

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO

**Manual de Diseño y Construcción de Muros Anclados de Hormigón
Proyectado**

Pedro Valdez

Tesis de grado presentada como requisito para la obtención del título de Ingeniero Civil

Quito, Abril 2011

Universidad San Francisco de Quito

Colegio Politécnico

HOJA DE APROBACIÓN DE TESIS

**Manual para el Diseño y la Construcción de Muros Anclados de
Hormigón Projectado**

Pedro Valdez Ponce

Fabricio Yepez, PHD
Director y Miembro del Comité de Tesis

Enrique Villacreses, M. Sc.
Miembro del Comité de Tesis

Fernando Romo, M. Sc.
Decano del Colegio Politécnico

Quito, Mayo 2011

© Derechos de Autor

Pedro Valdez Ponce

2011

A todos los que fueron parte de mi experiencia universitaria.

Resumen

En el proceso de diseño y construcción de muros anclados de hormigón proyectado, el conocimiento profundo de las bases teóricas y prácticas es fundamental. Con este trabajo de tesis se pretende estudiar, discutir y aplicar los principales aspectos que intervienen en el diseño y/o la construcción de muros anclados de hormigón proyectado. Dentro de los temas que se topan en este documento, los más relevantes para el diseño son: la interacción de los anclajes con el suelo, los modos de falla internos, los modos de falla externos, el desempeño estructural de la pantalla del muro, la utilización de programas computacionales como ayuda, etc. También, los temas fundamentales para la aplicación que se topan en este trabajo son: los procesos constructivos con su respectiva secuencia, la instalación de drenajes, las pruebas de verificación al arrancamiento de los anclajes, la perforación de los anclajes, las características del hormigón proyectado utilizado para la pantalla, etc. A modo de conclusión, el último capítulo engloba de manera muy resumida toda la teoría mencionada en los capítulos previos y puede ser utilizado por ingenieros civiles o profesionales en el área, luego de haber estudiado la teoría previa, como un “manual de bolsillo” de referencia.

Abstract

In the design and construction process of soil nail walls, profound knowledge of the theoretical principles and practices is essential. The main objective of this work is to study, discuss and implement the main aspects involved in the design and building of soil nail walls. Among the many topics this document encompasses, the most relevant for the design process are: the interaction between the soil and the nail reinforcement, internal failure modes, external failure modes, the structural performance of the wall, computer software used for design, etc. Also, the most relevant topics related to the implementation issues discussed in this work are: the construction process with its respective sequence, drainage, the field performance of pullout tests, drilling issues, main characteristics of the shotcrete used in the facing, etc. The last chapter includes a very brief summary of the main theories mentioned in the previous chapters which can be used by civil engineers or professionals in the area as a "pocketbook manual" after the correct study of the previous theory.

Tabla de Contenido:

Capítulo 1	p. 1 - 8
Capítulo 2	p. 9 - 22
Capítulo 3	p. 23 - 60
Capítulo 4	p. 61 - 87
Capítulo 5	p. 88 - 111
Capítulo 6	p. 112 - 128
Capítulo 7	p. 129 - 136
Capítulo 8	p. 137 - 158
Capítulo 9	p. 159 - 174
Referencias Bibliográficas	p. 175
Apéndice A	p. 176 - 183
Apéndice B	p. 184
Apéndice C	p. 185 - 187
Apéndice D	p. 188- 189

