuras
- c) Estabilizacion del terreno
- d) Refuerzo de estructuras.

**Figura 2. Aplicaciones de los anclajes enestructuras**



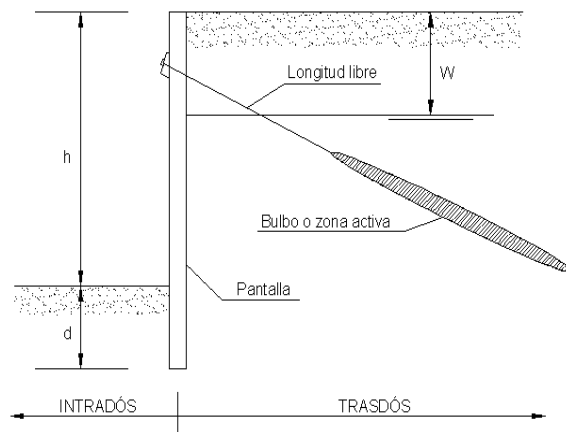
Fuente: Tipos de estructuras ancladas Sabatini y otros.(1999)

**1.2.2 Pantallas.** Las pantallas son en esencia unas paredes con la doble funcion de resistir los empujes del terreno y evitar o limitar la entrada de agua en un recinto excavado.

La figura 3 muestra el esquema de una pantalla con la nomenclatura utilizada en donde se pueden identificar los siguientes elementos:

- Trasdós: lado de tierras a contener.
- Intradós: lado de tierras en el que se ha realizado la excavación. Contiene la zona donde profundiza la clava.
- $h$ : alzado de la pantalla, parte vista equivalente a la profundidad de excavación.
- $d$ : clava de la pantalla equivalente a la zona enterrada.
- $w$ : profundidad del nivel freático en el trasdós respecto a la superficie del terreno.
- Anclajes: tirantes metálicos que contribuyen a la estabilidad de la pantalla mediante reducción de las acciones desestabilizadoras. Constan de dos partes, la longitud activa o de anclaje (bulbo) en la que se concentra la resistencia y la zona libre o neutra que hace de conexión en el terreno en rotura entre la zona activa y el punto de apoyo sobre la pantalla.

**Figura 3. Esquema general de una pantalla anclada**



Fuente: El autor.

**1.2.2.1 Tipología de pantallas:** Una posible manera de clasificar las pantallas [1] es hacer referencia a las siguientes cuatro características:

i. Según su material

- Pantallas metálicas (tablestacas): perfiles metálicos prefabricados de poco espesor y sección conformada para aumentar la inercia.

- Pantallas de hormigón armado o pretensado (ésta última menos usual).
  - Pantallas de bentonita y cemento: impermeabilización de taludes, para evitar erosión o pérdida de suelo.
- ii. Según el proceso constructivo
- Pantallas continuas (hormigonadas in situ).
  - Pantallas continuas prefabricadas (grandes paneles).
  - Pantallas discontinuas (formadas por pilotes) de elementos tangentes o separados.
- iii. Según su forma de trabajo
- Pantallas en voladizo: sin soportes adicionales, la pantalla actúa como elemento autoportante.
  - Pantallas ancladas en uno o varios niveles al terreno.
  - Pantallas acodaladas en el caso de entibaciones o de pantallas en sótano.
  - Pantallas atirantadas en el caso de pantallas paralelas separadas por una porción de terreno.
- iv. Según su función.
- Pantallas de contención de tierras (función principal).
  - Pantallas de impermeabilización.
  - Pantallas de cimentación de edificios.
  - Pantallas combinación de las anteriores.

**1.2.2.2 Acciones en pantallas:** Los métodos clásicos de cálculo de pantallas se basan en el equilibrio de fuerzas generado por el conjunto de acciones que actúan sobre una pantalla, con el terreno en estado de rotura, para después aplicar el factor de seguridad. La acción que adquiere mayor importancia, tanto en distribución como en magnitud, es el empuje del terreno. No obstante para

traducir estas acciones en valores actuantes sobre la pantalla, se puede acudir a diversas teorías que establecen mecanismos de cálculo diferentes para la obtención de la magnitud de las fuerzas y su distribución a lo largo de la pantalla, desde ábacos hasta ecuaciones.

En este punto tan sólo se indican los principales métodos clásicos existentes utilizados en el desarrollo del manual Coulomb y Rankine.

El total de acciones a considerar en el diseño de una pantalla se puede resumir en:

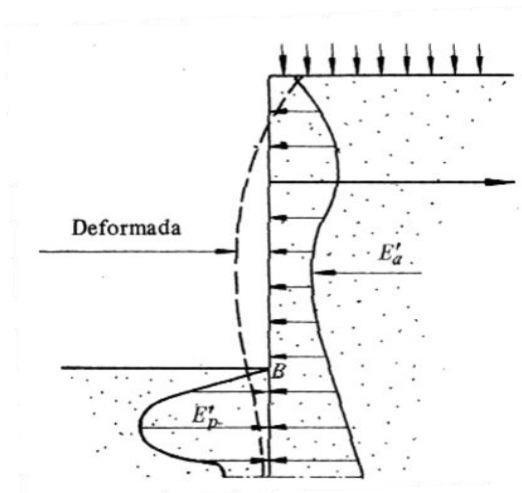
- Empujes activos de las tierras: cuando éstas se descomprimen horizontalmente.
- Empujes pasivos de las tierras: cuando se comprimen horizontalmente.
- Empujes horizontales debidos al nivel freático tanto en condiciones hidrostáticas como en flujo.
- Sobrecargas que generan empujes horizontales adicionales.
- Acciones instantáneas o alternantes.

En el proyecto de pantallas, una vez elegidas las acciones, se elige el tipo de pantalla en tanto si trabajará en voladizo o bien con la ayuda de anclajes (aunque una pantalla anclada puede requerir el cálculo como voladizo en alguna etapa del proceso constructivo). Los métodos de cálculo clásicos para cada caso se indican en apartados posteriores.

Con todo lo anterior se podrán determinar las tensiones que actúan sobre la pantalla y obtener así los diagramas de esfuerzos de los que se obtendrá una sección de la pantalla en función del material elegido para su ejecución, normalmente hormigón armado.

En la distribución de tensiones sobre la pantalla se debe manifestar el tipo de coacción exterior. La figura 4 puede resultar de ayuda para la comprensión de los métodos de cálculo clásicos relacionados con los empujes del terreno. Tal y como se observa, el empotramiento parcial de la clava reduce la carga del tirante y el momento máximo. Se produce una descarga en las zonas de mayor movimiento (parte central del alzado) y una concentración de carga en las zonas más rígidas tales como el anclaje y la clava.

**Figura. 4. Deformada de una pantalla anclada**



Fuente: Tesis Doctoral Agustín Cuadrado Cabello

### **1.3 INFORMACION BASICA PARA EL DISEÑO DE UNA PANTALLA ANCLADA**

Como es bien conocido en los últimos años, se han llevado a cabo muchos estudios experimentales y teóricos sobre anclajes. El criterio actual de diseño puede ser clasificado en dos principales grupos, el primero se basa en la teoría de la elasticidad, la cual presenta limitaciones cuando se trata de masas rocosas heterogéneas.

El segundo criterio involucra la selección de parámetros mediante reglas empíricas. La brecha entre estos dos extremos es todavía muy real y las razones

son que al diseñar un sistema de anclajes el proceso es complejo y requiere un conocimiento detallado de la geología del sitio, de las propiedades de las rocas, de las condiciones hidráulicas del suelo, conjuntamente con el estado de las presiones originadas por el flujo de agua a través de la masa del suelo. Adicionalmente es importante conocer la magnitud y dirección de los esfuerzos antes y después de la excavación.

Los factores que influyen en el comportamiento de los muros con anclajes flexibles se han discutido ampliamente sin que los modelos hasta ahora establecidos, representen una forma completa de la interacción anclaje suelo, esto lleva a que el diseño de un sistema de anclajes se base en la experiencia y criterio del diseñador. Existen sin embargo, normas que pueden tomarse como marco de referencia.

Previo al diseño y ejecución de una obra de estabilización por medio de pantallas ancladas, se debe conocer una serie de datos básicos los cuales pasaremos a mencionar a continuación.

#### Del terreno

- Perfil estratigráfico
- Características geotécnicas de las diferentes capas ( $c, \phi, \gamma, k_a, k_p$ )
- Niveles freáticos
- Agresividad del agua y de los suelos

#### De las edificaciones próximas.

- Estado de conservación
- Tipo de estructura
- Situación, tipo y cargas de las cimentaciones

De obras Subterranas Proximas

- Situación y características
- Condicionantes especiales.

De la obra que se proyecta.

- Profundidad de excavacion
- Acciones de la estructura
- Condicionantes constructivos y condicionales.

El perfil estratigrafico, elaborado a partir de los cortes de los sondeos, debe extenderse al terreno que realmente va a empujar sobre la pantalla y en donde puede convenir efectuar anclajes de arriostramiento.

La informacion sobre los edificios y construcciones proximas es precisa no solo para definir los empujes que pueden transmitir a la pantalla, sino para estimar de alguna manera los movimientos admisibles, cosa siempre dificil al desconocer los que ya se han presentado desde la epoca de su construccion.

El proyecto debe elaborarse teniendo en cuenta las condiciones generales que debe satisfacer la solucion de la pantalla, analogas a las de cualquier obra de cimentacion, más la posible influencia de las edificaciones próximas. Estas condiciones en escencia son:

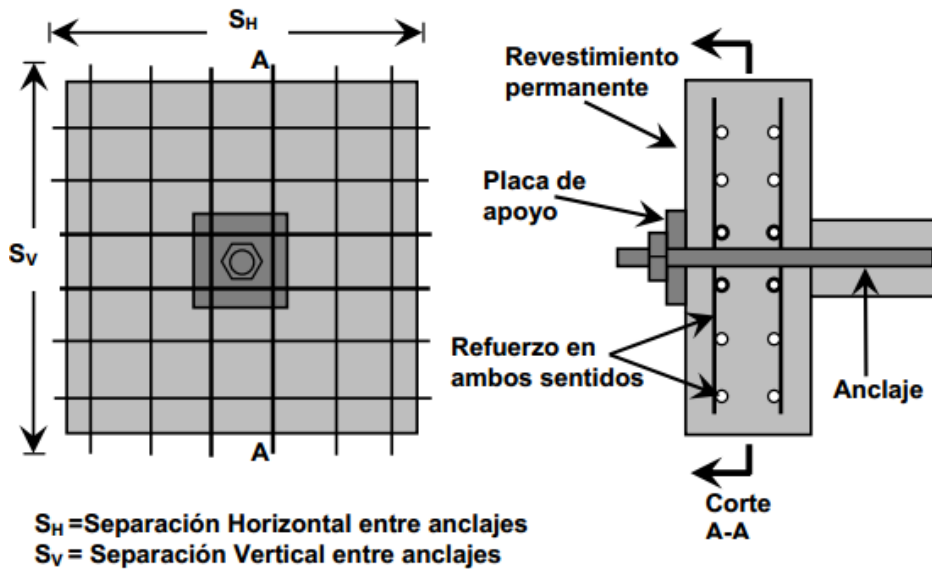
- Resistencia estructural
- Seguridad frente a la rotura del terreno o Hundimiento
- Asentamientos y movimientos de la pantalla compatibles con la propia estructura
- Movimientos del terreno circundante admisible para las edificaciones proximas

## 2. ASPECTOS A TENER EN CUENTA PARA EL DISEÑO DE UN MURO PANTALLA ANCLADA

### 2.1 PARED DE REVESTIMIENTO

La pantalla superficial de revestimiento, es una placa maciza de concreto reforzado, la cual se construye generalmente utilizando concreto lanzado para darle continuidad superficial y apoyo a los anclajes.

Figura 5. Refuerzo típico de la pantalla de un muro anclado.



Fuente: Analisis y diseño de estructuras de retención

En el refuerzo de la pantalla, generalmente se utilizan mallas de alambre electrosoldado o bien varillas de refuerzo corrugado (ver figura 5), siempre y cuando se garantice la resistencia suficiente para soportar las exigencias de los momentos requeridos.

El concreto lanzado puede colocarse en mezcla seca o húmeda, con una relación agua/cemento de aproximadamente 0.4. El concreto lanzado con mezcla húmeda

generalmente, se obtienen mejores resultados de resistencia (Lazarte y otros, 2003)

## **2.2 TIRANTES O ANCLAJES**

El proyecto de cualquier sistema anclado requiere no solo todas las comprobaciones de estabilidad, sino también el análisis del tipo de anclaje más conveniente y una disposición más adecuada que permita la buena ejecución y su correcto funcionamiento. De esta forma se asegura que estos elementos que trabajan a tracción mejoren las condiciones de equilibrio de la estructura incorporando al conjunto las fuerzas de masa por unidad de volumen que la circundan

La información básica es fundamental, pero en el caso que nos ocupa, la naturaleza del esfuerzo a absorber o las características del movimiento al que han de hacer frente los anclajes, pueden determinar el tipo más adecuado por su funcionamiento (Anclaje activo, pasivo, mixto) y la rigidez o flexibilidad del mismo.

**2.2.1 Angulo de inclinación de la carga de servicio  $T_a$ .** En la práctica el ingeniero llamado a diseñar un anclaje, procede en dos etapas, primero determina la dirección y el valor de la carga de servicio  $T_a$ , luego diseña las diferentes partes del anclaje ajustando el acero de la sección transversal, la longitud libre y la longitud fija.

La inclinación de los anclajes depende directamente de la teoría adoptada para su diseño, es así, como si se entiende que la tensión del anclaje va a contrarrestar el empuje del suelo, el anclaje tendrá la misma orientación que la resultante de dicho empuje, es decir será horizontal, pero si se entiende que dicha tensión mejora la cohesión de la cuña deslizante entonces, el anclaje se inclinara con respecto a la

perpendicular a la línea de falla máximo un ángulo  $\Psi$  en dirección opuesta a las fuerzas de corte

Ángulo de Inclinación de las Anclas Es muy importante el diseño del ángulo de inclinación de las anclas. Se deben tener en cuenta entre otros los siguientes criterios:

- Es deseable que por encima del bulbo haya como mínimo 5 metros de sobrecarga de suelo.
- La mayoría de los anclajes se instalan a ángulos con la horizontal entre  $10^\circ$  y  $30^\circ$  (Figura 2.1).
- Si el ángulo de inclinación es menor a  $10^\circ$ , se requiere técnicas especiales de inyección del bulbo.
- No es recomendable utilizar ángulos con la horizontal superiores a  $45^\circ$ , para evitar aumentos importantes de las fuerzas actuantes y disminución de la capacidad de carga horizontal del ancla (Weatherby y Nicholson, 1982).
- El ángulo con relación a la horizontal debe ser tal que no se generen sobrepresiones sobre la pantalla o fachada del muro. Por esta razón, si el muro o pantalla es semivertical o de pendiente superior a  $70^\circ$ , el ángulo de inclinación de las anclas con la horizontal no debe ser superior a  $30^\circ$  para evitar las fallas locales en el muro, cerca a la cabeza del ancla.



**2.2.2 Tendon.** Generalmente se utilizan dos tipos de tendones:

- Cables. Hilo de siete alambres con resistencia a tensión última de 1.86 MPa con diámetro entre 0.5 y 0.6 pulgadas que cumpla con la especificación ASTM A-416. El número de alambres y de hilos depende de la carga de diseño. La ventaja de los cables es que pueden cortarse a la longitud requerida y no requieren uniones ni soldaduras.

Un cable de 0.6 pulgadas de diámetro puede soportar una carga de diseño de 150 kN.

- Varillas de alta resistencia. Varilla con resistencia última a la tensión de 1.03 MPa en diámetros variables entre 1.0 y 2.5 pulgadas de y que cumpla con la especificación ASTM A-722 tipo II, o ASTM A416. Una varilla de 1 y 3/8 de pulgada tiene una capacidad de carga máxima de 620 KN. Una carga típica de diseño para un varilla de 2.5 pulgadas es 2000 kN.

Las varillas especiales indentadas se codifican mediante la norma ASTM A886. La longitud de las varillas es de 6, 9, 12, 15, y 18 metros. En la mayoría de países es difícil conseguir varillas de más de 12 metros.

La principal dificultad con las varillas es la necesidad de uniones o soldadura. La soldadura presenta con frecuencia problemas de posibilidad de rotura por defectos de colocación. La ventaja de las varillas es la facilidad para tensionarlas y para ajustarlas.

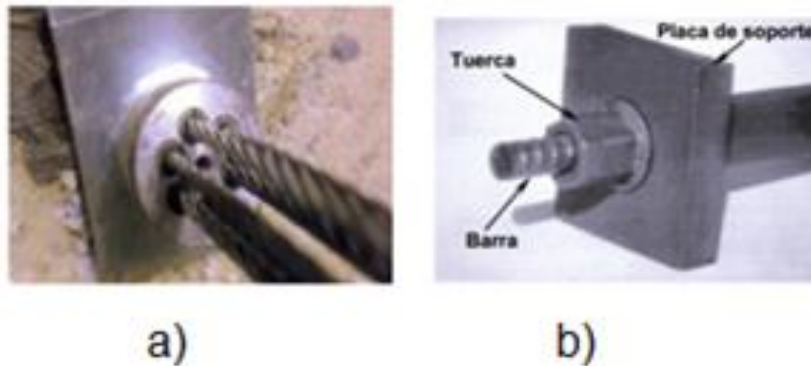
- Anclas especiales. También se utilizan varillas de grado 60 o 75, anclas helicoidales y anclas metálicas especiales.

**Tabla 1. Resistencia última de tendones para anclaje**

Tipo de Tendón	Diámetro Nominal	Resistencia Última (KN)
Cable de hilo de siete alambres	0.5 Pulgadas	183
	0.6 Pulgadas	260
Varilla de alta resistencia	1 pulgada	566
	1.375 pulgada	1054

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales

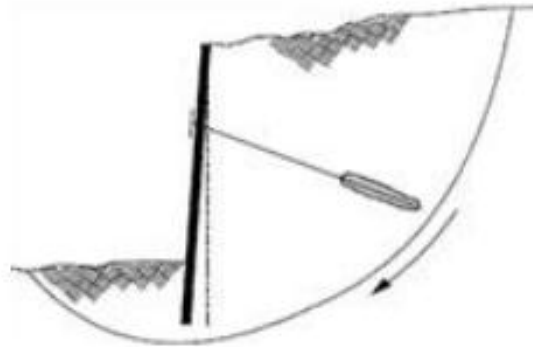
**Figura 8 a) Anclajes de cables, b) Anclajes de varillas de alta resistencia**



Fuente: Proyecto y construcción de muros anclados, Carlos J. Cabañes

**2.2.3 Longitud Libre.** La longitud libre depende, en muchos casos, de la localización del estrato anclado, en la práctica, se recomienda que en suelos relativamente compactos sea más larga que el estrato de propiedades semejantes. En otros casos, es necesario asegurar que la longitud libre sea suficiente para definir una estructura que no ofrezca riesgo de falla del tipo mostrado en la figura 9

**Figura 9. El anclaje no atraviesa la superficie de falla**



Fuente: Técnicas de remediación Jaime Suarez Cap 4

**2.2.4 Bulbo.** Es la parte adherida al suelo o a la roca sana, situada en profundidad y que se encarga de transferir los esfuerzos al terreno. Generalmente, estos bulbos poseen longitudes no menores a 6 metros y está compuesta por una inyección de lechada como podemos observar en la figura 10

**Figura 10. Zona de bulbo en el extremo del anclaje**



Fuente: Manual de Anclajes para Minería y Obra Civil, Antonio Ros. Cap.6

En la zona de anclaje se distingue el llamado bulbo de anclaje, que es en realidad el material (lechada de cemento o grout) que envuelve la barra y que la conecta con el terreno que la rodea. La resistencia de la zona de anclaje viene dada por dos factores:

- Adherencia lechada-acero (ver figura 11)
- Adherencia bulbo de anclaje-terreno.

La distribución de esfuerzo a lo largo de la longitud cementada no es 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 bulbo. La longitud del bulbo depende de la carga y de las propiedades de resistencia al cortante de la roca o suelo a su alrededor.

**Figura 11. Adherencia Lechada-Acero**



Fuente: Manual de Anclajes para Minería y Obra Civil, Antonio Ros. Cap.6.