Resumen de las Tablas del Manual

Tabla 2.1: Granulometría del Hormigón Proyectado.....	Pág: 21
Tabla 2.2: Diseño de Mezcla.....	Pág: 22
Tabla 3.1: Valores de q_u para diferentes tipos de Suelo.....	Pág: 39
Tabla 3.2: Valores de C_F	Pág: 50
Tabla 3.3: Valores de δ_h/H y δ_v/H	Pág: 55
Tabla 3.4: Combinaciones de Carga más Comunes.....	Pág: 56
Tabla 3.5: Resumen de los Factores de Seguridad.....	Pág: 60
Tabla 4.1: Parámetros de las Tablas de Diseño Preliminar.....	Pág: 69
Tabla 4.2: Resistencia a la Flexión de los Casos más Comunes.....	Pág: 86
Tabla 4.3: Resistencia al Punzonamiento de los Casos más Comunes.....	Pág: 86
Tabla 5.1: Cálculo del Factor de Seguridad Global con Solver.....	Pág: 109
Tabla 6.1: Datos para Interpolación L/H.....	Pág: 114
Tabla 6.2: Interpolación para Encontrar t_{max}	Pág: 115
Tabla 6.3: Cálculo de las Tensiones en los Anclajes.....	Pág: 122
Tabla 6.4: Cálculo de la Tensión Máxima de Diseño.....	Pág: 122
Tabla 6.5: Interpolación de C_F	Pág: 126
Tabla 7.1: Evaluación del Potencial Corrosivo del Suelo.....	Pág: 132
Tabla 8.1: Investigación en el Sitio.....	Pág: 141
Tabla 8.2: Densidad de Suelos No Cohesivos basado en N.....	Pág: 147
Tabla 8.3: Consistencia de Suelos Finos basado en N.....	Pág: 147
Tabla 8.4: Consistencia de Arcillas basado en N.....	Pág: 147
Tabla 8.5: Relación entre N y ϕ	Pág: 148
Tabla 8.6: Relación entre N y ϕ (2).....	Pág: 149
Tabla 8.7: Relación entre q_r y ϕ	Pág: 149
Tabla 8.8: Estudios de Laboratorio.....	Pág: 150
Tabla 8.9: q_u para Suelos No Cohesivos.....	Pág: 152
Tabla 8.10: q_u para Suelos Cohesivos.....	Pág: 152
Tabla 8.11: Coordenadas del Círculo Crítico cuando $\phi=0$	Pág: 155
Tabla 8.12: Coordenadas del Círculo Crítico cuando $\phi>0$	Pág: 156
Tabla A1: $\alpha=0^\circ$, $\beta=0^\circ$	Pág: 177

Tabla A2: $\alpha=0^\circ$, $\beta=10^\circ$	Pág: 178
Tabla A3: $\alpha=10^\circ$, $\beta=0^\circ$	Pág: 179
Tabla A4: $\alpha=10^\circ$, $\beta=10^\circ$	Pág: 180
Tabla A5: $\alpha=0^\circ$, $\beta=30^\circ$	Pág: 181
Tabla A6: $\alpha=10^\circ$, $\beta=30^\circ$	Pág: 182
Tabla A7: C_{IL} y C_{IF}	Pág: 183
Tabla C1: Incrementos de Carga de Prueba	Pág: 187
Tabla D1: Costo por m^3 de Muro	Pág: 188
Tabla D2: Costo por m^2 de Muro	Pág: 189