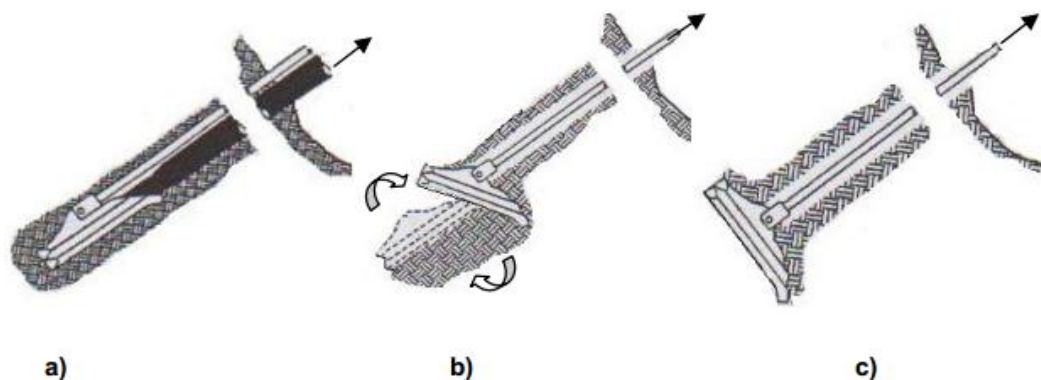
**2.2.4.1 Tipos de Bulbos según el método de inyección de la lechada:** Los bulbos pueden conformarse con los siguientes métodos:

- Inyección por gravedad. En este método la inyección se coloca a través del método por gravedad. Se requiere que la perforación tenga más de 10° de inclinación con la horizontal para permitir el llenado del bulbo.

- Inyección a presión. En esta técnica se inyecta a presión la lechada para que penetre dentro de suelos granulares o roca fracturada. Generalmente se utilizan presiones superiores a 0.35 MPa (50 psi). La presión puede además aumentar el diámetro del hueco y producir esfuerzos normales más altos sobre la pared, lo cual contribuye a aumentar la resistencia a la extracción del bulbo.
- Bulbos mecánicos (Sistema de pernos, Método Manta Ray). Este sistema consiste en una o dos barras de acero roscadas (generalmente el ancla y un tubo de empuje) y una placa de atraque acoplada y articulada al ancla (ver figura 12).

El ancla es hincada a la profundidad requerida, se extrae el tubo de empuje y el instalador utiliza un gato hidráulico para aplicar una carga de tensión para halar el ancla, lo que genera un movimiento de rotación de 90° de la placa de atraque dentro del suelo, sin que haya perturbaciones en el mismo. El proceso de tensionamiento se continúa hasta alcanzar la tensión deseada. Este método se puede usar en suelos relativamente blandos, debido al movimiento de giro que requiere la placa de atraque.

**Figura 12. Método Manta Ray, a) Colocación del ancla y extracción del tubo de empuje; b) Giro de la placa de atraque; c) Tensionamiento Adherencia Lechada acero.**



Fuente: Manual de Construcción Geotécnica, México, 2002

Littlejohn (1990), clasificó los bulbos de acuerdo a la forma de inyección como se describe a continuación y como se puede observar en la figura 13.

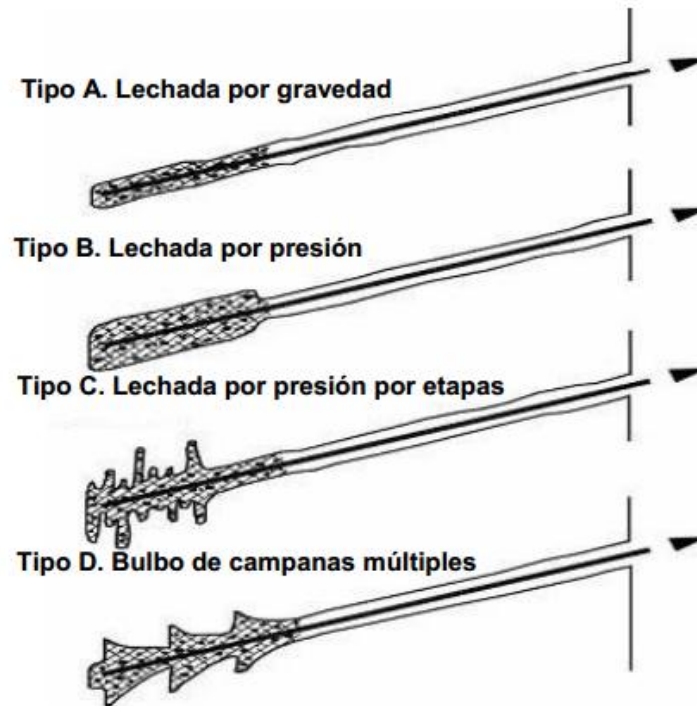
**Tipo A.** Anclajes inyectados por gravedad. La inyección por gravedad se utiliza especialmente en taludes en roca sana o en suelos cohesivos duros. La resistencia depende de la unión entre la inyección y la roca.

**Tipo B.** Anclajes inyectados por presión. Anclajes inyectados a presiones menores de 1.02 MPa (145 psi). El diámetro del bulbo se amplía cuando la lechada se infiltra en el suelo o en las fisuras de la roca. Se utilizan en roca fisurada o suelos granulares gruesos. La resistencia depende del cortante lateral y capacidad de soporte del área superior del bulbo.

**Tipo C.** Anclajes inyectados por presión por etapas. Anclajes inyectados a presiones de más de 2.03 MPa (290 psi). El diámetro del bulbo aumenta por fractura hidráulica del suelo. Esta técnica se utiliza en suelos sin cohesión y en ocasiones en suelos cohesivos. Este es tal vez, el sistema de inyección más utilizado porque genera un bulbo de mayor tamaño en suelos.

**Tipo D.** Anclajes de bulbo taladrado de campanas múltiples. En la perforación se forman una serie de campanas, las cuales se inyectan por gravedad.

**Figura 13. Clasificación de los anclajes según su presión de inyección**

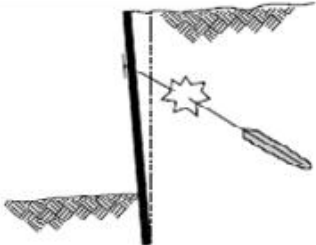
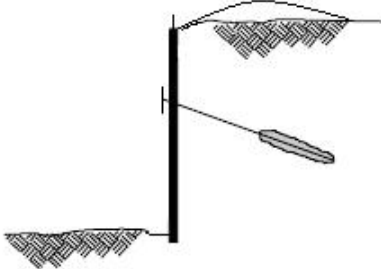
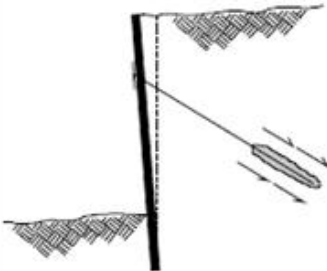


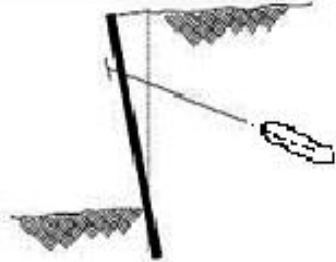
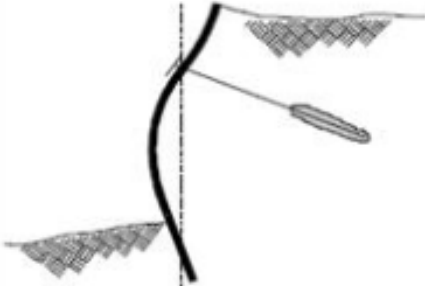
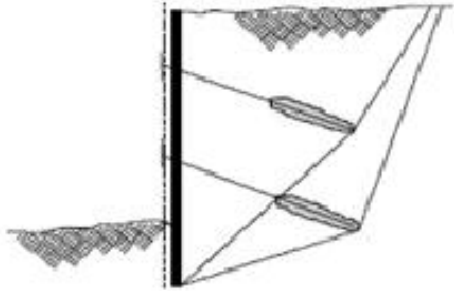
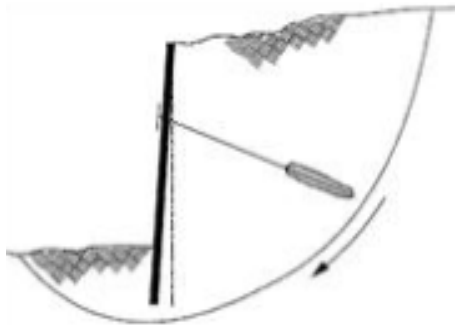
Fuente: Técnicas de remediación, Jaime Suárez. Cap.4

## **2.3 PRINCIPIOS SOBRE EL ANÁLISIS DE MUROS ANCLADOS**

**2.3.1 Modos de falla de los muros anclados.** El análisis de los muros anclados debe llevarse a cabo haciendo referencia a los modos de falla que se pueden presentar. Existen varios mecanismos posibles de falla de los muros anclados, que comúnmente son causadas por exceso de carga sobre un ancla. Las cargas en exceso pueden estar relacionadas con la carga de retensionamiento (aplicación de más tensión al ancla), la secuencia de excavaciones, las fuerzas del agua y fuerzas sísmicas, entre otras; por lo que los mecanismos de falla pueden involucrar los tendones, la masa de suelo, el bulbo o las estructuras superficiales. Los principales tipos de falla se muestran a continuación.

**Tabla 2. Principales tipos de falla en estructuras ancladas.**

MODOS DE FALLA LOCAL	
<b>FALLA DEL ACERO DEL TENDON</b>	
<p>Al colocarle la carga de tensionamiento el acero del tendón recibe esfuerzos de tensión. Si la carga aplicada es mayor que la capacidad estructural del tendón, ocurre la falla. Para evitar esto se recomienda que la carga de diseño sobre el tendón no exceda el 60% del esfuerzo de fluencia del tendón.</p>	
<b>FALLA DE LA MASA DE SUELO</b>	
<p>Esta falla es debida a la capacidad de soporte del suelo superficial. Si al colocarle la carga de pretensionamiento, ésta supera la capacidad de soporte del suelo lateral, se produce un movimiento del suelo hacia arriba. Esto ocurre especialmente en anclajes más subsuperficiales. Así mismo, se recomienda que la primera hilera de anclajes de arriba hacia abajo se encuentre suficientemente profunda para que la resistencia pasiva del suelo evite la falla.</p>	
<b>FALLA DE LA UNION BULBO Y SUELO</b>	
<p>Los anclajes movilizan una fuerza perimetral entre el bulbo y el suelo. La resistencia de esta interface depende de la presión normal, de la fricción y cohesión en el perímetro del bulbo. En los anclajes acampanados se desarrolla adicionalmente una resistencia relacionada con el acampanamiento. Para aumentar la resistencia entre el bulbo y el suelo se acostumbra a aumentar el diámetro del bulbo o su longitud. Sin embargo, la experiencia muestra que el efecto de aumento de resistencia no ocurre para bulbos con longitudes superiores a 9 o 12 metros (Sabatini y otros, 1999).</p>	

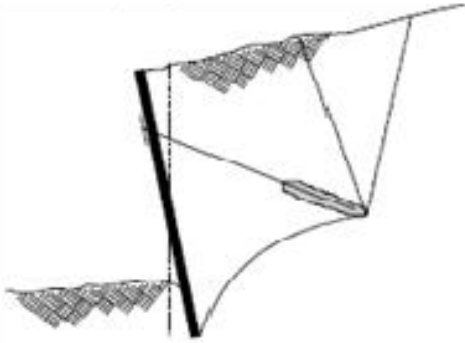
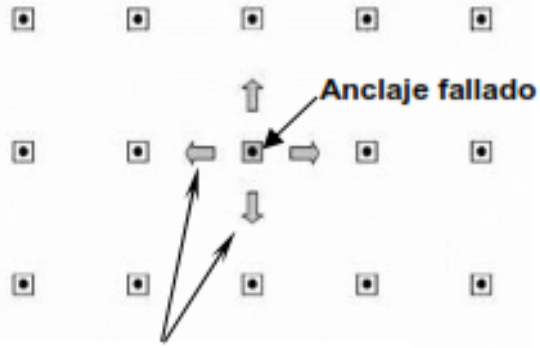
<p><b>FALLA ENTRE TENDON Y LLECHADA</b></p>	
<p><b>FALLA DE LA ESTRUCTURA SUPERFICIAL</b></p>	
<p><b>MODO DE FALLA GENERALIZADA</b></p>	
<p><b>FALLA GENERALIZADA POR DESLIZAMIENTO</b></p>	
<p><b>FALLA GENERALIZADA ROTACIONAL</b></p>	

El mecanismo de falla de la unión entre el tendón y el grout incluye problemas de adherencia, fricción e integración mecánica entre el acero del cable o varilla y grout. La norma ASTM A981 presenta un método estándar para evaluar la unión entre el tendón y grout.

La estructura superficial puede fallar por exceso de esfuerzos de flexión o de cortante, además puede darse el caso de una falla por punzonamiento, lo cual debe tenerse en cuenta en el diseño de dicha estructura.

Para prevenir este modo de falla se efectúan análisis convencionales en la base de la estructura de retención en los que intervengan todas las fuerzas actuantes. En este caso resulta crítico, contar con estimaciones razonables de la resistencia del suelo involucrado.

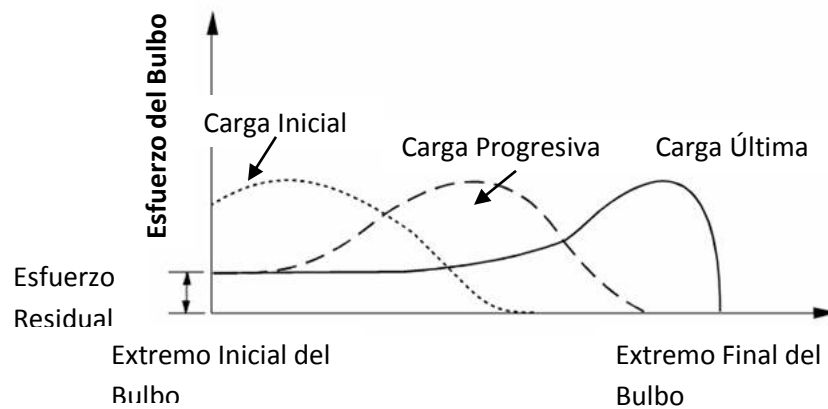
Aquí pueden aplicarse los métodos convencionales para el análisis de la estabilidad global del sistema.

<p><b>FALLA GENERALIZADA POR VOLTEO</b></p>	
<p><b>FALLA PROGRESIVA</b></p>	 <p><b>Redistribución del arqueamiento (en ambas direcciones)</b></p>

Fuente: (FHWA GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS)

**2.3.2 Análisis de esfuerzos dentro del bulbo de anclaje.** La longitud de un bulbo de anclaje debe ser tal que pueda transferir los esfuerzos de tensión del extremo inicial del bulbo al extremo final de éste, de manera adecuada. En donde, inicialmente los incrementos de carga de refuerzo son resistidos por el extremo inicial del bulbo como se muestra en la figura 14.

**Figura 14. Movilización de los esfuerzos dentro del bulbo de anclaje debido a la tensión.**



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Luego los incrementos adicionales de la carga se transfieren a la zona intermedia del anclaje y es en esta etapa donde la tensión del anclaje es transmitida al estrato de suelo circundante en forma de esfuerzo cortante a lo largo de la longitud del bulbo. Mientras que, si la carga se aproxima a la carga última o residual, esta es tomada por el extremo final del bulbo y éste lo transmite a una pequeña parte del suelo circundante, hasta que finalmente el bulbo falla por extracción. Para la simplificación del cálculo de la longitud de anclaje debe considerarse una distribución uniforme de cargas en toda su longitud.

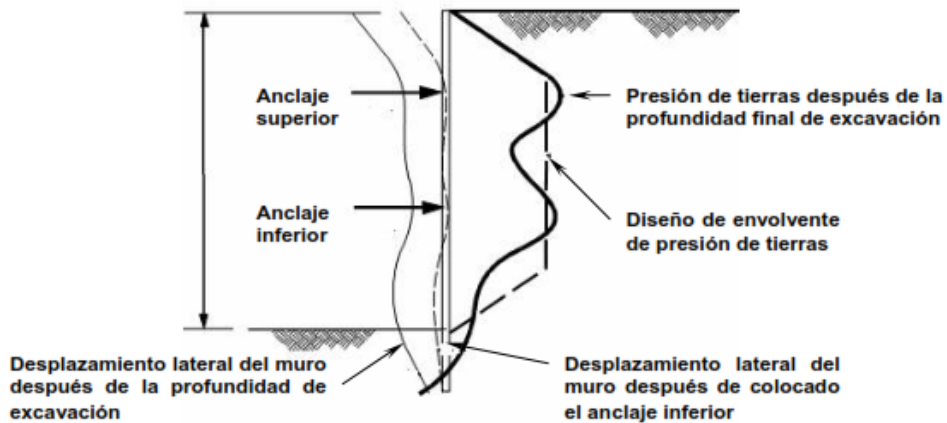
**2.3.3 Cargas actuantes en los muros anclados.** Además de las fuerzas inducidas por las pruebas de ensayos de tensionamiento de las anclas o la aplicación del presfuerzo de trabajo de las mismas, existen otras fuerzas que deben considerarse en el diseño de éstas estructuras, entre las cuales están:

**2.3.3.1 Cargas laterales.** Estas consisten en (a) esfuerzos laterales del suelo, que dependen de la magnitud de las tensiones que se desarrollan en el terreno; (b) presiones laterales causadas por sobrecargas que actúan en la superficie; (c) esfuerzos laterales inducidos por cargas concentradas, como zapatas dentro de la masa de suelo y (d) presión del agua.

## Presiones de tierra sobre muros anclados.

La presión de tierra que se desarrolla sobre un muro anclado depende de la magnitud y distribución lateral de las deformaciones del muro, así como de la rigidez de la pantalla o pared de revestimiento a anclar.

**Figura 15. Presiones de tierras desarrolladas sobre un muro anclado con múltiples niveles**



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems Geotechnical Engineering Circular N°4

Para muros anclados construidos de arriba hacia abajo, en las anclas superiores se generan presiones mayores que las activas calculadas con las teorías de Rankine o Coulomb, debido a las deformaciones y al proceso constructivo, etc., la cual hace necesaria la utilización de los diagramas semi-empíricos de presiones de Terzaghi y Peck. Dichos diagramas cuentan con valores modificados por Henkel, ya que considera el uso de anclajes y no de puntales como se habían concebido originalmente, además considera las modificaciones de las presiones de tierra durante la construcción, en la etapa de presfuerzo del anclaje (ver figura 2.10), lo cual genera diagramas de presiones mucho más conservadores ver Cáp.5 de Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4 (Sabatini y otros, 1999).

**2.3.3.2 Cargas verticales:** Estas incluyen el peso de la estructura anclada y las reacciones producto de las cargas interactuantes que alcanzan a los anclajes indirectamente. Es por esto que debe verificarse la capacidad de carga en el desplante de la estructura (de ser necesaria), para evitar la penetración del estrato de apoyo. Además dentro de las cargas verticales deben considerarse las asociadas con las operaciones de construcción.

**2.3.3.3 Cargas dinámicas:** Estas pueden incluir los efectos vibratorios de la actividad sísmica o por el impacto de grandes cargas en movimiento y que son de tal intensidad que deben ser consideradas en el diseño.

## **2.4 METODOLOGÍA DE DISEÑO DE MUROS ANCLADOS**

El siguiente análisis fue desarrollado en concordancia con la FHWA-RD-97-130 “Design manual for permanent ground anchor walls” y el programa de investigación desarrollado por el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos, denominado “State of practice in the desing of tall, stiff and flexible tiebacks retaining walls”. Dicho análisis fue llamado RIGID 1 y está basado en una etapa final de construcción del muro sin tomar en cuenta las etapas previas del mismo. Este método utiliza una franja vertical de muro anclado considerada como una viga apoyada con soportes rígidos, situados en la ubicación del anclaje. En la práctica común, el uso de envolventes de presión de tierras en este tipo de análisis provee un método oportuno para el diseño preliminar y muchas veces para el diseño definitivo de muros anclados. Sin embargo, los diagramas aparentes de presión de tierras no pretenden representar la distribución real de la presión de tierras, sino que constituir presiones hipotéticas que simplifiquen el análisis.

## 2.4.1 Diseño geotécnico

**2.4.1.1 Cálculo de cargas laterales:** El cálculo de cargas laterales o carga total de tierras depende de diversos factores, tales como: el tipo de suelo, las sobrecargas o bien la vida útil del sistema, es decir si será de carácter temporal o de carácter permanente. A estos factores se le debe sumar la disponibilidad de permitir desplazamientos. Por lo tanto, estas estructuras se deben diseñar con las consideraciones adecuadas.

### ➤ Muro anclado sin desplazamiento

Para el método de análisis (RIGID 1), el cálculo de la carga total de tierras ( $T_L$ ) para muros permanentes, está basado en una comparación del coeficiente de reposo ( $K_o$ ) y el coeficiente de Rankine modificado ( $K_{Amob}$ ), el que para su obtención es afectado por un factor de seguridad, generalmente de 1.5 sobre la resistencia a cortante del suelo ( $\Phi$ ,  $c$ ), en donde se toma el mayor coeficiente resultante. El método RIGID 1 se considera adecuado para nuestro medio por que considera fundamentos teóricos geotécnicos empleados comúnmente en nuestro país.

- Por Rankine movilizado:

$$\Phi_{mob} = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \Phi}{FS} \right) \text{ y } c_{mob} = \frac{c}{FS}$$

En donde:

$\Phi_{mob}$  = Angulo de fricción interno del suelo afectado por un factor de seguridad

$\Phi$  = Angulo de fricción interna del suelo ( $^\circ$ )

FS = Factor de seguridad de 1.5 según método RIGID 1

$c_{mob}$  = Cohesión del suelo afectada por un factor de seguridad (KN/m<sup>2</sup>)

$c$  = Cohesión del suelo (KN/m<sup>2</sup>)

Entonces se debe calcular un  $K_{amob}$  el cual será utilizado para calcular la carga total de presiones de tierras en condiciones activas.

$$K_{amob} = \frac{1 - \sin \phi_{mob}}{1 + \sin \phi_{mob}} \rightarrow T_L = \frac{1}{2} K_{mob} \gamma H^2$$

- Para la condición de reposo utilizando la ecuación de Jaky:

$$K_0 = 1 - \sin \phi \rightarrow T_L = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2$$

Dónde:

$K_{amob}$  = Coeficiente de presión de tierras en condición activa movilizada

$K_0$  = Coeficiente de presión de tierras en condición de reposo

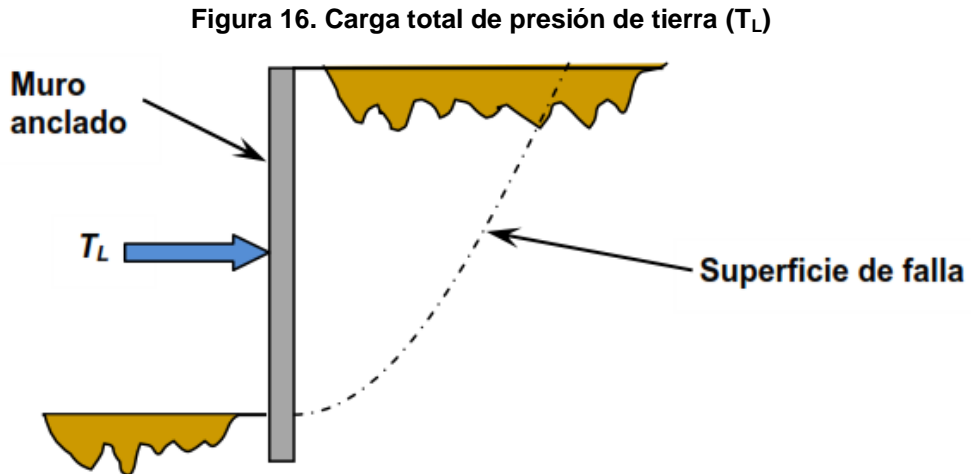
$T_L$  = Carga total debida a la presión de tierra (KN/m<sup>2</sup>).

### ➤ Muro anclado con desplazamiento

Esta condición se presenta cuando los anclajes son preesforzados a niveles consistentes con las presiones activas (es decir, existen desplazamientos del muro), considerando un valor de desplazamiento de **0.002H** a **0.005H** para Arenas y arcillas rígidas, en donde la carga total ( $T_L$ ) utilizada para determinar la presión aparente en esta condición, está basada en un factor de seguridad generalmente de **1.3** sobre la resistencia a cortante del suelo (**F, c**).

$$K_{amob} = \frac{1 - \sin \phi_{mob}}{1 + \sin \phi_{mob}} \rightarrow T_L = \frac{1}{2} K_{mob} \gamma H^2$$

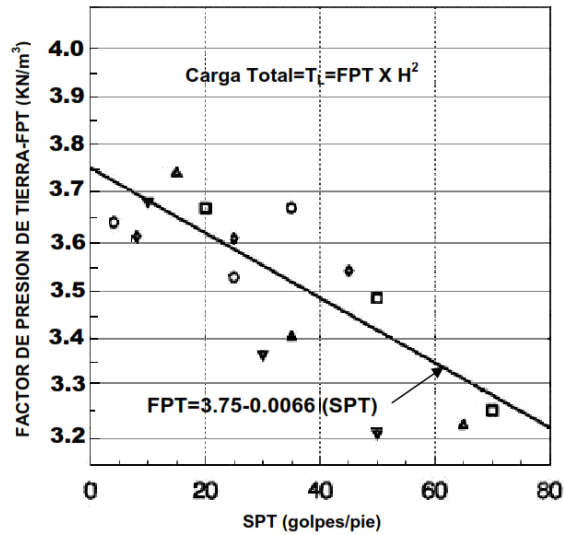
En la figura 16 se muestra la ubicación de la fuerza externa ( $T_L$ ) que estabiliza el cortante



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Existe otra forma de calcular la carga total de presión de tierras ( $T_L$ ) para muros de carácter temporal o permanente, diseñados para que se deformen y es a través del factor de presión de tierras (**FPT**), el cual puede ser calculado para condiciones activas para el muro, este valor es obtenido a partir del número de golpes del SPT (ver figura 17).

Figura 17. Diagrama de Factor de presión de tierras



Fuente: State of the practice in the design of tall, stiff, and flexible retaining walls

$FPT =$  Factor de presión de tierras (KN/m)

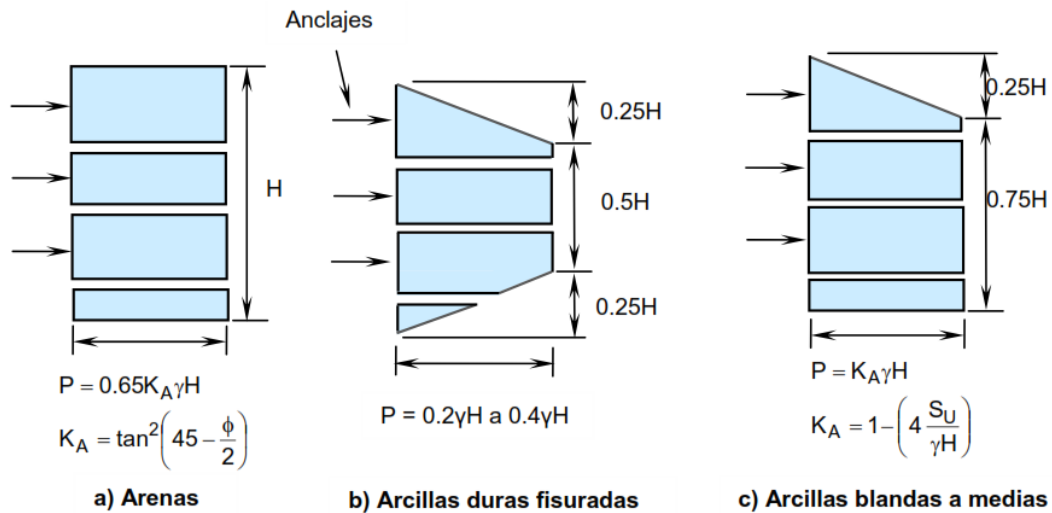
$H =$  Altura del muro (m)

$NSPT =$  Valor del número de golpes en base al ensayo de penetración estándar (SPT)

La carga total de tierras es igual a un factor de presión de tierras ( $FPT$ ) multiplicado por el cuadrado de la altura del muro, lo que significa que dicho factor representa la distribución de carga total de tierra por unidad de longitud del muro. Los factores de presión de tierras se encuentran en un rango de **3.22 a 3.75  $KN/m^3$** .

**2.4.1.2 Diagramas aparentes de presión de tierra:** La carga total de tierras que estabiliza el corte también puede ser calculada a través de los diagramas aparentes de presión de Terzaghi y Peck, que dependen del tipo de suelo en consideración. Estos diagramas son relativamente conservadores y pueden ser rectangulares o trapezoidales de acuerdo al tipo de suelo, como se muestra en la figura 18.

**Figura 18. Diagramas recomendados de presiones de tierra de Terzaghi y Peck**



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4

En donde de acuerdo a la Figura 18

- $H$  = Altura del muro (m)
- $\gamma$  = Peso volumétrico del suelo ( $\text{KN}/\text{m}^3$ )
- $K_A$  = Coeficiente de presión activa de tierras
- $S_u$  = Resistencia al corte no drenada ( $s=c$ ) ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )
- $c$  = Cohesión del suelo ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )
- $\phi$  = Ángulo de fricción interna del suelo ( $^\circ$ )
- $\rho$  = Presión de tierras según Terzaghi y Peck

➤ **Diagrama aparente de presión de tierra para arena**

La FHWA recomienda utilizar una versión modificada de los diagramas de Terzaghi y Peck en la forma como se indica en la figura 18. Estos diagramas requieren conocer de antemano la localización de las anclas o de los soportes.

Los diagramas trapezoidales son más apropiados que los rectangulares (ver figura 18a), debido a que se asemejan más a las mediciones reales en campo. Para evaluar las presiones, se requiere adicionar la presión de agua y la fuerza sísmica.

La máxima carga total de presión en suelos arenosos está dado por:

$$T_L = 0.65K_A\gamma H^2$$

➤ **Diagramas aparentes de presiones de tierra en arcillas**

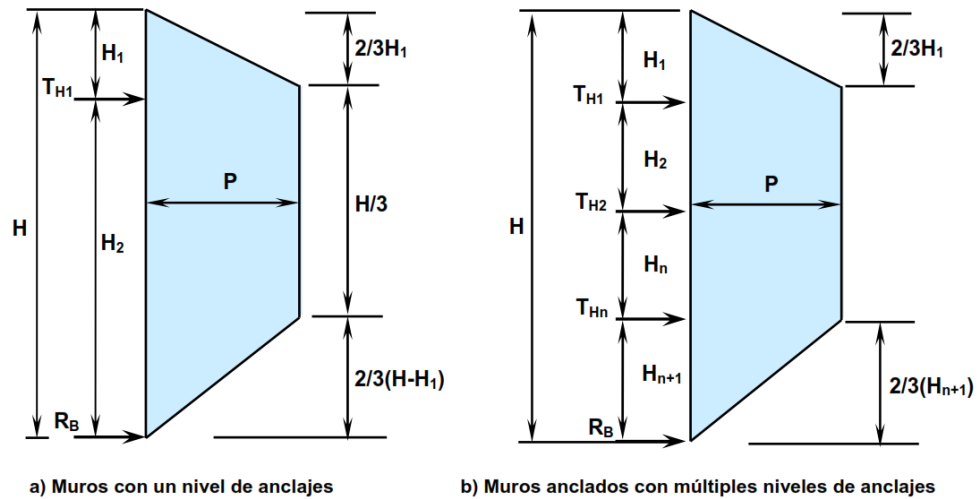
Los diagramas originales de Terzaghi y Peck para arcillas fueron desarrollados para soportes temporales y no definitivos. Para condiciones drenadas a largo plazo en arcillas duras o arcillas fisuradas, las presiones de tierra son mayores que las supuestas por Terzaghi y Peck. Por lo que los diagramas recomendados de presiones de tierras en arcillas duras o fisuradas para muros de carácter permanente son similares a los mostrados en la figura 3.5 b y c (Sabatini y otros, 1999). Cuyos valores de la presión de tierras, ***P***, oscila los ***0.2γH*** a ***0.4γH*** para muros con un solo nivel de anclajes o con múltiples niveles de anclajes. La carga total de tierra (***T<sub>L</sub>***) dependerá del tipo de suelo arcilloso que se presente.

➤ **Transformación de carga de presión total de tierra en diagrama aparente de presión para muros con anclajes.**

**Transformación de diagramas de presión aparente para suelos granulares**

Los valores de carga de presión total para suelos granulares, tanto para muros donde se permite deformación o para los muros donde no se permite, deben ser convertidas a un diagrama de presión aparente como se muestra en la figura 19.

Figura 19. Diagrama de presiones de arenas para uno o varios niveles de anclajes.



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4

La presión de transformación que estabiliza el corte según el diagrama de presión aparente para muros con un solo nivel de anclajes es:

$$P = \frac{T_L}{\frac{2}{3}H} = \frac{0.65K_A\gamma H^2}{\frac{2}{3}H} \approx K_A\gamma H$$

Para muros con múltiples niveles de anclajes tenemos:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

Dónde:

- $H_1 =$  Profundidad del primer anclaje (m) \*
- $T_H =$  Componente horizontal de la fuerza del anclaje (KN/m)
- $T_L =$  Carga total de presión de tierra (KN/m)
- $P =$  Carga de presión que estabiliza el corte (KN/m<sup>2</sup>)

$H_{n+1}$  = Profundidad inferior al  $n$ -ésimo anclaje (m)

$RB$  = Carga de reacción en la base (KN/m)

\*La altura del voladizo  $H_1$  tendrá una altura máxima de 1.5 m si al realizar el balance de momentos resulta  $H_1 > 1.5\text{m}$  proponer otro nivel de anclajes

### **Transformación de diagramas de presión aparente en arcillas de consistencias rígidas a duras para condiciones de corto y largo plazo.**

Para arcillas de resistencia al corte no drenada ( $S_u \neq 0$  y  $\phi = 0^\circ$ ) y cuyas consistencias van desde rígidas hasta duras, Weatherby recomienda utilizar diagramas de presiones aparentes que tienen la misma forma que los utilizados para suelos granulares para el diseño de muros anclados para condiciones de corto plazo, es decir para condiciones no drenadas.

Weatherby también establece que la transición de una arcilla dura a una arcilla de consistencia más suave o medianamente suave (independientemente de si es bajo condición drenada o no drenada) no ocurre solo por la identificación de una única resistencia al corte no drenada  $S_u$ . Es por esto que se debe cumplir lo siguiente para clasificar el tipo de arcilla presente:

$$S_u \geq \frac{H}{4}(\gamma - 3.585)$$

En donde:

$H$  = Altura del muro (m)

$\gamma$  = Peso volumétrico del suelo (KN/m<sup>3</sup>)

$S_u$  = Resistencia al corte no drenada ( $S_u=c$ ) (KN/m<sup>2</sup>)

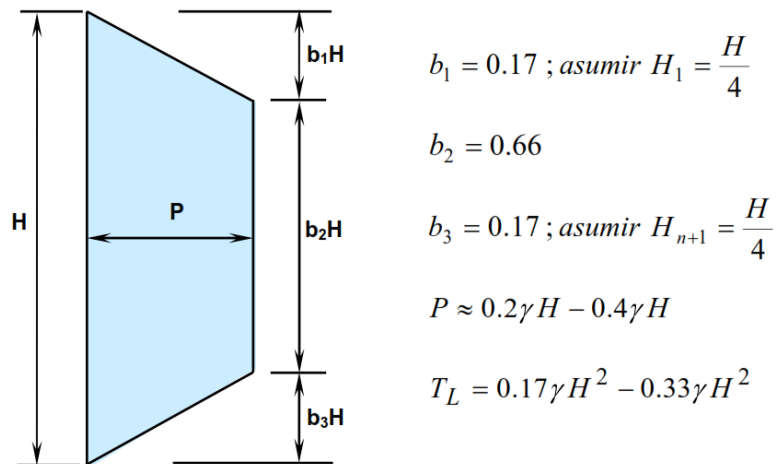
Además, para arcillas firmes o de consistencias rígidas y duras, el número de estabilidad (**Ns**) debe ser:

$$N_s = \frac{\gamma H}{S_U} < 4 \text{ "Notese que } S_U = c$$

Otro parámetro a utilizar en el diseño es el factor de presión de tierras (**FPT**), el cual debe ser mayor de **3.14 KN/m<sup>3</sup>** para las condiciones no drenadas del suelo.

Sabatini, Pass y Bachus (1999) recomiendan que la carga total (**TL**) para arcillas duras pueda basarse en previas experiencias con excavaciones en depósitos de arcillas similares. Estos investigadores sugieren que para muros anclados temporales, la carga total varíe entre **0.17γH<sup>2</sup>** y **0.33 γH<sup>2</sup>** (ver figura 20).

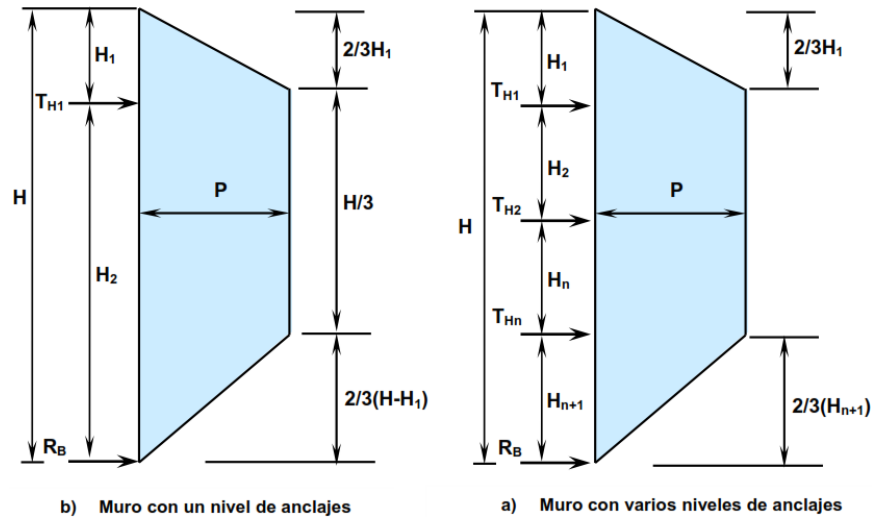
**Figura 20. Diagramas de presión aparente para arcillas duras en condición a corto plazo**



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Entonces, los diagramas de presiones aparentes para arcillas (bajo condiciones de corto y largo plazo) de consistencias rígidas a duras poseen la misma forma que aquellos para suelos granulares (ver figura 21).

Figura 21. Diagramas de presión aparente para arcillas duras en condición a corto plazo.



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Entonces, la presión que estabiliza el corte para suelos arcillosos rígidos o duros para condiciones de corto plazo es:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}} = \frac{0.17\gamma H^2 - 0.33\gamma H^2}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

Para condiciones a largo plazo o permanentes ( $su = 0$  y  $\phi \neq 0^\circ$ ), es decir, cuando la resistencia al corte es drenada, se usarán los diagramas de presión aparentes para suelos granulares, dado que la carga total es aproximadamente la misma que para las arenas proporcionada por el ángulo de fricción interna del suelo. Entonces, al igual que en un suelo granular, la presión que estabiliza el corte está dada por:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

Los diseñadores de muros en arcillas deben percatarse de considerar los aspectos que aquí se han mencionado y asegurarse que la carga total seleccionada sea la más adecuada y la más grande. Es por esto que para el diseño de muros permanentes en este tipo de suelos deben evaluarse las dos condiciones disponibles, la de corto plazo y la de largo plazo.

Weatherby recomienda utilizar un factor de presión de tierras (**FPT**) mínimo de **3.14 KN/m<sup>3</sup>** para condiciones a corto plazo, el cual debe ser comparado con el **FPT** calculado para la condición a largo plazo en donde se deberá utilizar el mayor valor de estos para el diseño del muro.