Resumen de los Gráficos del Manual

Gráfico 1.1: Configuración de Pantalla de un MHDHP.....	Pág: 2
Gráfico 1.2: Partes de un MHDHP.....	Pág: 4
Gráfico 1.3: Muro Anclado de Hormigón Armado.....	Pág: 6
Gráfico 1.4: Muro Anclado de Hormigón Proyectado.....	Pág: 7
Gráfico 2.1: Procesos Constructivos.....	Pág: 10
Gráfico 2.2: Longitud e Inclinación de los Anclajes.....	Pág: 12
Gráfico 2.3: Centralizador de PVC para Anclajes.....	Pág: 13
Gráfico 2.4: Soportes “Galletas”.....	Pág: 15
Gráfico 2.5: Rebote de Lanzado.....	Pág: 16
Gráfico 2.6: Ángulo de Proyección.....	Pág: 17
Gráfico 2.7: Posiciones Correctas de Lanzado.....	Pág: 17
Gráfico 2.8: Partes de un MHDHP.....	Pág: 18
Gráfico 2.9: Mezcla Seca y Mezcla Húmeda.....	Pág: 20
Gráfico 3.1: Análisis Unilineal de la Estabilidad Global de un Talud.....	Pág: 24
Gráfico 3.2: Análisis Bilinear de la Estabilidad Global de un Talud.....	Pág: 27
Gráfico 3.3: Estabilidad ante Deslizamiento de un Talud.....	Pág: 30
Gráfico 3.4 y 3.5: Cálculo de K_A	Pág: 32 y 33
Gráfico 3.6: Cálculo de N_c para Capacidad de Carga.....	Pág: 35
Gráfico 3.7: Superficie de Falla para Capacidad de Carga.....	Pág: 35
Gráfico 3.8: Elemento Diferencial de un Anclaje.....	Pág: 37
Gráfico 3.9: Desarrollo de la Tensión a lo largo de un Anclaje.....	Pág: 40
Gráfico 3.7: Distribución de Tensiones en el Refuerzo.....	Pág: 41
Gráfico 3.11: Cálculo de las Tensiones en un Anclaje.....	Pág: 43
Gráfico 3.12: Línea de Fluencia Crítica.....	Pág: 47
Gráfico 3.13: Distribución de las Presiones en la cara del Muro.....	Pág: 48
Gráfico 3.14: Geometría usada para la resistencia a la Flexión.....	Pág: 50
Gráfico 3.15: Falla por Punzonamiento.....	Pág: 53
Gráfico 3.16: Deformación Horizontal y Vertical.....	Pág: 56
Gráfico 3.17: Falla por Estabilidad Global.....	Pág: 57

Gráfico 3.18: Falla por Deslizamiento.....	Pág: 57
Gráfico 3.19: Falla por Capacidad de Carga.....	Pág: 58
Gráfico 3.20: Falla por Arrancamiento.....	Pág: 58
Gráfico 3.21: Falla por Tensión.....	Pág: 58
Gráfico 3.22: Falla por Flexión de la Cara.....	Pág: 59
Gráfico 3.23: Falla por Punzonamiento.....	Pág: 59
Gráfico 4.1: Distribución Cuadrada y Regular de los Refuerzos.....	Pág: 64
Gráfico 4.2: Distribución Triangular.....	Pág: 65
Gráfico 4.3: Cálculo de C_{1L} y C_{1F}	Pág: 71
Gráfico 4.4: Distribuciones para Longitud no Uniforme de Anclajes.....	Pág: 75
Gráfico 4.5: Distribuciones para Longitud no Uniforme de Anclajes.....	Pág: 75
Gráfico 4.6: Distribuciones para Longitud no Uniforme de Anclajes.....	Pág: 76
Gráfico 5.1: Aproximación Bilinear y Trilinear de la Superficie de Falla.....	Pág: 90
Gráfico 5.2: Ángulos y Distancias Taludes Subsiguientes.....	Pág: 92
Gráfico 5.3: Talud a ser Analizado.....	Pág: 97
Gráfico 5.4: Longitud Variable de Anclajes.....	Pág: 98
Gráfico 5.5: Superficie de Falla Crítica de acuerdo a D_{as}	Pág: 99
Gráfico 5.6: Superficie de Falla Unilineal Aproximada.....	Pág: 99
Gráfico 5.7: Diagrama general de Distribución de Tensiones.....	Pág: 100
Gráfico 5.8: Diagrama de Distribución de Tensiones ($L=7.7m$).....	Pág: 101
Gráfico 5.9: Diagrama de Distribución de Tensiones ($L=6.8m$).....	Pág: 101
Gráfico 5.10: Diagrama de Distribución de Tensiones ($L=5.2m$).....	Pág: 101
Gráfico 5.11: Diagrama de Distribución de Tensiones ($L=3.5m$).....	Pág: 102
Gráfico 5.12: Distancias de Intersección Anclaje-Superficie de Falla.....	Pág: 102
Gráfico 5.13: Aproximación Bilinear de la Superficie de Falla Circular.....	Pág: 104
Gráfico 5.14: Bloque A y B.....	Pág: 105
Gráfico 5.15: Intersección Anclaje-Bloque A.....	Pág: 105
Gráfico 5.16: Intersección Anclaje-Bloque B.....	Pág: 106
Gráfico 5.17: Intersección Anclaje-Unión.....	Pág: 108
Gráfico 5.18: Evaluación de la Estabilidad Global con el programa SNAILZ.....	Pág: 110
Gráfico 6.1: Talud para Ejemplo 1.....	Pág: 112