### **Transformación de diagramas de presión aparente en arcillas de consistencias blandas a medianamente blandas**

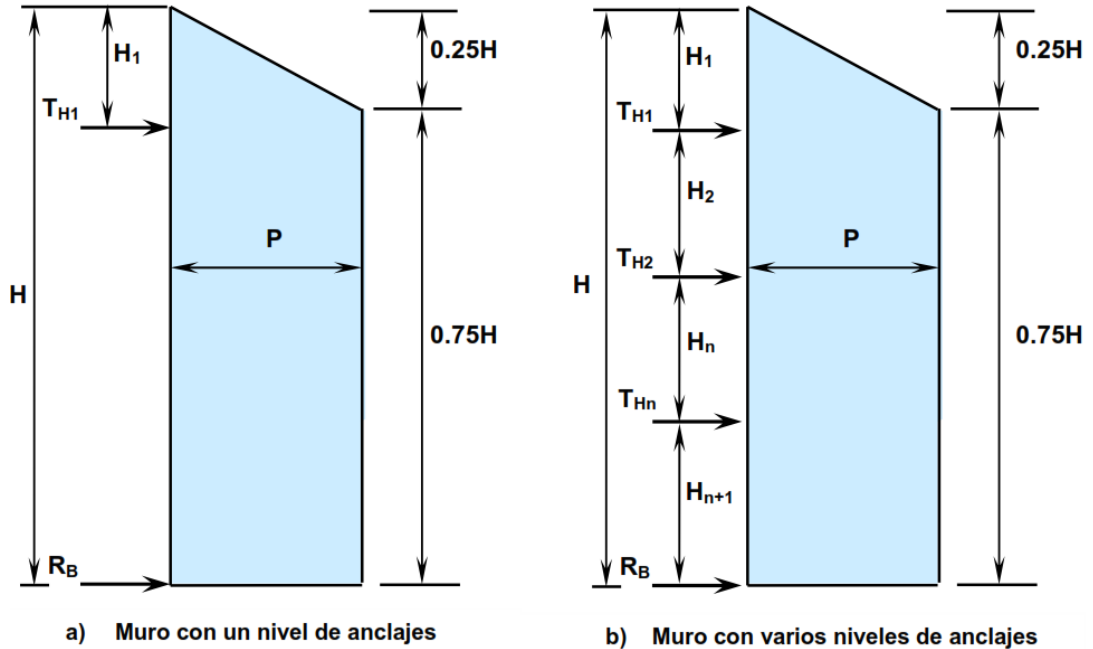
Los muros anclados temporales y permanentes en este tipo de suelos deben resistir las presiones laterales de tierra determinadas por el uso de resistencias al corte no drenadas para condiciones de corto plazo. Aunque los muros anclados de carácter permanente son rara vez construidos en este tipo de suelos, puede ser necesaria la presencia de ellos y para esto se debe considerar también la resistencia drenada al corte, pesos volumétricos efectivos, etc.

Para este tipo de arcillas, el número de estabilidad está determinado por:

$$N_s = \frac{\gamma H}{S_u} > 4 \text{ " Notese que: } S_u = c$$

En la figura 22. Se muestra el diagrama de presión para muros anclados temporales con uno y varios niveles de anclajes en arcillas blandas a medianamente blandas basadas en la resistencia al corte no drenado  $s$  de la arcilla.

**Figura 22. Diagramas de presión aparente para arcillas blandas a medianamente blandas en condición a corto plazo.**



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4

Entonces la presión que estabiliza el corte (P) queda determinada de la siguiente manera:

$$P = \frac{T_L}{0.875H} = \frac{0.875H^2 \left(1 - \frac{4S_U}{\gamma H}\right) \gamma}{0.875H}$$

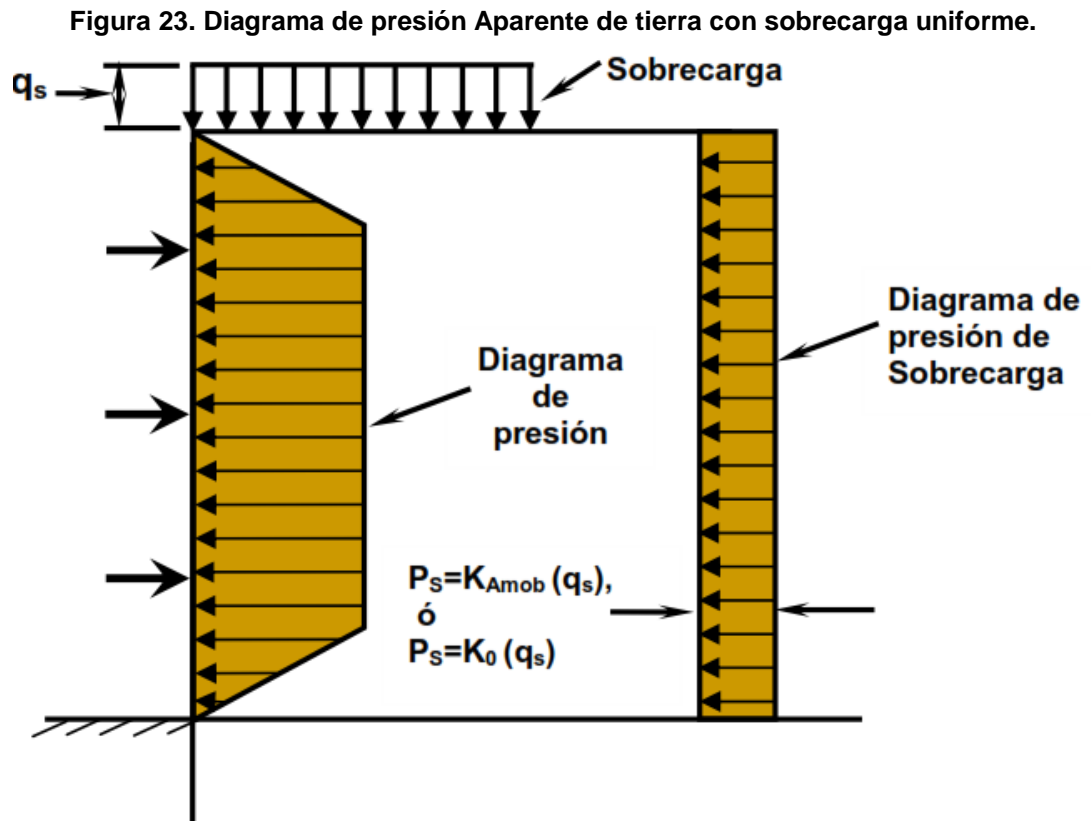
Las fuerzas de los anclajes son determinadas mediante el método de áreas tributarias.

El momento negativo en el anclaje superior se determina haciendo una sumatoria de momentos alrededor de ese punto. La metodología para determinar las fuerzas en los anclajes y los momentos flectores será descrita en las secciones siguientes.

**2.4.1.3 Cálculo de presión por sobrecarga ( $P_s$ ):** La sobrecarga ( $q_s$ ) es multiplicada por el coeficiente  $K$ , como se muestra en la figura 23.

$$P_s = Q_s K$$

Donde  $K$ , es el coeficiente de presión de tierras necesario para convertir la sobrecarga vertical a horizontal y depende del estado del suelo a analizar ( $K_0$ ,  $K_a$  ó  $K_{amob}$ ) que a su vez dependen del factor de seguridad con el que se diseña el sistema.



Fuente: State of the Practice in the Design of Tall, Stiff, and Flexible Tieback Retaining Walls Ralph W. Strom and Robert M. Ebeling December 2001”.

En proyectos donde exista una vía de circulación o superficie de rodamiento e instalaciones de servicios públicos a una distancia equivalente a la mitad de la

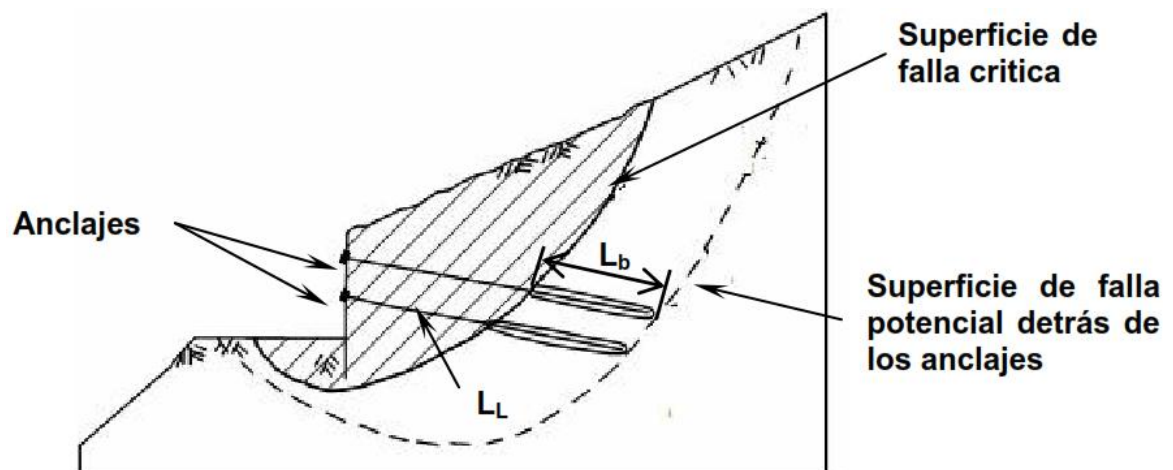
altura del muro, medida horizontalmente sobre la corona del muro, AASTHO recomienda tomar una altura equivalente de suelo de **0.6 m** como sobrecarga. Para otras formas de sobrecargas, refiérase al documento “Strom and Ebeling Diciembre 2001”

#### 2.4.1.4 Diseño de los anclajes

##### ➤ Longitud de las anclas

Debido a requerimientos de estabilidad no es recomendable utilizar anclas con longitudes ( $L$ ) inferiores a **9 m** ni deben exceder los **45 m** (Sabatini y otros, 1999) ya que la eficiencia del anclaje después de **45 m** es reducida y se vuelve antieconómico. La longitud de las anclas está conformada por: la longitud libre ( $LL$ ) y la longitud del bulbo ( $Lb$ ) y deben seleccionarse de tal forma que el bulbo se localice por debajo de la superficie crítica de falla para lograr un factor de seguridad adecuado en el diseño (Figura 24).

Figura 24. Localización de los anclajes en el muro anclado.



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

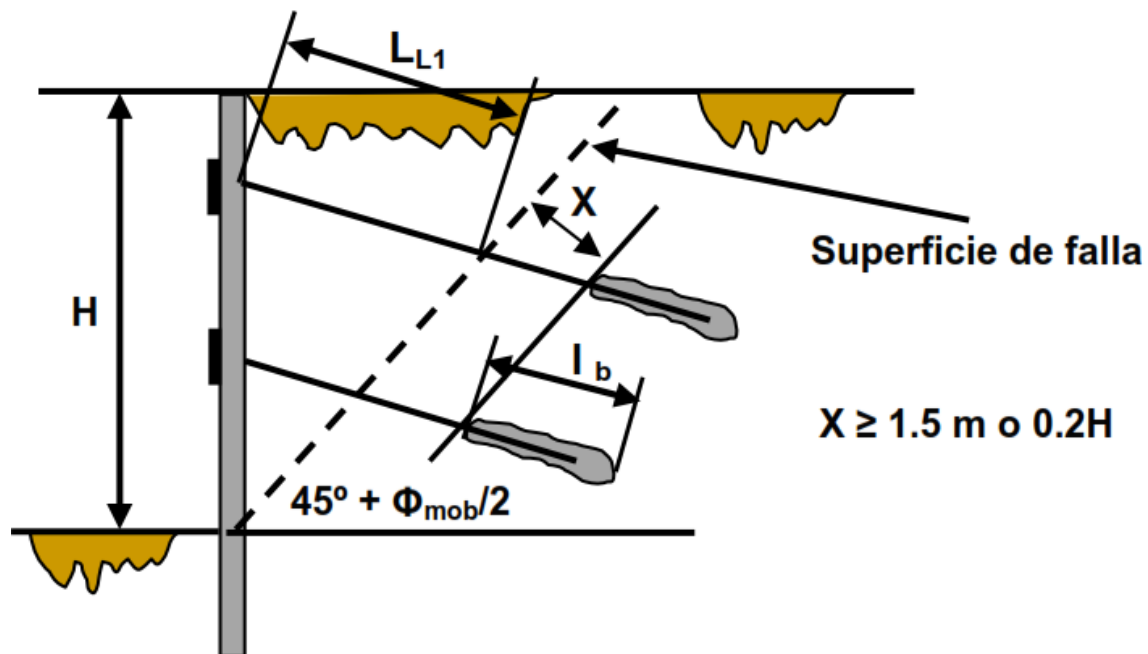
En instalaciones normales de anclajes, especialmente aquellas asociadas con muros de retención, una longitud total de **12.5 m – 21.0 m** es bastante común, con una longitud de bulbo mínima de **6 m**. En este rango, la economía del sistema es

factible. Otra regla que debe tenerse en cuenta, es verificar la distancia vertical desde el punto de entrada del ancla hasta el primer estrato adecuado de suelo. Si esta distancia excede los **30 m**, la viabilidad de un diseño económico del anclaje disminuye. (Ground Anchors and Anchored Structures, Petros P. Xanthakos, 1991).

La longitud del bulbo del anclaje ***l<sub>b</sub>***, es la porción del anclaje que contribuye a la estabilidad del suelo retenido, debe ubicarse detrás de la superficie crítica de falla. Cualquier porción del anclaje que se ubique dentro de la superficie de falla o deslizamiento no podrá contribuir a la estabilidad del corte o excavación. Es por esto que es muy importante identificar y estimar la ubicación de dicha superficie crítica para determinar la longitud libre preliminar, ***L<sub>L1</sub>***, del anclaje (ver figura 2.20).

El proceso aplicado en este capítulo es el propuesto por Rankine, que establece que debe asumirse una superficie crítica de falla que pasa por el fondo de la excavación y forma un ángulo de  **$45^\circ + \phi_{mob}/2$**  con respecto a la horizontal. La longitud del bulbo debe pasar detrás de esta superficie. Posteriormente, Peck recomendaría como medida de seguridad incrementar la longitud libre mínima de los anclajes en una distancia ***X***, que deberá ser la que tenga el mayor valor de **1.5 m** ó ***H/5***, a partir de la ubicación de la superficie de falla, para asegurar que ninguna carga de la zona del bulbo se transfiera hacia la zona libre del anclaje.

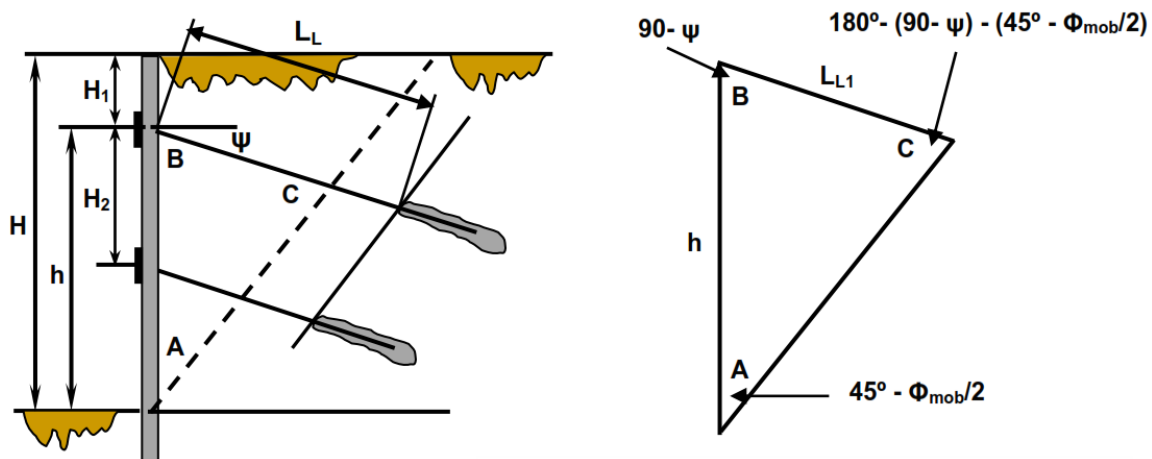
Figura 25. Localización de la superficie de falla crítica según Rankine.



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Para calcular la longitud libre del anclaje se recurre a la geometría del muro. En la figura 26 se muestra el cálculo de la longitud libre del primer anclaje

Figura 26. Cálculo de longitud libre del anclaje.



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

De la figura 26 y por ley de senos tenemos para el primer anclaje:

$$\frac{\text{Longitud Libre } L_{L1}}{\sin\left(45^\circ - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)} = \frac{h}{\sin\left(180^\circ - (90^\circ - \psi) - \left(45^\circ - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)\right)}$$

$\phi_{mob}$  = Ángulo de fricción interna del suelo afectado por un factor de seguridad ( $^\circ$ )

$L_{L1}$  = Longitud libre del anclaje con superficie de falla a  $45^\circ + \phi / 2$  (m)

h = Altura desde base del muro hasta el anclaje en cuestión (m)

$\psi$  = Ángulo de inclinación del anclaje ( $^\circ$ )

Entonces la longitud libre del anclaje tomando en cuenta la consideración de Peck queda de la siguiente manera:

$$L_L = L_{L1} + X$$

De manera similar se realiza para obtener la longitud libre de los demás anclajes.

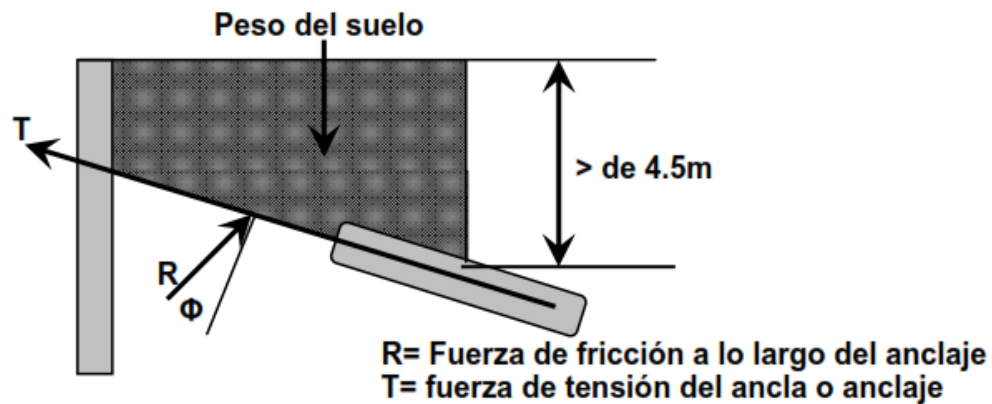
Es importante destacar que cuando se diseñen muros anclados permanentes en arcillas se debe revisar la condición a corto plazo, que representa la condición de resistencia no drenada ( $\phi = 0^\circ$ ) y la de largo plazo, que es la condición drenada ( $\phi \neq 0^\circ$ ), con la particularidad que para calcular la longitud libre de los anclajes, la condición a corto plazo será la que rijas el proceso, dado que el ángulo al cual se ubique la superficie de falla será de  $45^\circ$  porque el ángulo de fricción interna es cero.

En este documento se presentan nomogramas para el cálculo de longitudes libres y longitudes de bulbo para suelos granulares y suelos arcillosos como valores preliminares para el diseño del anclaje.

**2.4.1.5 Angulo de inclinación de las anclas:** Para determinar el ángulo de inclinación de los anclajes se deben tener en cuenta, entre otros, los siguientes criterios:

Es deseable que por encima del bulbo haya como mínimo de **4.5 a 5 m** de sobrecarga de suelo para cables y de **3 a 4 m** para barras. Esta distancia debe ser medida desde el centro del bulbo para lograr una adecuada resistencia del suelo (ver figura 27).

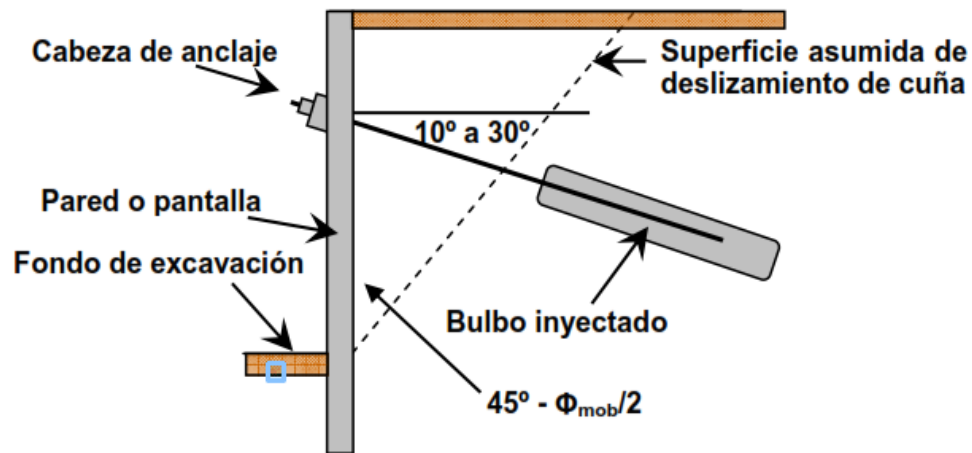
**Figura 27. Sobrecarga mínima sobre hilera superficial de anclajes.**



Fuente: Ground Anchors and Anchored Structures, Petros P. Xanthakos

No es recomendable utilizar anclajes con ángulos superiores a **45°** con la horizontal, ya que se da una ligera disminución en la componente de la capacidad de carga horizontal de la fuerza del anclaje, por lo tanto las fuerzas resistentes del muro pueden disminuir de manera significativa, (Weatherby y Nicholson, 1982). Además, puede darse la penetración o punzonamiento de la pantalla de revestimiento en el estrato de apoyo, a causa del incremento de la componente vertical de la fuerza de anclaje.