Gráfico 6.2: Análisis de Estabilidad con SNAILZ para una $L=4.4$ m.....	Pág: 116
Gráfico 6.3: Análisis de Estabilidad con SNAILZ para una $L=5.5$ m.....	Pág: 117
Gráfico 6.4: Análisis de Estabilidad para Condición 1.....	Pág: 118
Gráfico 6.5: Análisis de Estabilidad para Condición 2.....	Pág: 118
Gráfico 6.6: Análisis de Estabilidad para Condición 3.....	Pág: 119
Gráfico 7.1: Control de Aguas Subterráneas y Superficiales.....	Pág: 130
Gráfico 7.2: Composición de un Drenaje.....	Pág: 131
Gráfico 7.3: Protección Contra la Corrosión.....	Pág: 133
Gráfico 7.4: Estratos de Suelo en un Talud.....	Pág: 134
Gráfico 7.5: Talud Escalonado.....	Pág: 135
Gráfico 8.1: Esquema Para Perforaciones.....	Pág: 140
Gráfico 8.2: Esquema de un Penetrómetro Estándar.....	Pág: 142
Gráfico 8.3: Esquema de un Penetrómetro de Cono Eléctrico.....	Pág: 143
Gráfico 8.4: Esquema de una Veleta.....	Pág: 144
Gráfico 8.5: Esquema de un Presurímetro.....	Pág: 144
Gráfico 8.6: Esquema de un Dilatómetro y su Sonda.....	Pág: 146
Gráfico 8.7: Esquema de un Gato Hidráulico.....	Pág: 153
Gráfico 8.8: Círculos de Falla Críticos del Talud.....	Pág: 154

Capítulo 1

Introducción, Características y Componentes Principales

1.1 Introducción

Para estabilizar un talud existen varios tipos de muros que pueden ser utilizados. Dentro de los más comunes están los muros de contrafuertes, muros cantilever, muros de talón, de pantalla empotrada, etc. De estos tipos existen dos que no son muy conocidos sin embargo su uso se ha ido generalizando cada vez más en la estabilización de taludes del suelo Ecuatoriano. Estos son los muros anclados con hormigón armado y los muros anclados con hormigón proyectado. El primer tipo de muro es cada vez más utilizado para sostener las excavaciones temporales que se realizan en edificios de gran altura. Ejemplos de este tipo se pueden observar actualmente en cualquier edificio de Quito que esté en construcción y tenga dos o más pisos de subsuelo. En cambio, los muros anclados de hormigón proyectado se pueden encontrar en algunos tramos de las vías y carreteras ecuatorianas para proteger a los taludes de posibles deslaves. Aunque el segundo tipo de muros no es el más común para estabilizar taludes de carreteras, cada vez se utilizan más debido a su facilidad de construcción, buen desempeño y bajo costo. Estos dos tipos de estructuras son similares en que ambas se construyen de arriba hacia abajo, ambas utilizan anclajes para su desempeño estructural y ambas pueden ser utilizadas para estabilizar taludes y excavaciones profundas. Sin embargo, existen también muchas diferencias tanto en el diseño como en la construcción de un muro anclado de hormigón proyectado con uno de hormigón armado por lo que este manual únicamente tratará el diseño y la construcción de muros anclados de hormigón proyectado. Los muros anclados de hormigón proyectado son la traducción de lo que en inglés se denomina “Soil Nail Walls”, este concepto se encuentra relacionado a la estabilización de taludes con una combinación de anclajes pasivos y muros de hormigón proyectado (Elias et al., 2003).