Figura 28. Ángulo de inclinación idónea en el muro anclado



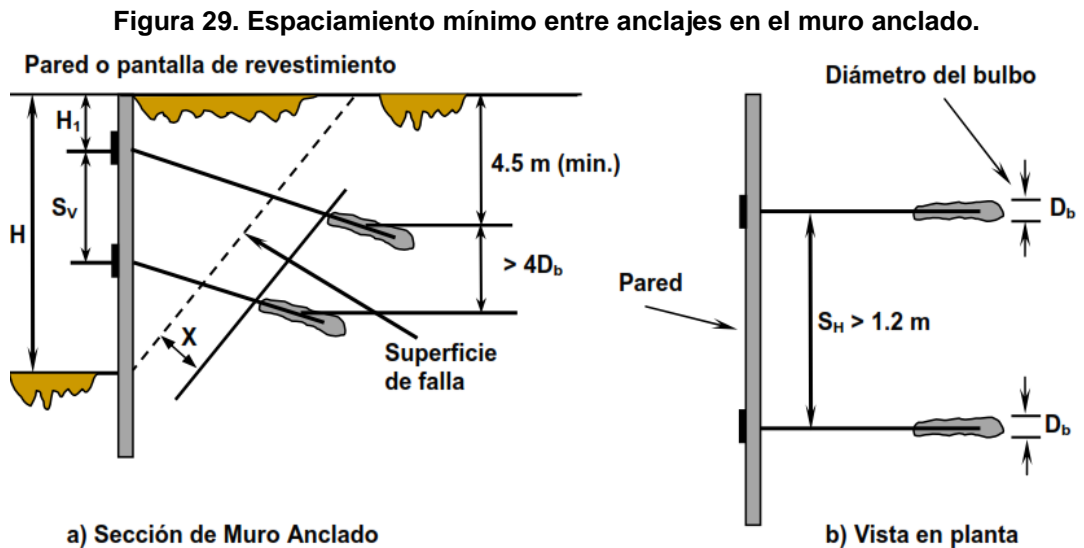
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Por las razones anteriores, se recomienda que los ángulos de inclinación de las anclas con la horizontal,  $\psi$ , varíen de  $10^\circ$  a  $30^\circ$  (ver figura 28), ya que si el ángulo de inclinación es menor de  $10^\circ$ , se requerirán técnicas especiales de inyección del bulbo.

En el caso de que no existan restricciones por derecho de vía, se puede asumir una inclinación de  $15^\circ$ .

**2.4.1.6 Espaciamiento mínimo de las anclas en suelos:** La distancia horizontal y vertical de las anclas en suelos varía en función de requisitos específicos del proyecto y las limitaciones, que pueden incluir: necesidad de un sistema muy rígido (es decir, los anclajes muy próximos entre sí) para controlar los movimientos de la pared lateral, estructuras subterráneas existentes que pueden afectar la posición y la inclinación de los anclajes, además el tipo de elementos de pared vertical seleccionada para el diseño. Estas distancias (separaciones), son por lo general iguales para ambas direcciones.

Con el fin de que no interfieran entre ellos, los bulbos inyectados deben separarse verticalmente una distancia superior a cuatro veces el diámetro efectivo del bulbo,  $D_b$ , considerando que las inclinaciones de los anclajes pueden diferir unas de otras. Dicha separación se muestra en la figura 29 a).



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

La separación vertical entre los anclajes en la pantalla de revestimiento,  $S_v$ , puede ser calculada en función de la altura del voladizo del muro,  $H_1$ , es decir donde se encuentra el primer anclaje, determinando espaciamientos iguales o casi iguales entre los diferentes niveles de anclajes a medida se avanza en la excavación. Con esto se pretende que la distribución de presiones y momentos flectores sea balanceada en toda la altura del muro,  $H$  (Ebeling, Azene y Strom, 2002). En el ejemplo numérico de este capítulo se presenta el cálculo de las separaciones verticales en función de la altura del voladizo, que siempre debe ser menor que el valor calculado con el balance de momentos aunque dicho balance no se conserve.

La distancia horizontal mínima entre los anclajes,  $S_H$ , debe ser mayor de 1.2 m como se muestra en la figura 29 b). Esta distancia garantiza que los efectos de

grupo entre las anclas de tierra adyacentes se reduzcan al mínimo y así se evita la intersección de anclajes debido a las desviaciones de perforación u otros factores.

**2.4.1.7 Diámetro del agujero del anclaje:** Esta parte depende principalmente del tamaño y del tipo de ancla, requerimientos de protección contra la corrosión, procedimientos de perforación y de las condiciones del suelo. Es importante notar, sin embargo, que un rango común para diámetros de agujeros perforados es de **75 mm – 150 mm (3-6 in)**.

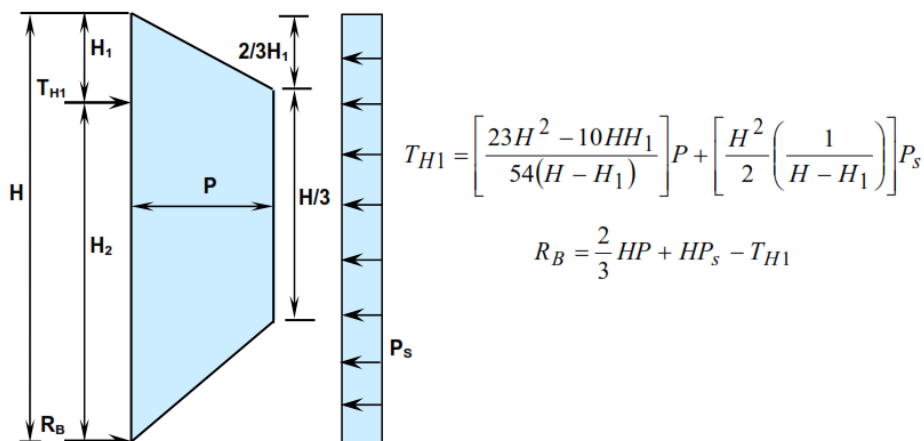
La protección contra la corrosión y el entubamiento del agujero (en algunos casos), influye en la elección del diámetro del agujero. Para una protección simple contra la corrosión, 27 cables pueden ser acomodados en un agujero de 150 mm, pero para doble protección, el mismo número de tiras requerirán un agujero de 200 mm.

#### **2.4.1.8 Determinación de las fuerzas de los anclajes**

##### **Fuerzas de anclajes en suelo granular**

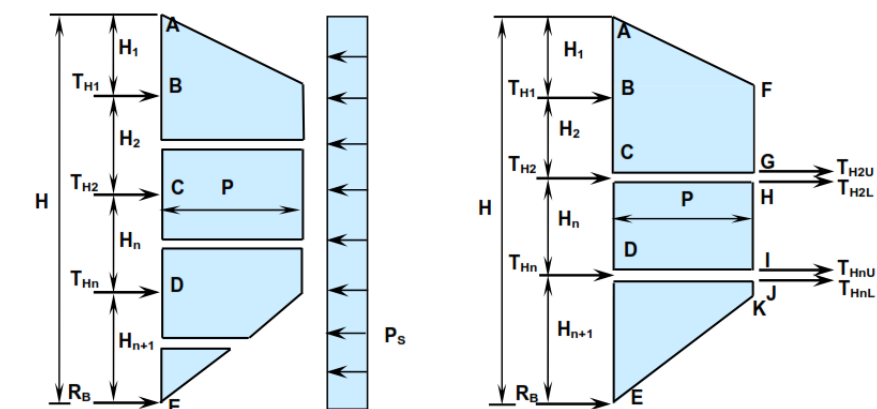
Para un muro con un nivel de anclajes en suelo granular y con sobrecarga ( $q_s$ ) como se muestra en la figura 30, la fuerza en el anclaje y la reacción en la base se calculan de la siguiente manera.

Figura 30. Muro con un nivel de anclajes en suelo granular.



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Figura 31. Métodos para calcular la fuerza de anclaje a diferentes niveles del muro



a) METODO DE AREA TRIBUTARIA

- $T_{H1}$  = Calculada con  $H_1$  y  $H_2/2$
- $T_{H2}$  = Calculada con  $H_2/2$  y  $H_n/2$
- $T_{Hn}$  = Calculada con  $H_n/2$  y  $H_{n+1}/2$
- $R_B$  = Calculada con  $H_{n+1}/2$

b) METODO DE BISAGRAS

- $T_{H1}$  = Calculada como  $\sum M_c = 0$
- $T_{H2U}$  = Presión total de tierras (ABGF) -  $T_{H1}$
- $T_{H2L}$  = Calculada como  $\sum M_D = 0$
- $T_{HnU}$  = Presión total (CDIH) -  $T_{H2L}$
- $T_{HnL}$  = Calculada como  $\sum M_E = 0$
- $R_B$  = Presión total -  $T_{H1}$  -  $T_{H2}$  -  $T_{Hn}$
- $T_{H2}$  =  $T_{H2U} + T_{H2L}$
- $T_{Hn}$  =  $T_{HnU} + T_{HnL}$

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Las fuerzas de anclaje en el suelo para aplicaciones de muros anclados que tengan más de un nivel de anclajes pueden estimarse a partir de las envolventes de presión aparentes de tierra, elaborados por Terzaghi y Peck. Los métodos más

utilizados son el método de áreas tributarias y el método de la bisagra o rótula, los cuales se desarrollaron para permitir realizar manualmente los cálculos de los sistemas estáticamente indeterminados (ver figura 31). Ambos métodos, cuando se utiliza con los correspondientes diagramas de presión de tierra, proporcionan estimaciones razonables de las cargas de anclaje al suelo y momentos de flexión en la pared o pantalla de revestimiento para los sistemas anclados construidos en suelos competentes. En este capítulo se hace énfasis en el método de áreas tributarias por que representa mayor simplicidad en los cálculos.

Las fórmulas utilizadas para el cálculo de las componentes horizontales de las fuerzas de anclajes de los diagramas de presión aparente, incluyendo sobrecarga uniforme con el método de áreas tributarias son las siguientes:

$$T_{H1} = \left[ \left( \frac{2}{3} \right) H_1 + \left( \frac{1}{2} \right) H_2 \right] P + \left( H_1 + \frac{H_2}{2} \right) P_S$$

$$T_{H2} = \left[ \left( \frac{1}{2} \right) H_2 + \left( \frac{1}{2} \right) H_n \right] P + \left( \frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) P_S$$

$$T_{Hn} = \left[ \left( \frac{1}{2} \right) H_n + \left( \frac{23}{48} \right) H_{n+1} \right] P + \left( \frac{H_n}{2} + \frac{H_{n+1}}{2} \right) P_S$$

Y la fuerza de reacción en la base del muro se calcula como:

$$R_B = \left[ \left( \frac{3}{16} \right) H_{n+1} \right] P + \left( \frac{H_{n+1}}{2} \right) P_S$$

En algunos casos, los muros construidos en materiales competentes, una fuerza de reacción,  $R_B$ , se asume que es soportada por la resistencia pasiva, si este es empotrado lo suficiente para generar dicha resistencia. En este caso, el anclaje inferior soporta la carga del área tributaria del diagrama aparente de presión y la fuerza de reacción es equivalente a la carga del diagrama desde la base de la

excavación hasta la mitad de la altura entre la base y el anclaje inferior. Para los muros que penetran en los materiales débiles, puede que no desarrollen una resistencia pasiva suficiente por debajo de la base de la excavación para resistir la fuerza de reacción. En este caso, el anclaje más bajo debe ser diseñado para soportar la carga descrita antes del diagrama de presiones y también debe absorber el valor de la carga de reacción en la base.

Fuerzas de anclajes en arcillas de consistencias rígidas a duras.

Las fuerzas en los anclajes obtenidas de los diagramas de presión para suelos granulares son los mismos para suelos arcillosos rígidos o duros, por lo tanto se debe remitir a ellas.

**Fuerzas de anclajes en arcillas de consistencias blandas a medianamente blandas.**

Para un muro con un solo nivel de anclajes y con una sobrecarga ( $P_S$ ) tenemos:

$$TH_1 = \frac{7}{8}PH - \frac{1}{2}PH_2 + P_S \left( H - \frac{1}{2}H_2 \right)$$

$$R_B = \frac{1}{2}PH_2 + \frac{1}{2}P_S(H_2)$$

Por otra parte, para un muro con varios niveles de anclajes y con la presencia de sobrecarga, las fuerzas en los anclajes se evalúan de la siguiente manera:

$$TH_1 = \frac{7}{8}PH - \frac{1}{2}PH_2 + P_S \left( H - \frac{1}{2}H_2 \right)$$

$$TH_2 = \frac{1}{2}PH_2 - \frac{1}{2}PH_n + \frac{1}{2}P_S(H_2 + H_n)$$

$$TH_n = \frac{1}{2}PH_n - \frac{1}{2}PH_{n+1} + \frac{1}{2}P_S(H_n + H_{n+1})$$

$$R_B = \frac{1}{2}PH_n + \frac{1}{2}P_S H_{n+1}$$

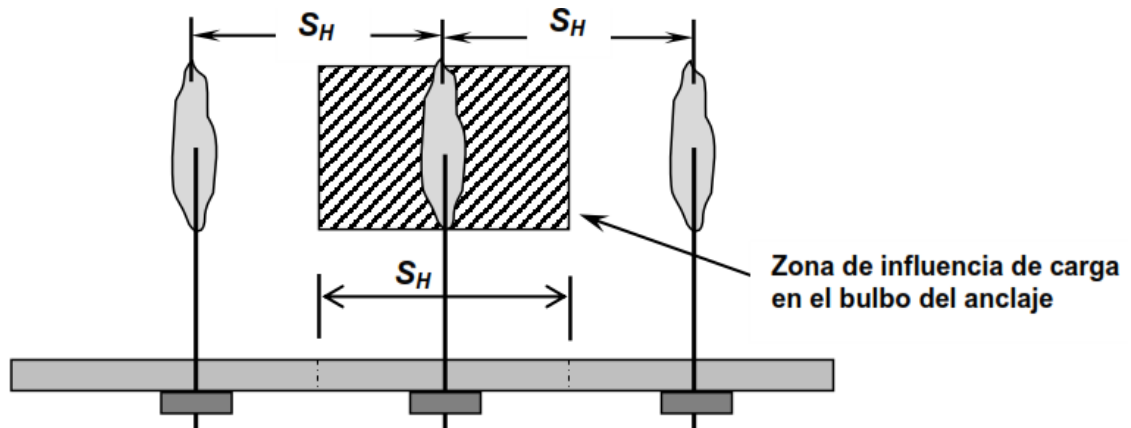
Los valores calculados utilizando las figuras 2.24 y 2.25 para las cargas de anclaje, son las componentes horizontales de la carga de anclaje por unidad de ancho de la pared.

$T_H$ . Por lo tanto, la carga de anclaje,  $T_D$  para el diseño de la zona del bulbo en el anclaje (es decir, la fuerza de diseño) se calcula como:

$$T_D = \frac{T_H * S_H}{\cos \psi}$$

Donde  $S_H$  es la distancia horizontal entre los anclajes (igual para todos los anclajes) adyacentes y  $\psi$  es el ángulo de inclinación del anclaje con respecto a la horizontal, ver Figura 32.

**Figura 32. Separación horizontal de los anclajes y zona de influencia de carga del anclaje.**



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

La componente vertical de la fuerza del anclaje,  **$T_V$**  se calcula de la siguiente manera:

$$T_V = T_D \sin \psi$$

Dónde:

$T_V$  = Componente de diseño vertical de la carga del anclaje (KN)

$T_D$  = Carga de diseño del anclaje (KN)

➤ **Calculo de longitud de bulbo de inyección.**

El primer paso para estimar la longitud de bulbo es encontrar la máxima carga permisible del ancla considerando la longitud máxima de bulbo que es de 12 m en suelos y de 10 m en rocas, luego verificar que la carga de diseño sea menor que la carga máxima permisible para encontrar la longitud mínima o necesaria del bulbo utilizando la carga de diseño. Las longitudes de bulbo en lugares con mayores restricciones de derecho de vía, pueden ser iguales a la distancia a partir del final de la longitud libre hasta 0.60 m dentro de la línea de derecho de vía.

**Longitud de bulbo para anclajes en suelo**

Para anclajes en suelo, el rango de longitud de bulbo varía de 4.5 m a 12 m y para propósitos de diseño preliminar, la capacidad de carga última transferida por el bulbo hacia el suelo puede ser obtenida de la tabla 3.2 cuyos valores toman en cuenta la adherencia y fricción del suelo. Estos valores consideran los siguientes aspectos:

- El valor de “N” del ensayo SPT.
- Un diámetro pequeño de agujero perforado (10 a 15 cm).
- Un anclaje común de eje recto cuya lechada es inyectada por gravedad o presiones pequeñas

**Tabla 3. Capacidad de carga última de transferencia entre el bulbo y el suelo**

TIPO DE SUELO	DENSIDAD RELATIVA (SPT)	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (KN/m)
Arena y Grava	Suelta (5-10)	145
	Media (10-30)	220
	Densa (30-50)	290
Arena	Suelta (5-10)	100
	Media (10-30)	145
	Densa (30-50)	190
Arena y Limos	Suelta (5-10)	70
	Media (10-30)	100
	Densa (30-50)	130
Mezcla de Arena y Arcilla de baja plasticidad	Dura (30-60)	30
	Muy Dura (>60)	60

Fuente: Sabatini y otros, 1998

La carga máxima de diseño permisible para el anclaje en un suelo puede determinarse multiplicando la longitud del bulbo por la capacidad de carga última de transferencia y luego dividirlo por un factor de seguridad de 2.0 ó mayor (Sabatini y otros, 1998):

$$T_{Max} = \frac{L_b Q_u}{FS} \Rightarrow L_b = \frac{T_{Max} FS}{Q_u}$$

Dónde:

$Q_u$  = Capacidad de carga Última de transferencia del Bulbo del anclaje(KN/m)

$T_{Max}$  = Carga Máxima de diseño(KN)

$L_b$  = Longitud del Bulbo de anclaje (m)

$FS$  = Factor de Seguridad

### Longitud de bulbo para anclajes en rocas

Para anclajes en rocas, el rango más común para la longitud del bulbo varía de 3m a 10m. La capacidad de carga última transferida del bulbo hacia la roca competente (es decir, no existen planos de discontinuidad o de debilidad, a lo largo de la cual se puedan producir roturas) puede ser obtenida de la tabla 3.3. La calidad de la roca para propósitos de ingeniería (particularmente para propósitos de resistencia) puede ser estimada mediante la recuperación de núcleos, tipo de roca, el RQD (Índice de la calidad de la roca), la orientación y frecuencia de las discontinuidades. Algunos ensayos que se realizan para determinar la masa rocosa son: Clasificación de la masa rocosa (ASTM D 5878-00), esfuerzo a la compresión no confinada de la roca (ASTM D 2938-95), corte directo de la roca (ASTM D 5607-95) y el ensayo triaxial de la roca (ASTM D 2664-95a).

La carga máxima de diseño permisible para el anclaje en un suelo puede determinarse multiplicando la longitud del bulbo por la capacidad de carga última de transferencia y luego dividirlo por un factor de seguridad de 2.0 (Sabatini y otros, 1998), excepto para pizarras de arcillas que debe considerarse con un factor de seguridad de 3.0 por su baja capacidad de transferencia de carga. Estos altos valores del factor de seguridad son para asegurarse de cubrir las incertidumbres que están asociadas con discontinuidades potenciales en la masa rocosa, como juntas o fisuras.