www.nicholsonconstruction.com/earthRetention/soilNailWalls.aspx

Gráfico 1.1

Configuración de la Pantalla de un Muro Anclado de Hormigón Proyectado

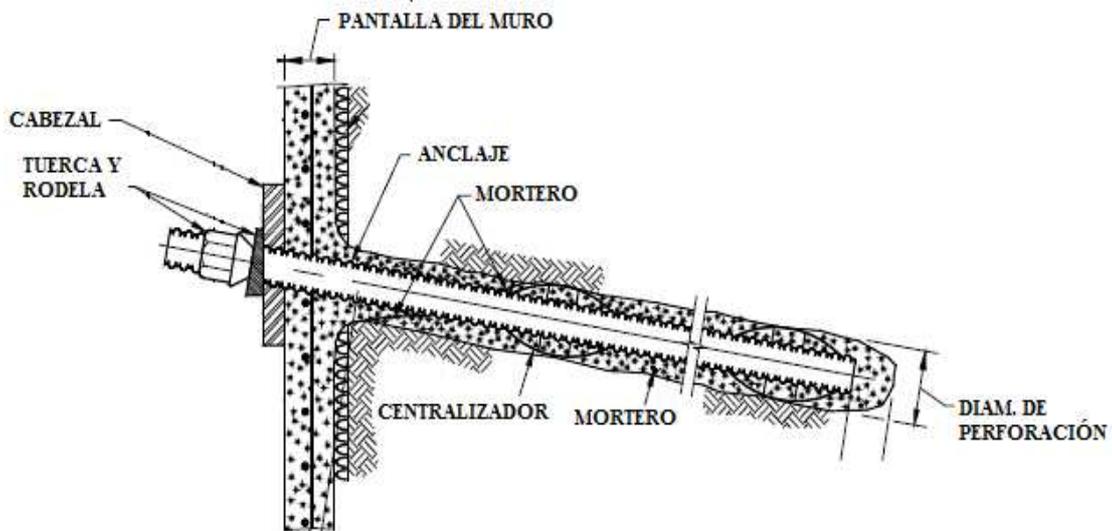
Esta técnica de estabilización de taludes empezó a utilizarse en el año 1971 en Versalles, Francia para la ampliación de una vía férrea. En esta ocasión un talud de 18 metros de altura con un suelo arenoso fue estabilizado con un muro anclado de hormigón proyectado. La fácil aplicación y el bajo costo de este tipo de muro hizo que esta técnica se popularizara rápidamente tanto en Francia como en el resto de países Europeos (Elias et al., 2003). En los Estados Unidos, la primera estabilización de un talud con este tipo de estructura ocurrió en Pórtland Oregon para sostener una excavación profunda de los subsuelos del Hospital Buen Samaritano en el año 1976 (Byrne et al., 1998). A lo largo de los años tanto en Europa como en Estados Unidos se ha podido comprobar que en muchos casos la utilización de Muros Anclados de Hormigón Proyectado supone una alternativa económicamente atractiva y que optimiza el tiempo de construcción. Actualmente

en los Estados Unidos esta técnica es cada vez es más aceptada y popular por lo que atrae mucho la atención a universidades y centros de investigación para seguir entendiendo mejor el desempeño estructural de este tipo de estructuras. La popularización de este método de estabilización de taludes ha hecho que la FHWA (Federal Highway Administration) publique continuamente reportes sobre el diseño y construcción adecuado de Muros Anclados de Hormigón Proyectado. Los dos reportes más populares en Estados Unidos son los que han sido utilizados como bibliografía para la elaboración de este manual. En el Ecuador, esta técnica cada vez es más utilizada profesionalmente para estabilizar taludes principalmente de carreteras. Sin embargo, este incremento en la aplicación de este tipo de estructuras debe ir acompañado de un mayor entendimiento de su comportamiento y desempeño estructural así como un mayor conocimiento de la correcta aplicación de sus procesos constructivos. Es por ello que este manual tiene como objetivo brindar un mayor soporte teórico a los ingenieros civiles ecuatorianos que vayan a construir o diseñar este tipo de estructuras.

1.2 Componentes Principales de un Muro Anclado de Hormigón Proyectado

Los principales componentes de un muro anclado de hormigón proyectado son:

- Pantalla
- Anclajes
- Cabezal del Anclaje
- Mortero
- Centralizador
- Tuerca y Rodela



(Elias et al., 2003)

Gráfico 1.2

Partes de un Muro Anclado de Hormigón Proyectado

Pantalla: Se compone del hormigón proyectado y la malla electrosoldada. Su función es conectar la resistencia a la tensión de todos los anclajes para que trabajen como un único ente estructural.

Anclaje: Es una varilla de acero corrugado cuya resistencia y diámetro son determinados en el diseño de la estructura. El anclaje conecta la superficie de falla del talud con la superficie resistente por medio de fuerzas de tensión.

Mortero: Es un mortero que se introduce en el orificio de perforación y que incrementa el contacto entre el suelo y el anclaje para lograr una mayor fuerza de rozamiento entre el anclaje y el suelo y por ende una mayor resistencia al arrancamiento del anclaje

Cabezal: Es una placa cuadrada de acero A36 típicamente de 200x200mm y 19mm de espesor cuya función es reducir la presión que ejerce el anclaje sobre la pantalla del muro al aumentar el área de contacto entre ambos.

Tuerca y Rodela: Una tuerca resistencia con su respectiva rodela cuya función es ajustar al anclaje a la pantalla.

Centralizador: Un dispositivo de PVC cuya función es lograr que el anclaje se encuentre ubicado en la mitad del orificio de perforación para así aumentar la resistencia a la corrosión de los mismos. Este dispositivo no es comúnmente utilizado en el Ecuador.

1.3 Diferencias entre Muros Anclados de Hormigón Proyectado y Muros Anclados de Hormigón Armado

Los muros anclados de hormigón proyectado y los muros anclados de hormigón armado tienen muchas similitudes: ambos son utilizados para estabilizar taludes o excavaciones profundas, ambos utilizan anclajes para su desempeño estructural, ambos se construyen de arriba hacia abajo. Sin embargo, sus diferencias en el desempeño estructural son tan diferentes que estos deben ser diseñados de diferente manera y por ende deben ser discutidos en dos manuales completamente diferentes. Los muros anclados de hormigón armado son diseñados para resistir la presión de la tierra sobre el muro y por ende se le refuerza al hormigón para resistir los esfuerzos de flexión causados por ella. Una franja del muro anclado de hormigón armado puede ser analizada como una viga continua sometida a presión uniforme triangular (la presión del suelo) y cuyos apoyos pasan a ser los anclajes. En cambio, los muros anclados de hormigón proyectado no están diseñados para soportar presiones del suelo sino únicamente

por medio de fuerzas de tensión en los anclajes unir la superficie de falla del talud con la superficie resistente y así estabilizarlo.



www.jamesmkc.blogspot.com/2008/11/retaining-wall-strengthening.html

Gráfico 1.3

Muro Anclado de Hormigón Armado

Los muros anclados de hormigón armado se consideran un sistema de soporte activo ya que se trata de que los anclajes empujen al suelo retenido más fuerte de lo que él los empuja (debido a ello, se debe presionar cada anclaje al muro por medio de un gato hidráulico una vez que el muro ya ha sido desencofrado). En cambio, los muros anclados de hormigón proyectado se consideran un sistema de soporte pasivo ya que esperan a que el talud empiece a deslizarse para actuar. También, la cara de un muro anclado de hormigón armado como su nombre indica está compuesta por hormigón reforzado con varillas de acero y en muchos casos hasta columnas cada cierta longitud que le permiten soportar la presión lateral del suelo. Por otro lado, la cara de un muro anclado de hormigón proyectado está únicamente compuesta por una capa de 10 a 12cm de hormigón proyectado y

mallas electrosoldadas ya que la función de esta es únicamente conectar los esfuerzos tensionantes de cada anclaje para que estos actúen conjuntamente como una estructura y no cada uno de manera independiente. Además, en los muros anclados de hormigón proyectado el espaciamiento entre anclajes debe ser mucho menor que en muros anclados de hormigón armado.