**Tabla 4. Capacidad de carga última de transferencia entre el bulbo y la roca**

TIPO DE ROCA	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (KN/m)
GRANITO O BASALTO	730
CALIZA DOLOMÍTICA	580
CALIZA SUAVE	440
ARENISCA	440
PIZARRAS DURAS	360
PIZARRAS SUAVES	150

Fuente: Sabatini y otros, 1998

Entonces una vez calculada la longitud del bulbo, ya sea en suelo o en estratos rocosos, se determina la longitud total del anclaje, que está conformada por la longitud libre,  $L_L$  y la longitud del bulbo adherente,  $L_b$ , respectivamente

$$L_T = L_L + L_b$$

Estas longitudes de bulbo deben ser comparados con las ecuaciones de capacidad última de los anclajes,  $P$  presentados por Weatherby. En donde dicho valor debe ser considerado como la carga de diseño,  $T_u$ , multiplicada por un factor de seguridad ( $FS = 2.0$ )

## 2.4.2 Diseño estructural.

**2.4.2.1 Diseño de barras, cables o torones.** Se diseñan considerando que soportan la totalidad de la fuerza de tensión. Dicha fuerza se reparte entre el área de sección transversal total del conjunto de barras, cables o torones.

El área de acero se obtiene con:

$$T_D \leq 0.6f_{pu}A_s * 100$$

En donde:

$A_s$  = Área de la sección transversal de la barra de acero del anclaje ( $m^2$ )

$T_D$  = Carga de diseño de anclaje(KN)

$f_{pu}$  = Resistencia Mínima a la tensión especificada de presfuerzo del acero (MPa)

En la ecuación anterior, la carga de diseño no excederá 60 por ciento de la resistencia mínima a la tensión,  $f_{pu}$ , especificada de presfuerzo del acero. En estos

cálculos debetenerse en cuenta la acción de los agentes corrosivos que atacan el acero. Asimismo debe preverse la instalación de las fundas protectoras, pinturas etc. Esto con el fin de evitar posibles problemas con el diámetro total del anclaje y el diámetro de perforación.

En las tablas 5 y 6, se muestran las características de las barras y torones, respectivamente. Dichos torones tienen un diámetro de 0.6 pulgadas (15 mm) y están formados por cables de siete hilos, respectivamente.

**Tabla 5. Características de barras de acero corrugadas**

GRADO	DIÁMETRO NOMINAL	ESFUERZO ÚLTIMO ( $F_{PU}$ )	ÁREA NOMINAL ( $A_{PS}$ )	RESISTENCIA ( $F_{PS}$ )	FUERZA DE PRESFUERZO ( $F_{PS}$ )		
					$0.8f_{pu} A_{ps}$	$0.7f_{pu} A_{ps}$	$0.6f_{pu} A_{ps}$
(Ksi)	(in)	(Ksi)	(in <sup>2</sup> )	(Kips)	(Kips)	(Kips)	(Kips)
150	1	150	0.85	127.5	102	89.3	76.5
	1-¼	150	1.25	187.5	150	131.3	112.5
	1-¾	150	1.58	237	189.6	165.9	142.2
	1-¾	150	2.66	400	320	280.0	240.0
	2-½	150	5.19	778	622.4	435.7	466.8
160	1	160	0.85	136	108.8	95.2	81.6
	1-¼	160	1.25	200	160	140	120
	1-¾	160	1.58	252.8	202.3	177	151.7
(Ksi)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)
150	26	1035	548	568	454	398	341
	32	1035	806	835	668	585	501
	36	1035	1019	1055	844	739	633
	45	1035	1716	1779	1423	1246	1068
	64	1035	3348	3461	2769	2423	2077
160	26	1104	548	605	484	424	363
	32	1104	806	890	712	623	534
	36	1104	1019	1125	900	788	675

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4)

**Tabla 6 Propiedades de cables de acero de diametro 15 mm (astm a-416, grado 270 (1860 MPa));**

NUM	ÁREA NOMINAL		RESISTENCIA		FUERZA DE PRESFUERZO					
	(in <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	(Kips)	(kN)	0.8f <sub>pu</sub> A <sub>ps</sub>		0.7f <sub>pu</sub> A <sub>ps</sub>		0.6f <sub>pu</sub> A <sub>ps</sub>	
	(in <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)
1	0.217	140	58.6	260.7	46.9	209	41.0	182	35.2	156
3	0.651	420	175.8	782.1	140.6	626	123.1	547	105.5	469
4	0.868	560	234.4	1043	187.5	834	164.1	730	140.6	626
5	1.085	700	293.0	1304	234.4	1043	205.1	912	175.8	782
7	1.519	980	410.2	1825	328.2	1460	287.1	1277	246.1	1095
9	1.953	1260	527.4	2346	421.9	1877	369.2	1642	316.4	1408
12	2.604	1680	703.2	3128	562.6	2503	492.2	2190	421.9	1877
15	3.255	2100	879.0	3911	703.2	3128	615.3	2737	527.4	2346
19	4.123	2660	1113.4	4953	890.7	3963	779.4	3467	668.0	2972

Fuente. Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4)

En la tabla 6, se reduce o se limita la carga temporal (de prueba) a una fracción del límite de carga, esto garantiza la fuerza de tracción adecuada. El Código ACI, por ejemplo, especifica la carga temporal máxima en 80% del esfuerzo último, fpu. Para la prueba o práctica de presfuerzo “Lock-Off” o de transmisión de carga específica un 70% de fpu es bastante adecuada.

Recientemente, algunos ingenieros han reconocido la necesidad de un diseño más conservador para ciertos proyectos. Así, de acuerdo a esta necesidad, 0.625f es el esfuerzo de trabajo para tendones de acero en instalaciones temporales, mientras que para los anclajes de carácter permanente del esfuerzo de trabajo 0.5f es ahora reconocido para efectos de diseño. Así, el factor de seguridad contra la falla de tracción del tendón de acero es de 1.6 para anclajes de carácter temporal y el 2.0 para los anclajes permanentes. Las recomendaciones anteriores se utilizan en situaciones muy críticas.

#### ➤ **Estimación de presfuerzo inicial en anclajes**

La fuerza de presfuerzo no es constante, sino que decrece con el tiempo, debido a causas diversas. La mayoría de las pérdidas de tensión se producen rápidamente al principio, luego decrecen progresivamente acercándose asintóticamente a un valor límite. La fuerza de presfuerzo inicial es la fuerza que existe inmediatamente

después de la transmisión de la carga desde los gatos hidráulicos al concreto del bulbo de anclaje, y es inferior a la fuerza ejercida por los gatos debido a las pérdidas por rozamiento y al deslizamiento del cable en el anclaje. La fuerza de presfuerzo final (representada por el 100% de la fuerza de diseño) es la que se obtiene una vez que han ocurrido todas las pérdidas, incluidas las que dependen del tiempo, como flujo plástico en el suelo, flujo plástico en los componentes del anclaje y la relajación del acero.

➤ **Cálculo de la adherencia entre tendón y lechada**

La resistencia a cortante entre el tendón y la lechada del bulbo, es proporcionada por dos fuerzas que interactúan entre sí, estas son la fuerza de adherencia y la fuerza de fricción que actúan a lo largo de la longitud del bulbo, proporcionando la mayor resistencia la fuerza de adherencia.

Para el concreto reforzado (lechada y barra corrugada), la tensión de adherencia, **u**, se calcula, suponiendo una distribución uniforme a lo largo de la longitud del bulbo, de la siguiente expresión:

$$u = \frac{f_s A_s}{P_e l_b} = \frac{T_D}{P_e l_b}$$

**f<sub>s</sub>** = Esfuerzo actuante de tensión en la barra de acero (MPa)

**A<sub>s</sub>** = Área nominal de la barra de acero del tendón (m<sup>2</sup>)

**l<sub>b</sub>** = Longitud del bulbo del anclaje (m)

**P<sub>e</sub>** = Perímetro nominal de la barra (m)

**T<sub>D</sub>** = Fuerza de diseño actuante en la barra (KN)

Losas, vigas, muros y otros elementos estructurales diseñados adecuadamente para la flexión y la tensión generalmente se consideran satisfactorios en la unión.

Ocasionalmente, sin embargo, las uniones deben comprobarse para que cumpla con los valores máximos admisibles. La American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), por ejemplo, establece que la tensión de adherencia máxima no debe exceder el valor dado por la siguiente expresión, ni mayor de 500 psi. O (3.5N/mm<sup>2</sup>):

$$u_{max} = \frac{0.01012\sqrt{f'_c}}{d_v}$$

Donde:

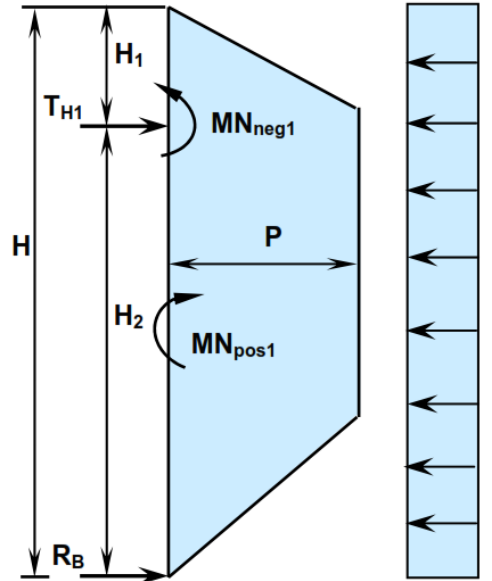
$u_{max}$  = Fuerza de adherencia Máxima

$d_v$  = Diametro nominal de la barra del tendón (m)

$f'_c$  = Resistencia a la compresion simple del concreto (MPa).

**2.4.2.2 Diseño de la pantalla de revestimiento:** Las pantallas de revestimiento de los muros anclados están diseñadas para resistir cargas laterales, como resultado de las envolventes de presión aparente de tierras, incluyendo las fuerzas de sobrecargas, las fuerzas del agua y las fuerzas sísmicas. Además de las fuerzas antes mencionadas, se encuentran las fuerzas de reacción de los anclajes, por lo cual debe ser diseñada para resistir momentos flexionantes y fuerzas de punzonamiento. Según los diagramas aparentes de presión de tierras y por el método de áreas tributarias, para suelo granular, la distribución de momentos en un muro anclado con una sobrecarga y un solo nivel de anclaje se observa en la figura 33

Figura 33. Momentos en muro con un nivel de anclajes.



Fuente: Simplified Procedures For Design Of Tall, Stiff Tieback Walls, Strom, Ebeling, 2002..

En donde el momento del voladizo a la altura del primer anclaje se calcula de la siguiente manera:

$$MN_{neg1} = \frac{13}{54} H_1^2 P + \frac{1}{2} H_1^2 P_s$$

La ubicación del punto en donde el cortante es cero se calcula despejando la variable x de la siguiente expresión:

$$R_B - \frac{3}{4} \frac{Px^2}{4(H - H_1)} - xP_s = 0$$

Entonces el momento máximo en el tramo inferior al anclaje es:

$$MN_{pos1} = R_{Bx} - \frac{PX^3}{4(H - H_1)} - \frac{1}{2} X^2 P_s$$

En donde:

$MN_{neg1}$  = Momento nominal negativo o del voladizo del muro (KN-m/m)

$MN_{pos1}$  = Momento nominal positivo máximo del muro (KN-m/m)

$H_1$  = Altura del primer nivel del anclaje (m)

$P$  = Presión que estabiliza el corte (KN/m<sup>2</sup>)

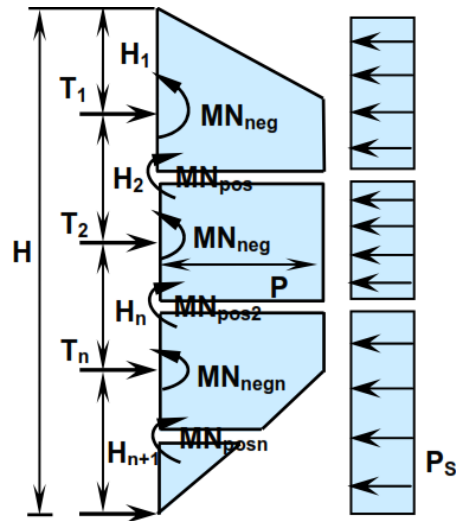
$X$  = Ubicación del punto de fuerza cortante 0 (m)

$P_s$  = Presión sobrecarga (KN/m<sup>2</sup>)

$R_B$  = Reacción en la base (KN/m)

Cuando existe más de un nivel de anclajes en un muro anclado en un suelo granular con sobrecarga (figura 34), la distribución de momentos queda de la siguiente manera:

Figura 34. Momentos en muro con varios niveles de anclajes.



Fuente: Simplified Procedures For Design Of Tall, Stiff Tieback Walls, Strom, Ebeling, 2002.

El momento negativo en presencia de sobrecarga se calcula de la siguiente manera:

$$MN_{neg1} = \frac{13}{54} H_1^2 P + \frac{1}{2} H_1^2 P_2$$

Se recomienda que si existe mas de tres niveles de anclajes o espaciamientos se debe usar como momento máximo  $1/10 PH_T^2$ . Entonces, aplicando tambien la sobrecarga tenemos:

$$MN_{pos1} = \left(\frac{1}{10}\right) H_2^2 (P + P_s)$$

$$MN_{pos2} = \left(\frac{1}{10}\right) H_n^2 (P + P_s)$$

$$MN_{posn} = \left(\frac{1}{10}\right) H_{n+1}^2 (P + P_s)$$

Para los momentos negativos en los puntos donde están ubicados los anclajes (con excepción del primero) debe colocarse el mayor de los momentos que actúan en el tramo superior e inferior a dichos puntos. Por ejemplo, para MNneg2 se debe utilizar MNpos1 ó MNpos2, el que sea mayor. Cuando no exista sobrecarga, entonces el valor de  $P_s$  es cero. Para el cálculo de los momentos en suelos con arcillas rígidas o duras se sigue el mismo proceso que para los suelos granulares, el cual se estableció anteriormente.

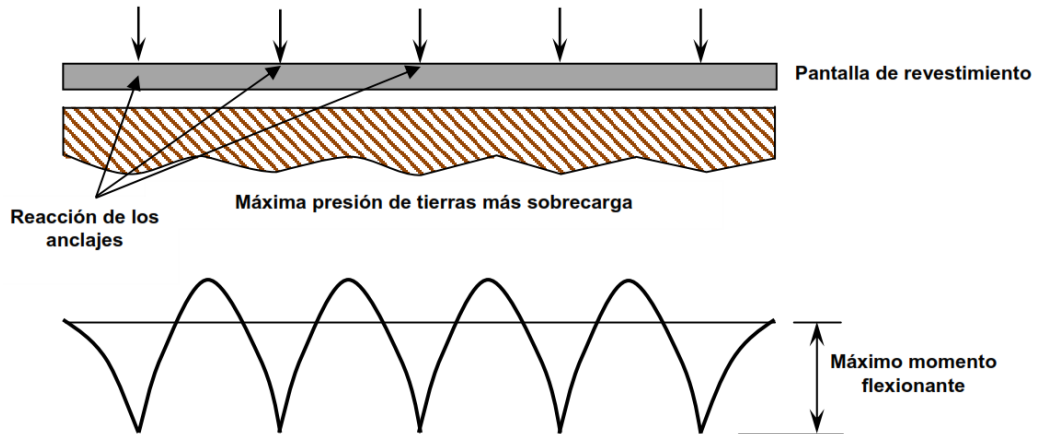
En cuanto a suelos con arcillas blandas o medianamente blandas, para el diseño de la pantalla de revestimiento de los muros anclados, tenemos que el momento negativo en el punto donde está ubicado el primer anclaje es el mismo tanto para muros con un solo nivel de anclaje como para muros con varios niveles de anclajes y se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$MN_{neg1} = \frac{37}{96} PH^2 - \frac{7}{8} PHH_2 + \frac{1}{2} PH_2^2 + \frac{1}{2} P_s (H - H_2)^2$$

Una vez determinados todos los momentos negativos, se debe comparar si los que han sido calculados en la condición de reposo son mayores que los calculados en condición sísmica, para diseñar la pantalla con el mayor de éstos.

En la figura 35 se muestra un diagrama con las reacciones y los momentos flexionantes de la pantalla de revestimiento.

**Figura 35. Reacciones y momentos flexionantes en la pantalla de revestimiento.**



Fuente: Methods Used in Tieback Wall Design and Construction To Prevent Local Anchor Failure, Strom, Ebeling, 2002.

El mayor de los momentos nominales en ambas direcciones deben ser mayorizados con la siguiente ecuación:

$$M_u = \Gamma_{EH} MN = \phi_f MN$$

Según la sección 3.4.1 de la AASHTO LRFD, el factor de mayoración  $\Gamma_{EH}$  para cargas horizontales de presión de tierras calculadas en condiciones activas tiene un valor de 1.5, mientras que para la condición en reposo es 1.35. Mientras que para la condición de sismo los valores de los factores de carga son:  $\Gamma_{EH} = 1.50$  y  $\Gamma_{EQ} = 1.00$  y el factor de reducción de momentos ( $\phi_f$ ) debe considerarse como 0.9 para flexión.

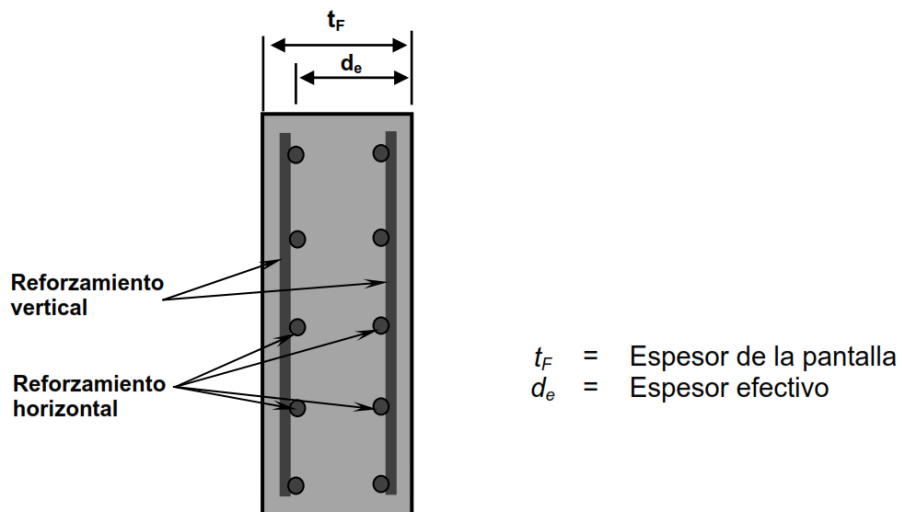
De la ecuación anterior, tenemos:

$$M_u = \phi_f \omega f'_c (1 - 59\omega) b d_e^2 \Rightarrow \omega = \frac{\rho f_y}{f'_c}$$

- P = Porcentaje de área de acero de refuerzo
- $f'_c$  = Resistencia a la compresión simple del concreto en (MPa)
- $f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)
- $d_e$  = Peralte efectivo (m)
- b = Ancho de la franja de análisis (1m)
- $\omega$  = Cuantía de acero de refuerzo.

La distancia  $d_e$  es el peralte efectivo de la pantalla, que generalmente se considera como la diferencia del espesor total,  $t_f$  y el recubrimiento de concreto recomendado, que puede ser 7.5cm o 5 cm, si está en contacto con el suelo o no, respectivamente.

**Figura 36. Espesor total y espesor efectivo de la pantalla de revestimiento**



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Luego se procede a calcular el área de acero requerido ( $A_{s req}$ ) por metro de muro (ver ecuación siguiente). Esta debe ser espaciada con una separación (S) adecuada, de tal manera que se acomode a las condiciones constructivas y la cual debe ser calculada con la siguiente ecuación:

$$A_{s req} = \rho b d_e \Rightarrow s = \frac{A_v(b)}{A_{s req}}$$

Donde:

$A_v$  = Área de las barras de refuerzo corrugadas en  $\text{cm}^2$

b = Ancho de la franja de análisis (100 cm)

**Tabla 7. Dimensiones nominales de las barras de acero de refuerzo**

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Área $\text{mm}^2$	Perímetro mm	
No. 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
No. 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
No. 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
No. 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
No. 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
No. 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
No. 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
No. 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
No. 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
No. 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
No. 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
No. 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

Nota: El No. de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia

Fuente: NSR 10 Título C

La separación libre entre varillas paralelas de un lecho no debe ser menor de 2.5 cm, ni menor que el diámetro nominal de la varilla  $d$  ó 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso. Por el otro lado, la separación máxima del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor de la losa, ni 30 cm. Además el porcentaje de refuerzo máximo debe tomarse como:

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b \Rightarrow \rho_b = \left( \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$\beta_1$  debe tomarse como 0.85 para resistencias a la compresión  $f'_c$  hasta de 28 MPa (280 kg/cm<sup>2</sup>). Para resistencias superiores a 28 MPa  $\beta_1$  se disminuirá a razón de 0.05 por cada 7 MPa por arriba de 28MPa, sin embargo  $\beta_1$  no debe ser menor de 0.65.

**2.4.2.3 Diseño de los sistemas de protección contra la corrosión:** Los sistemas de protección consisten en la combinación de componentes que proveen una barrera inquebrantable a cada parte del tendón y en las transiciones entre ellas.

Los componentes de acero del ancla incluyen: la cabeza de ancla, la placa de soporte, la trompeta, el acero de pre-esfuerzo y acopladores (donde sea usado). Los componentes del sistema de protección de corrosión incluyen: (1) para el anclaje, una cubierta de concreto, una trompeta y compuestos o lechada de grout que inhiben la corrosión; (2) para la longitud libre, lechada y una vaina llena de algún compuesto o lechada que se encargue de inhibir la corrosión; y (3) para la longitud del bulbo, lechada y encapsulaciones con centralizadores y/o cubiertas de materiales epóxicos.

Estos componentes son aplicables tanto para la barra como para los tendones de cables. Mas adelante se describe de forma breve estos componentes. Se han especificado tres niveles de protección contra la corrosión para anclas de tierra.

En orden descendente, estos niveles son: Protección de Clase I, Protección de Clase II y sin protección (Clase III). Para el anclaje y la longitud libre, las protecciones Clase I y II asumen que existen condiciones de tierra agresivas y requieren que múltiples barreras o capas se coloquen en el tendón. Para la longitud de bulbo, la protección Clase I asume que existen condiciones agresivas y

debido a eso provee múltiples capas protectoras, mientras que la protección de Clase II proporciona sólo una capa de protección. Los tendones protegidos por los sistemas de la Clase I y la Clase II también son conocidos como tendones encapsulados y tendones protegidos por lechada (Grout), respectivamente. No se requiere ninguna protección contra la corrosión en condiciones que se consideran no agresivas para anclas usadas en muros de retención temporales para excavaciones.

## **COMPONENTES DE LOS SISTEMAS DE PROTECCION CONTRA LA CORROSION.**

- **Cubiertas de anclaje:** Las cubiertas de anclaje protegen la cabeza del ancla y el acero de refuerzo expuesto de la corrosión y otros daños y son fabricadas de acero o de plástico.
- **Trompeta:** La trompeta protege la parte de atrás de la placa de soporte y el acero de preesfuerzo en la transición del anclaje a la longitud libre y es fabricada de tubo de PVC o de acero.
- **Compuestos que inhiben la corrosión:** Estos compuestos protegen los componentes de acero del anclaje y la longitud libre, no se endurecen e incluyen grasas y ceras especiales.
- **Lechada o grout:** La lechada protege el acero de pre-esfuerzo, la longitud libre y la longitud del bulbo y puede ser a base de cemento o de resinas compuestas de otros materiales. Las lechadas también son usadas para rellenar vainas protectoras, encapsulaciones, cubiertas y trompetas.
- **Vainas:** Estas pueden ser de tubo plástico liso o corrugado, solamente de tubo liso, o de tubería extruida y es comúnmente usada para proteger el acero de pre-esfuerzo en la longitud libre del anclaje. Los anclajes de hilos o cables individuales de acero contienen comúnmente compuestos que inhiben la corrosión y que pueden ser halados o extruidos. Una funda cubre todo elemento de pre-esfuerzo del tendón y es halado o llenado con grout.

- **Mangas Protectoras:** Estas mangas principalmente son usadas para proteger los acopladores que unen o conectan las longitudes de la barra de pre-esfuerzo y las vainas para los tendones.
- **Encapsulaciones:** Son tubos corrugados de plástico que protegen el acero del tendón en el bulbo de grout.
- **Centralizadores:** Los centralizadores comúnmente son hechos de acero o de plástico y son usados para apoyar el tendón en el agujero perforado o dentro de una capsula de modo que proporcione una cubierta de lechada mínima alrededor del tendón.

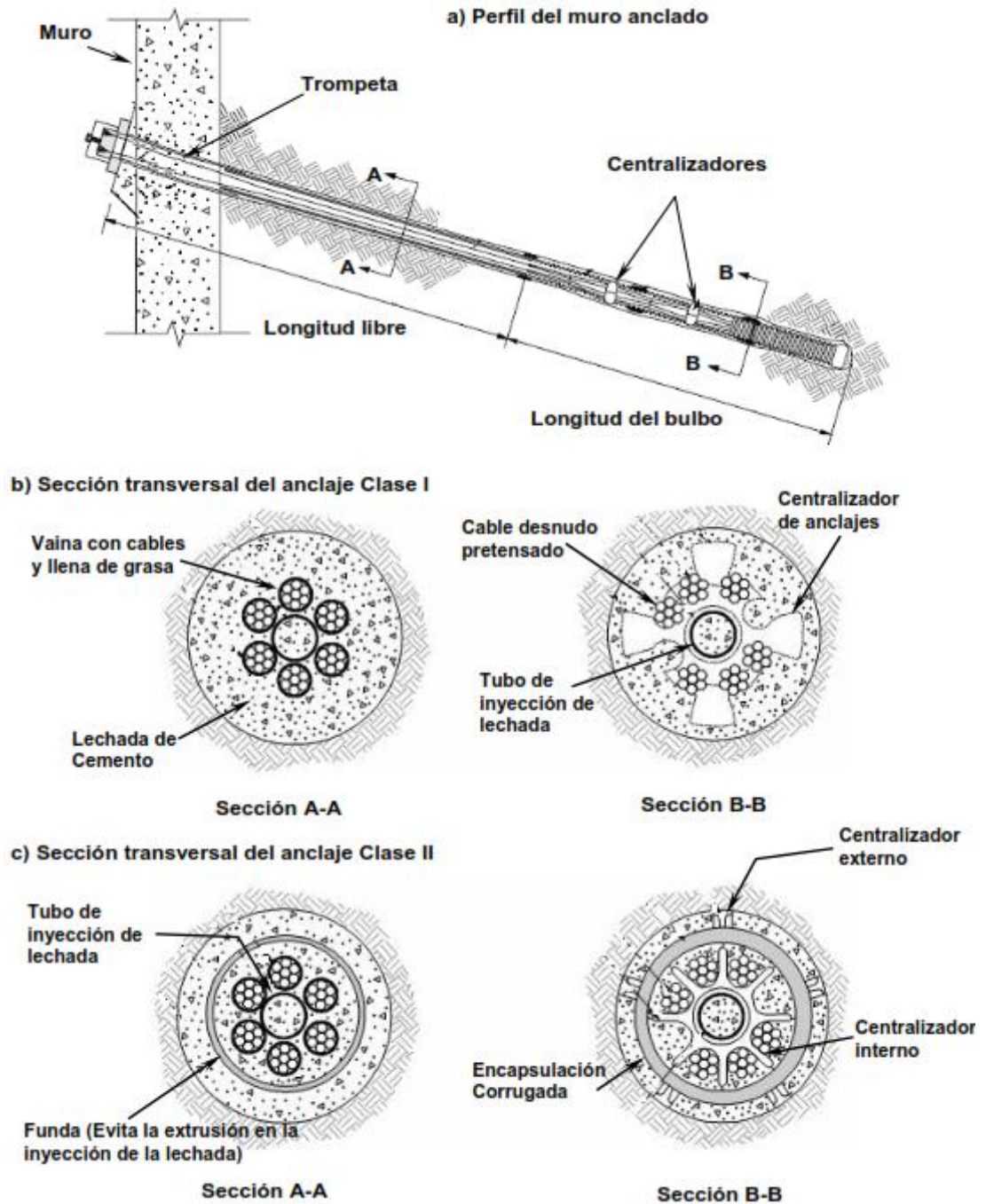
En la tabla 8 se muestra en resumen los sistemas de protección contra la corrosión para anclajes de tierra.

**Tabla 8. Clases de protección contra la corrosión.**

Clase	Requerimientos de Protección		
	Anclaje Cabeza	Longitud Libre	Longitud del bulbo
I. Tendon Encapsulado	1. Trompeta  2. Recubrimiento si hay exposición	1. Encapsular los tendones con manqueras o vainas lisas individuales llenas de grasa en los cables del tendón 2. Encapsular los tendones compuestos por cables individuales con mangas o vainas lisas llenas de grasa con una vaina lisa común para todo el tendón llena de grout	1. Encapsulaciones llenas de grout 2. Usar cubiertas de materiales epóxicos
II. Tendon Protegido con Grout	1. Trompeta  2. Recubrimiento si hay exposición	1. Vainas llenas de grasa  2. Mangas protectoras	Grout
III. (SIN PROTECCIÓN)	No se requiere	No se requiere	No se requiere

Fuente: Sabatini, Pass, Bachus 1999.

Figura 37. sección de anclaje Clase I y Clas Fuente: Ground Anchors and Anchored



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4

**Tabla 9. Resumen del aporte Bibliografico**

<b>Resumen de contenido de la consulta bibliografica en la estructuración del manual.</b>	
<b>Fuente Bibliografica</b>	<b>Aporte</b>
Carlos A. Lazarte, Ph.D., P.E., Victor Elias, P.E., R. David Espinoza, Ph.D., P.E., Paul J. Sabatini, Ph.D., P.E., 2003: "FHWA0-IF-03-017: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7, SOIL NAIL WALLS	Capitulos II, IV, V, VI, Apendices A-F (Aplicaciones y evaluacion de factbilidad, Materiales y Metodos de Construccion, concepto de transferencia de cargas en los muros anclados, estados limites de diseño, comportamiento de los muros bajo determinadas condiciones de carga),
P.J. Sabatini, D.G. Pass, R.C. Bachus, 1999: "FHWA-IF-99-015: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4, GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS	Capitulo IV, V (Presiones de tierra, Presiones de Terzaghi y Peck, Ubicacion de Superficie Potencial De falla para anclajes, Espaciamiento de anclajes, Momentos Flectores en la pantalla, Movimientos del suelo, Proteccion contra la corrosion.
Suárez, Jaime, 2006: "DESLIZAMIENTOS: TÉCNICAS DE REMEDIACIÓN" (Capítulo IV: anclajes).	Capitulo 4 Anclajes, componentes de un anclaje, consideraciones de diseño de cada componente de los anclajes, aplicaciones de los anclajes, clasificacion de los anclajes.
Weatherby, D. E., 1982: "FHWA-RD-82-047: TIEBACKS	Capitulo VI (Diseño capacidad última de los anclajes, calculo de los factores de seguridad, calculo de fuerzas de adherencia del sistema anclado)

Fuente: El Autor

### 3. COMPARACION TECNICA DE DIVERSOS SISTEMAS DE CONTENCIÓN NO CONVENCIONALES.

#### 3.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL USO DE MUROS ANCLADOS

Figura 38. Pantalla anclada



Fuente. Auror

##### 3.1.1 Ventajas

- Entre las ventajas que se encuentran para la utilización de este sistema de contención tenemos el hecho de poder utilizar la capacidad del suelo o roca donde se instalan como medio de soporte.

- En áreas urbanas con construcciones aledañas es más práctico debido a que ocupa menos espacio durante su instalación comparado con sistemas equivalentes (apuntalamientos de gran magnitud, taludes temporales)
- Mantiene la estabilidad en taludes y cortes en situaciones especiales donde se constituyen la única solución posible.
- Su proceso constructivo se realiza de arriba para abajo, por lo que no necesita rellanos artificiales o reduce el volumen de excavación
- No necesita de ningún tipo de fundación para su realización
- Presentan una reducción en la cantidad de concreto reforzado para su construcción, dado que el muro puede ser diseñado con anclajes cuyos espaciamientos sean pequeños.

### **3.1.2 Desventajas**

- La existencia de ambientes agresivos que puedan dañar los componentes del bulbo o anclaje si estos no están protegidos adecuadamente.
- Los muros anclados no son efectivos en suelos blandos, ya que pueden causar deformaciones excesivas en la masa del suelo.
- La zona donde son instalados los anclajes queda limitada al desarrollo en el futuro.
- En algunas situaciones puede llegar a afectar o interferir con estructuras vecinas o adyacentes al lugar del proyecto.

### **3.1.3 Condiciones adecuadas e inadecuadas para el uso de muros anclados**

#### **3.1.3.1 Condiciones adecuadas.**

**SUELOS COHESIVOS RIGIDOS O DUROS:** Los suelos cohesivos pueden ser clasificados tentativamente como rígidos si su valor de N es de al menos 9 golpes por cada pie ( $N > 9$  golpes/Ft). Es lógico decir que las consistencias mayores a la

rigida son adecuadas para el uso de anclajes. Dichas consistencias son: muy rigidas ( $15 < N < 30$ ), dura ( $30 < N < 60$ ) y muy dura ( $N > 60$ ). Los suelos cohesivos pueden abarcar desde las arcillas rigidas, hasta las arcillas duras, limos arcillosos, arcillas limosas, arcillas arenosas limos arenosos y las combinaciones de ellos.

**SUELOS ROCOSOS:** Todas las rocas se concideran aceptables para la colocacion de bulbos de anclaje. La capacidad de carga de la roca varia con su estructura, resistencia ala compresion y composicion. La resistencia de la unión entre el bulbo y la roca pueden ser tan bajas como 60 KPa en una lutita arcillosa y tan alta como 2.070 KPa en un granito sano o una roca caliza.

**SUELOS GRANULARES:** La mayoría de anclajes en suelos arenosos tambien han tenido un comortamiento satisfactorio a largo plazo; los anclajes permanetes pueden instalarse en el suelo no cohesivos con valores de penetración estandar N mayores que 10 golpes por pie (Capacidad medianamente densa). Asi mismo la capacidades densas ( $30 < N < 50$ ) y muy densa ( $N > 50$ ) son mas adecuadas; tomando un angulo de friccion interna  $\phi > 30^\circ$ , respectivamente.

### **3.1.3.2 Condiciones inadecuadas.**

**SUELO COHESIVO BLANDO:** Los bulbos de anclaje colocados en suelos cohesivos blandos han tenido con frecuencia problemas de capacidad a largo plazo; se debe esperar un comprtamiento no satisfactorio de los Bulbos en suelos cohesivos cuyos valores de N de acuerdo al ensayo SPT para este tipo de suelos son menores de 5 por cada pie. Asi mismo, no se recomienda colocar bulbos de anclaje en suelos organicos. Se recomienda evitar estos suelos prolongando las anclas a mayor profundidad dentro de un estrato de mayor capacidad; igualmente no se deben colocar bulbos de anclaje en relleno ni en materiales granulares sueltos.

### 3.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL MÉTODO SOIL NAILING

Figura 39. Construcción pantalla anclada



Fuente: Top Gun Of Virginia Inc.

El método del Soil Nailing exhibe numerosas ventajas que lo convierten en una técnica única con respecto a otras alternativas de solución en la retención o reforzamiento de suelos. Por otra parte, también presenta ciertos inconvenientes que vuelven a esta técnica un poco desventajosa. Algunas de estas ventajas y desventajas se describen a continuación

### 3.2.1 Ventajas

- Requiere menores longitudes de derecho de vía que los anclajes activos de tierra y eso se debe principalmente a que las longitudes de los Nails son menores que las de los anclajes.
- Su proceso de construcción se realiza de arriba hacia abajo y requiere menos volúmenes de excavación que otros sistemas.
- Durante su construcción, produce menos impacto al medio ambiente, debido a que no requiere mayores trabajos en el terreno ni tampoco recurre a la tala de árboles.
- No necesita embeber ningún elemento estructural bajo la base del muro, como vigas metálicas o pilas de concreto, tal como ocurre en el caso de algunos muros (Soldier pile Wall anclado).
- La instalación de los Nails es relativamente rápida y no requiere de muchos materiales para ello.
- Se pueden hacer fáciles ajustes a la inclinación y ubicación de los Nails cuando existen obstáculos (grandes rocas, fundaciones o instalaciones subterráneas), siempre que esto sea posible, de lo contrario se vuelve desventajoso el método.
- Los muros Soil Nailing proveen una mayor flexibilidad que otras estructuras, lo que hace posible que puedan resistir movimientos tanto horizontales como verticales (asentamientos diferenciales).
- Se ha reportado que los muros Soil Nailing se comportan de manera satisfactoria en condiciones sísmicas.
- La pantalla de concreto utilizada en el método del Soil Nailing es relativamente más delgada que la que se utiliza en otros métodos convencionales. Además, las barras de acero son más económicas que los cables o torones.
- En suelos heterogéneos donde aparecen bloques de roca, los clavos perforados tienen grandes ventajas constructivas sobre los pilotes o los

anclajes de gran diámetro, lo que indica que pueden adaptarse a una gran variedad de condiciones en el suelo.

### **3.2.2 Desventajas del metodo soil nailing**

- En áreas urbanizadas el arreglo de los Nails puede interferir con estructuras o instalaciones cercanas.
- Desarrollar la capacidad de resistencia de los Nails en suelos cohesivos sujetos a fallas aun en condiciones de carga pequeñas puede resultar antieconómico.
- Se requiere un mayor número de refuerzos que un muro con anclajes de tierra activos debido a la ausencia de pre-esfuerzos y también a que los espaciamientos entre los nails son más cercanos.
- No debe aflorar agua en la cara de la excavación. Si el agua se filtra a través de la cara, es posible que el área de suelo reforzada por los Nails se desprenda y se derrumbe hacia la excavación.
- También es importante decir que un afloramiento de agua excesivo reduciría significativamente la adherencia del concreto a la cara de la excavación, siendo prácticamente imposible su revestimiento.
- No se puede utilizar este método en suelos arcillosos demasiado blandos, la baja resistencia a la fricción de las arcillas blandas ocasionaría que se utilizaran refuerzos de alta densidad y de longitudes considerablemente grandes para mantener los niveles de seguridad.

**3.2.3 Condiciones del terreno idóneas e inadecuadas para la utilización del método del soil nailing.** El suelo en el cual se realiza la excavación para la construcción de este sistema debe ser capaz de soportar por sí solo cortes verticales o casi verticales que varíen de 1 a 2 metros de profundidad sin colapsar en un periodo de 1 ó 2 días. Además, la sección del muro que contenga los Nails deberá estar preferentemente sobre el nivel freático ya que el agua puede afectar

la integridad del muro. Además, se considera que el agujero no debe desplomarse durante unas cuantas horas mientras es posible la instalación de los Nails y la colocación del concreto (Grout) (Lazarte, 2003)

Existen condiciones para el suelo que son intermedias a las que se describen. Aunque las propiedades son un poco menos favorables que en aquellas condiciones en donde se considera que esta técnica del Soil Nailing es completamente aplicable, se ha logrado llevar a cabo la ejecución de este tipo de muros y sin que se presenten daños.

### **3.2.3.1 Condiciones adecuadas.**

**SUELOS COHESIVOS RÍGIDOS A DUROS:** Los suelos cohesivos pueden abarcar desde las arcillas rígidas hasta las arcillas duras, limos arcillosos, arcillas limosas, arcillas arenosas, limos arenosos y las combinaciones de ellos. Los suelos cohesivos pueden ser clasificados tentativamente como rígidos si su valor de N es de al menos 9 golpes por cada pie ( $N \geq 9$  golpes/ft). Sin embargo, para la caracterización de la consistencia de los suelos cohesivos no solo debe confiarse únicamente en los valores de N, sino que debe complementarse con otras pruebas de laboratorio o de campo, de tal manera que se determine una cohesión mayor o igual a 10 KPa, respectivamente. Para minimizar los desplazamientos laterales potenciales a largo plazo, los suelos deben tener baja plasticidad (un índice de plasticidad menor que 15).

**SUELOS GRANULARES CON COHESIÓN APARENTE:** Incluyen las arenas y gravas de compacidad densa con valores de N en el ensayo SPT de más de 30 golpes por cada pie ( $N > 30$  golpes/ft) y el porcentaje de finos varía entre el 10% y el 15%, respectivamente y con aproximadamente un ángulo de fricción interna  $\Phi \geq 30^\circ$ . En arenas finas húmedas, las fuerzas capilares proveen una cohesión aparente, la cual se requiere sea mayor de 5 KPa. Para evitar la rotura de las

fuerzas capilares y por consiguiente la disminución de esta cohesión aparente, se debe minimizar el movimiento del agua en la cara de la excavación.

**ROCAS METEORIZADAS:** La roca meteorizada es un excelente material de soporte para los Nails y estos actúan en forma muy efectiva para evitar los movimientos horizontales, las inclinaciones y los deslizamientos superficiales. Es deseable que la meteorización sea relativamente uniforme aunque no es un requerimiento obligatorio.