<http://www.phigroup.co.uk/tags/soil-nailing/structure-b150-midland-expressway>

Gráfico 1.4

Muro Anclado de Hormigón Proyectado

1.4 Capítulos del Manual

Este manual que trata sobre el diseño y la construcción de muros anclados de hormigón proyectado se encuentra dividido en ocho capítulos los cuales se enumeran a continuación:

Capítulo 2, Consideraciones Constructivas: En este capítulo se trata los procesos, especificaciones y consideraciones que se debe seguir al momento de construir un muro anclado de hormigón proyectado.

Capítulo 3, Mecanismo de Funcionamiento de un Muro Anclado de Hormigón Proyectado: En este capítulo se trata el desempeño estructural de un muro anclado de hormigón proyectado. Dentro de este tema se incluye los modos de falla y resistencias de los materiales que intervienen en una estructura como esta.

Capítulo 4, Método de Diseño para un Muro Anclado de Hormigón Proyectado: En este capítulo se discuten los pasos que se debe seguir para diseñar correctamente una estructura de este tipo. En cada paso se explica el método y las fórmulas que se deben utilizar.

Capítulo 5, El Programa SNAILZ: Dentro del diseño de muros de este tipo es muy común utilizar programas computacionales que simplifiquen el trabajo. Dentro del método de diseño en el capítulo anterior se propone la utilización del programa SNAILZ elaborado por el Departamento de Transporte de California. En este capítulo se describe el modo correcto de utilización de este programa así como también se comparan los resultados obtenidos utilizando el programa con los resultados utilizando una hoja de cálculo o un cálculo a mano.

Capítulo 6, Ejemplo de Diseño: En este capítulo se realiza un ejemplo de un diseño para un determinado talud de un muro anclado de hormigón proyectado.

Este ejemplo se realiza siguiendo los pasos mencionados en el capítulo 4 del manual.

Capítulo 7, Consideraciones Especiales de Diseño: En este capítulo se discute soluciones ante problemas específicos que se pueden presentar al momento de realizar un diseño en la vida real para una estructura de este tipo. Dentro de los temas que se tratan están los drenajes, protección a la corrosión, etc.

Capítulo 8, Estudios del Suelo: En este capítulo se discute los diferentes procedimientos de investigación de mecánica de suelos que deben ser realizados para obtener las características del suelo necesarias para el diseño de un muro anclado de hormigón proyectado en determinado sitio.

Capítulo 9, Manual Para Diseño y Construcción de Muros Anclados de Hormigón Proyectado: En este capítulo se realiza un resumen que engloba tanto la construcción como el diseño de este tipo de estructuras, obteniendo así una especie de “manual de bolsillo” que sirva como referencia a los profesionales que se dispongan a diseñar y/o construir este tipo de estructuras.