### **3.2.3.2 Condiciones intermedias**

**DEPÓSITOS ARTIFICIALES:** Los Nails pueden ser instalados en depósitos artificiales (rellenos) que estén mezclados con materiales granulares de buena graduación (aproximadamente un 90% de ellos) y suelos de grano fino de baja plasticidad ( $IP < 15$ ).

**SUELOS RESIDUALES:** Este tipo de suelo es aquel formado por la meteorización de una roca madre y no son transportados, sino que se acumulan en el lugar en que se originan. De la misma manera el Soil Nailing se puede usar en suelos lateríticos (suelos ricos en materiales que contienen óxidos de hierro, aluminio o manganeso) y también en suelos tropicales (suelos meteorizados). Para estos tipos de suelos se deben dar algunas consideraciones con respecto a la protección contra la corrosión (Lazarte, 2003).

### **3.2.3.3 Condiciones inadecuadas.**

**SUELOS SIN COHESIÓN ALGUNA, POBREMENTE GRADUADOS Y SECOS:** Cuando los suelos son pobremente graduados y no cohesivos, sin finos y completamente secos y no exhiben ninguna cementación natural, entonces

la cohesión aparente no es posible, por lo tanto, los cortes verticales o casi verticales son difíciles de conformar en este tipo de material.

**SUELOS CON NIVEL FREÁTICO :** Cuando existe la presencia de niveles altos de aguas freáticas dentro de la masa de suelo a reforzar, se requiere de un drenaje significativo, que permita estabilizar la masa de suelo en la locación del muro. Adicionalmente, grandes cantidades de agua pueden causar (sobre todo en suelos granulares sueltos) que las perforaciones para los Nails se desplomen fácilmente. Además, excesiva cantidad de agua aflorando en la cara de la excavación puede causar problemas de adherencia entre el suelo y la capa de concreto lanzado.

**SUELOS CON GRANDES ROCAS REDONDEADAS (MUY DURAS):** Una gran proporción de rocas grandes y redondeadas puede causar excesivas dificultades en la perforación de los agujeros para los Nails y conllevar a costos de ejecución demasiado altos. Sin embargo, si las proporciones de estos materiales son pequeñas, un cambio de orientación en las perforaciones puede ser la solución.

**SUELOS COHESIVOS BLANDOS:** Este tipo de suelos, de acuerdo a la prueba de penetración estándar (SPT), tienen un valor de N menor de 5 ( $N \leq 5$  golpes/ft) y son desfavorables para la práctica del Soil Nailing porque desarrolla una baja capacidad de adherencia entre el conjunto Nail-Grout-Suelo y de este modo se requerirían Nails de grandes longitudes para lograr desarrollar la resistencia deseada. Por otra parte, las deformaciones a largo plazo son una preocupación cuando se trata de arcillas de alta plasticidad aunque si se trata de muros temporales este problema no es tan crítico. Además, los suelos con alta plasticidad pueden ser expansivos y pueden inducir a presiones adicionales en la cara de la excavación debido a la hinchazón del suelo.

**SUELOS ORGÁNICOS:** Suelos orgánicos como lo son los limos orgánicos, arcillas orgánicas y las turbas, típicamente exhiben muy bajas resistencias a las fuerzas cortantes y por consiguiente baja capacidad de adherencia, lo que origina grandes costos porque se necesitaría usar Nails de grandes longitudes. Mientras tanto, hay otros suelos orgánicos que pueden presentar una resistencia a las fuerzas cortantes aceptable. Otros suelos como la turba fibrosa puede ser muy heterogénea y anisotrópica. En este caso, la resistencia al cortante puede ser razonable a lo largo de ciertas orientaciones dentro del suelo, pero puede ser significativamente baja en otras.

**SUELOS ALTAMENTE CORROSIVOS Y PRESENCIA DE AGUA SUBTERRÁNEA:** Los suelos altamente corrosivos como la escoria y las cenizas y los suelos orgánicos, sin dejar atrás la presencia de mucha agua subterránea hacen necesaria la utilización de grandes cantidades de tratamientos para la protección contra la corrosión, los cuales inducen a grandes costos.

**ROCA METEORIZADA BAJO CONDICIONES QUE REFLEJAN DEBILIDAD:** La roca meteorizada con puntos débiles marcados, tales como juntas, fracturas, divisiones, fallas, esquistosidades (deformaciones en la forma, tamaño, composición, etc. en las rocas), etc., puede afectar la estabilidad de los agujeros para la colocación de los Nails y por consiguiente, la colocación del concreto (Grout) sería prácticamente imposible debido a la pérdida excesiva de mezcla que se generaría.

Además, la presencia de estas discontinuidades puede generar potenciales bloques inestables en la masa de suelo retenida detrás del muro durante la excavación. La estabilidad de dichos bloques se puede ver afectada por ciertos factores, tales como las ranuras entre las juntas, la elevación de presiones hidrostáticas y las filtraciones.

**SUELOS GRANULARES MUY SUELTOS:** Los suelos granulares que son muy sueltos ( $N \leq 5$  golpes/ft) y los que son sueltos ( $5 < N \leq 10$ , golpes/ft) pueden asentarse de manera excesiva debido a las vibraciones causadas por equipos de construcción o debido al tráfico. Además, suelos granulares sueltos y muy sueltos en condición saturada son muy susceptibles a la licuefacción, sobre todo en regiones de alta sismicidad. Lo recomendable es mejorar la densidad de estos suelos y minimizar posibles daños.

### **3.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA UTILIZACION DE APUNTALAMIENTOS A GRAN ESCALA**

El sistema de apuntalamiento gigante exhibe numerosas ventajas que lo convierten en una técnica única donde no se pueden aplicar otras alternativas de solución en la contención de suelos. Algunas de estas ventajas se describen a continuación

#### **3.3.1 Ventajas**

- Permite anchos y profundidades variados de excavación
- Resiste cargas elevadas de empujes de suelo.
- El sistema de entibación (Apuntalamiento) se instala conjuntamente con la excavación, por lo que las paredes de la misma siempre están protegidas, evitando desmoronamientos.
- Los perfiles de acero para el apuntalamiento, se pueden encontrar en varios tamaños de sección y de varias longitudes que van desde los 5 m hasta los 12 m.
- El muro o pantalla de revestimiento, puede ser apuntalada sin perturbar las propiedades adyacentes.
- Los materiales empleados en la construcción de los apuntalamientos pueden ser utilizados varias veces para otros proyectos similares.

### 3.3.2 Desventajas

- Existe una necesidad de armarlos en cada obra para su reutilización; esto se atenúa (facilita) con una adecuada capacitación del personal a cargo.
- Sin la protección mínima adecuada, los perfiles de acero suelen ser vulnerables y sufrir corrosión, lo que conllevaría a una disminución significativa de su durabilidad, sobre todo si el apuntalamiento permanece en servicio un tiempo relativamente largo en condiciones ambientales moderadas o bien si sus elementos se van utilizar en otras obras.
- No pueden ser utilizados cuando existen grandes cantidades de agua subterránea y menos si no existe un sistema de drenaje adecuado.
- Puede haber acortamiento de sus miembros en caídas de temperatura y generar movimientos hacia adentro de la excavación.

#### 3.3.2.1 Condiciones adecuadas para la utilización de apuntalamientos gigantes.

**Figura 40. Apuntalamientos**



Fuente: Cap. 14 Estructuras de Contención o Anclaje, Cachón Irrigaray, 1996

**SUELO COHESIVO DURO:** Estos suelos tienen grandes contenidos de arcillas y cuyas fuerzas de cohesión son tales que el suelo no se desmorone, siendo posible realizar excavaciones completamente verticales. Estos suelos se vuelven plásticos cuando se humedecen y cuando están secos pueden ser muy resistentes y duros. Para la utilización de sistemas de apuntalamiento es necesario que la consistencia de ellos sea desde medianamente rígida ( $5 < N \leq 9$ ), hasta una consistencia muy dura ( $N > 60$ ). Dentro de estos suelos podemos mencionar las arcillas, las arcillas limosas, las arcillas con contenidos de arena y limos arcillosos.

**SUELOS GRANULARES:** En este tipo de suelos encontramos principalmente las gravas con cierta angularidad y las arenas, que son suelos de granos gruesos y que contienen poco o nada de arcillas. Aunque algunos de ellos cuando están húmedos pueden desarrollar una cohesión aparente y también deben ser considerados dentro de las condiciones adecuadas ( $c = 5$  KPa como valor recomendable). Cuando están secos se desmoronan fácilmente. Se recomienda que el valor de N (SPT) sea  $>$  de 30 golpes por cada pie de prueba (densa) y que el porcentaje de finos varíe del 10% al 15% para así evitar los desmoronamientos excesivos.

**ESTRATO DE ROCA ESTABLE:** Este tipo de material es un mineral sólido natural que puede ser excavado de manera vertical y permanecer estable mientras está expuesto. En El Salvador se encuentran rocas sedimentarias lacustres y fluviales mezclados con elementos piroclásticos cuyas extensiones son muy limitadas y que son resultado de actividades volcánicas de épocas anteriores, que pueden tener una resistencia adecuada y buena estabilidad.

**SUELOS SIN COHESIÓN:** Estos suelos sin contenido de finos y que no presentan ningún tipo de humedad no poseen ninguna cementación natural y por consiguiente la cohesión aparente no es posible, generando que los cortes

verticales o casi verticales son difíciles de conformar en este tipo de material porque el desmoronamiento es difícil de controlar. En este tipo de suelos están los suelos granulares de menor compacidad con un valor de N inferior a los 30 golpes por pie, de acuerdo al ensayo SPT y que no tienen cohesión aparente.

**SUELOS ALTAMENTE CORROSIVOS:** Dentro de este tipo de suelos podemos mencionar los que tengan contenidos altos de escorias, ya que por su elevada acidez se puede generar corrosión. Cabe mencionar que los suelos contaminados con lixiviados de basura, así como los que han sido contaminados con desechos de procesos industriales deben ser considerados como dañinos para las estructuras metálicas en contacto con ellos, tales como los elementos que conforman el método del apuntalamiento gigante.

**SUELOS CON FILTRACIÓN EXCESIVA DE AGUA:** La filtración de mucha agua subterránea hacia las caras de la excavación de cualquier proyecto de edificación hace necesaria la utilización de grandes cantidades de tratamientos para la protección contra la corrosión de alguno de los elementos del sistema de apuntalamiento, como pueden ser la pantalla de revestimiento, los largueros o los mismos puntales, que pueden ser perfiles de acero. Además, excesiva agua puede generar derrumbes en la masa de suelo a contener.

**SUELOS ORGÁNICOS:** Los limos orgánicos, arcillas orgánicas, suelos pantanosos y las turbas, típicamente exhiben muy bajas resistencias a las fuerzas cortantes y no desarrollan resistencia a la compresión. También es importante destacar que pueden tender a ser más corrosivos que los suelos inorgánicos por el alto contenido de oxígeno y otros gases, siendo esto perjudicial para los elementos metálicos del sistema de apuntalamiento gigante. Los suelos orgánicos no son recomendados para la construcción en general, incluyendo la construcción de muros de retención y contención de excavaciones.

**Tabla 10. Resumen de conveniencia de la utilización de algunos metodos de estabilizacion**

COMPARACION DE CONVENIENCIA EN LA UTILIZACION DE ALGUN METODO DE ESTABILIZACION SEGÚN EL TIPO DE SUELO			
TIPO DE SUELO	PANTALLA ANCLADA	SOIL NAILING	APUNTALAMIENTO GIGANTE
Suelos cohesivos rígidos a duros	Favorable	Favorable	Favorable
Suelos Granulares con cohesión aparente	Favorable	Favorable	Favorable
Rocas meteorizadas	Favorable	Favorable	Favorable
Suelos sin cohesión alguna, pobremente gradados y secos		Desfavorable	Desfavorable
Suelos con niveles freáticos		Desfavorable	
Suelos con grandes rocas redondeadas muy duras	Favorable	Desfavorable	Favorable
Suelos cohesivos blandos	Desfavorable	Desfavorable	
Suelos Orgánicos	Desfavorable	Desfavorable	Desfavorable
Suelos altamente corrosivos y en presencia de agua subterránea	Desfavorable	Desfavorable	Desfavorable
Roca meteorizada bajo condiciones que reflejan debilidad		Desfavorable	
Suelos de roca estable	Favorable	Favorable	Favorable
Suelos granulares muy sueltos	Favorable	Desfavorable	

Fuente: El autor

#### **4. ESTIMACION DE COSTOS POR UNIDAD DE MEDIDA DE PANTALLA ANCLADA**

La estimación de costos y la elaboración de presupuestos, representa uno de los pasos más importantes en lo que se refiere la planificación de una obra. En cada etapa de la construcción, el presupuesto representa la base para la toma de decisiones y, en los que se refiere en obras de carácter público (licitaciones), es el factor más importante en la adjudicación de contratos. Actualmente, la gran competitividad en el sector de la construcción, hace que la estimación de costos sea una de las causas de éxito o fracaso de empresas.

La elaboración de un presupuesto, tiene su base en la asignación de un precio unitario a cada una de las actividades que se desarrollan representadas por un volumen de obra. El costo total es la sumatoria de la multiplicación de los precios unitarios y la cantidad de cada ítem.

La determinación de los volúmenes de obra se basa en la interpretación de los planos y de las especificaciones técnicas, tanto para la elaboración de la propuesta como para la medición de obra para el pago de los trabajos realizados. La determinación de los volúmenes de obra (cómputos métricos) junto con los precios unitarios y de la duración de la obra son los factores determinantes para la realización de un presupuesto de obra.

Para elaborar cada estimación de costos es necesario cierta información básica. Se debe hacer una lista de verificación completa, que servirá como guía y recordatorio del procedimiento; en dicha lista deben aparecer cuando menos los siguientes puntos:

- Programacion de obra.
- Acuerdos salariales.
- Datos Climatologicos.
- Disponibilidad de mano de obra y productividad relativa.
- Requisitos parafiscales.
- Programa previsto de elaboración, revisión y entrega de la estimación.
- Horas-hombre asignadas a la realización de la estimación.
- Esbozo y formato de la página de resumen de la estimación.

Antes de elaborar una estimación de costos, el estimador debe establecer una lista de sus necesidades de mano de obra con la finalidad de planificarla y programarla adecuadamente. Al elaborar una estimación, el estimador general debe contar con tiempo suficiente para calcular todo el trabajo no relacionado con los ramos mecánicos y electrico, y poner todo junto en un solo informe.

Para la estimacion o aproximación cercana a la realidad de los valores, es necesario establecer una relacion porcentual entre el precio final estimado y cada uno de los items o factores que influyen en el costo directo de la construccion de pantallas ancladas, es decir el valor total estimado ( que para efectos del trabajo tesis de grado) se tomó de unas cotizaciones realizadas con la gentil colaboracion de empresas nacionales que se dedican a realizar este tipo de obras de estabilización.

## 4.1 ESTIMACION DE COSTOS POR UNIDAD DE MEDIDA DE PANTALLA ANCLADA.

Tabla 11. Costos por unidad

ITEM: Pantalla anclada

FECHA: UNIDAD : m2

### I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor Parcial	
Herramienta Menor				286,28	
Equipo de perforación	Track Drill	150.000,00	5	30.000,00	
Compresor 375-425 SCFM		75.000,00	5	15.000,00	
Bomba gato de tensionamiento		5.000,00	10	500,00	
Formaleta metálica		12.000,00	1	12.000,00	
Gato para tensionamiento		5.000,00	10	500,00	
				<b>Sub-Total</b>	58.286,28

### II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor Parcial	
Concreto reforzado de 3500 PSI	m3	325.000,00	0,50	162.500,00	
Acero de refuerzo	Kg	3.750,00	25,00	93.750,00	
Tubo PVC D=3" (Lloraderos)	ml	15.500,00	1,00	15.500,00	
Tendón de 3 torones D= 5/8" incluye patina de (20X20X1/2"), separadores, punta metálica, tubo de PVC D=1" con manguitos, manguera de polietileno D=3", cemento para lechadas, bujes y cuñas	MI	47.000,00	1,00	47.000,00	
				<b>Sub-Total</b>	318.750,00

### III. TRANSPORTES

Material	Unidad	Peso kg	Cantidad	Tarifa	Valor Parcial	
Transporte de material y equipo			1	15000	15000	
				<b>Sub-Total</b>	15.000,00	

### IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor Parcial	
Obreros (4)	80.000	85%	148.000	20	7.400	
Oficial (2)	70.000,00	85%	129.500	20	6.475	
				<b>Sub-Total</b>	13.875	

<b>Total Costo Directo</b>		405.911,00
----------------------------	--	------------

## 4.2 COTIZACIONES REALIZADAS CON EMPRESAS NACIONALES ESPECIALIZADAS EN LA CONSTRUCCION DE PANTALLAS ANCLADAS

Con base en las cotizaciones hechas y promediando los valores referenciados se procedió a armar el APU (Análisis de Precios Unitario) teniendo en cuenta la desagregación de cada aspecto fundamental para la construcción de las pantallas ancladas, cumpliendo con el reglamento NSR 10.

Tabla 12. Cotización

<b>Valores cotizados por parte de las empresas enlistadas en la tabla</b>	
Empresa 1.	405.911
Empresa 2.	365.320
Empresa 3.	446.502
Empresa 4	376.076
Empresa 5..	435.745

Fuente. Autor

Los datos que se presentan fueron cotizados para la zona urbana de la ciudad de Bucaramanga, y son precios para el año 2012; esto con el fin de poder trasladar las cantidades monetarias con la ayuda de una serie de variables como son el Índice de precios al consumidor, la inflación y de esta manera estimar el valor presente en cualquier año futuro.

## 5. CONCLUSIONES

- Se evidenció en la búsqueda bibliográfica que la información disponible para el tema en cuestión no es muy amplia, por el contrario se encontró que la información presente en los diferentes textos, es repetitiva y está basada principalmente en artículos o documentos publicados por el Departamento de transportes de los Estados Unidos, (Federal Highway Administration).
- Para el cálculo de la longitud de bulbo preliminar se debe considerar los siguientes factores: la separación entre anclajes en ambas direcciones, las propiedades del suelo donde se instalarán los bulbos (incluyendo la capacidad última de transferencia del suelo), la inclinación de los anclajes, las cargas y el factor de seguridad seleccionado.
- Para determinar la conveniencia del uso de determinado sistema de contención es necesario tener en cuenta las condiciones de la masa de suelo sobre la cual se pretende hacer la estabilización; ya que como vimos en el capítulo 3 cada método ofrece unas ventajas y desventajas de acuerdo a las características del suelo.
- Para la estimación de costos unitario por unidad de medida de obra; (a costo directo), es necesario considerar todos los aspectos que influyen en la construcción como lo son los materiales, la mano de obra, los costos de transporte y el equipo necesario.

## BIBLIOGRAFIA

BADILLO JUAREZ y RICO RODRIGUEZ, Alfonso (2002) *Mecánica de Suelos* (tomo I) Editorial Limusa México

BOWLES, Joseph, (1997) *Foundation Analysis and Design* (2° Ed) New York McGraw-Hill.

BRAJA, M. Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones". California State University, Sacramento, Cuarta Edición

LAZARTE, Carlos A. Ph.D., P.E., Victor Elias, P.E., R. David Espinoza, Ph.D., P.E., Paul J. Sabatini, Ph.D., P.E (2003) *Geotechnical engineering circular NO. 7 Soil Nail walls*

V., Elias. And Juran, I. (1991). *Soil Nailing for stabilization of Highway slopes and Excavations*, Federal Highway Administration, Washington D.C FHWA-RD-89-198  
Jimenez Salas J.A. (1980), "Geotecnia y Cimientos III, Cimentaciones, Excavaciones y Aplicaciones de la Geotecnia", Editorial Rueda, Madrid.

P.J. Sabatini, D.G. Pass, R.C. Bachus (1999) *Geotechnical engineering Circular N° 4 Ground Anchors and Anchored Systems*.

R.J. Byre, D. Cotton, J. Potterfield, C. Wolschlag, G. Ueblacker (1996) Revisado Octubre (1998) "Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls"  
Ralph W. Strom, Robert M. Ebeling, 2001: "State of the practice in the design of tall, stiff, and flexible tieback retaining walls"

UCAR NAVARRO, R., (2004) "Manual de anclajes en ingeniería civil", E.T.S.I. Minas – UPM, Madrid.

VARGAS D, Manuel. "Ingeniería de fundaciones, fundamentos e introducción al análisis Geotécnico" Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería Primera edición.