Capítulo 2

Consideraciones Constructivas

2.1 Introducción

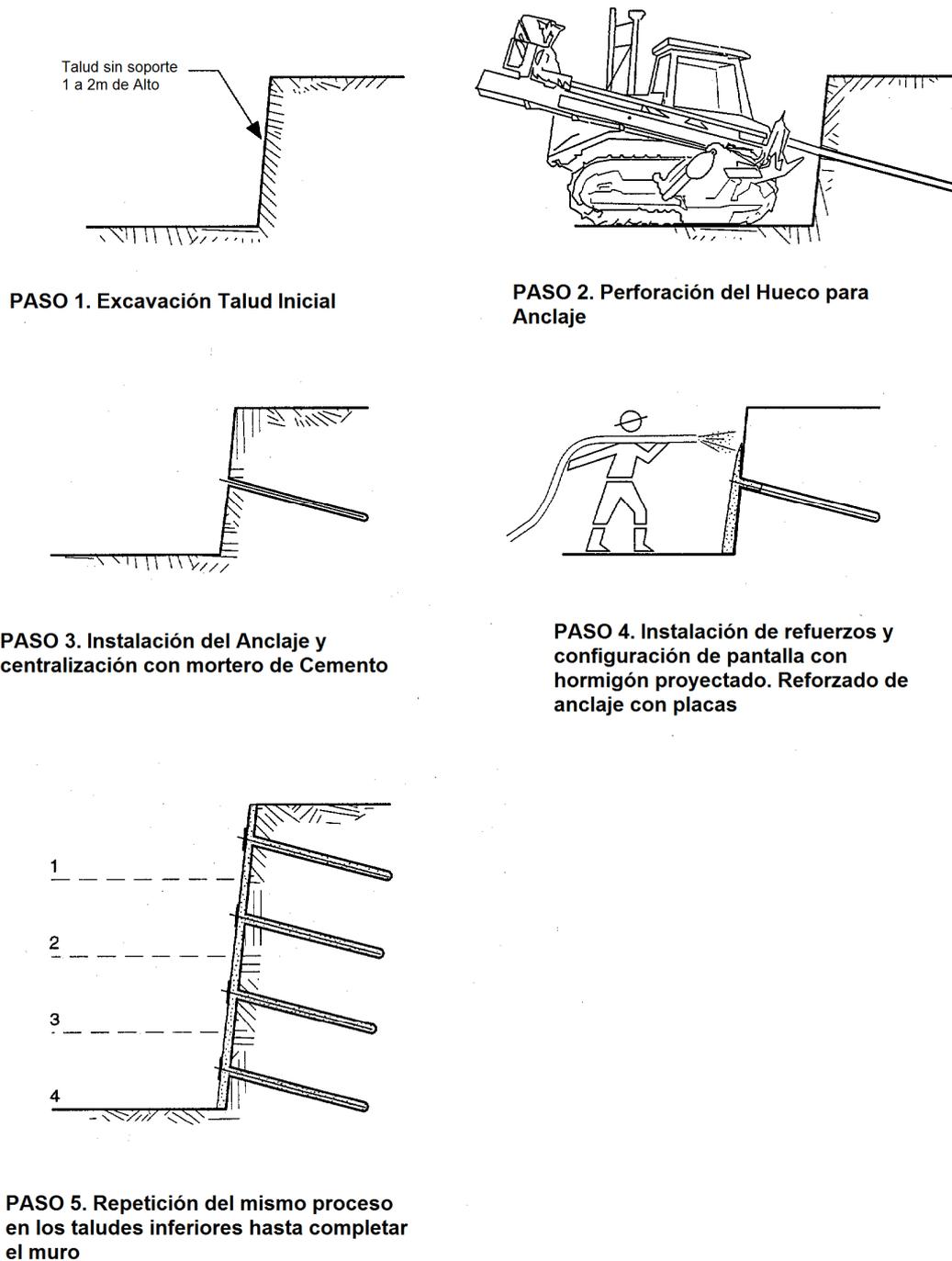
En la construcción de muros anclados de hormigón proyectado existen diversos aspectos que deben ser contemplados. La secuencia de ejecución del muro, la conformación del hormigón proyectado, el traslape de la malla electrosoldada son algunos de ellos. En este capítulo se usará como referencia las

consideraciones constructivas señaladas por Elias et al. (2003) y Byrne et al. (1998). Estas consideraciones están apegadas a la práctica común del U.S. Highway Service. En este capítulo se presentará una visión completa y detallada de los procesos constructivos que se utilizan para este tipo de estructura. Es importante señalar que el diseño se apega a la forma como es construido un muro de este tipo.

2.2 Proceso Constructivo

En los muros anclados de hormigón proyectado, la secuencia constructiva consta de los siguientes pasos:

- Excavación del Primer Talud
- Perforación de los orificios para los Anclajes
- Instalación del anclaje en el orificio ya Perforado
- Vertido del mortero (grout) de cemento en el orificio ya perforado
- Instalación de Drenajes en el Muro
- Configuración de la Pantalla del Muro con Hormigón Proyectado
- Instalación del cabezal del anclaje
- Repetición del Proceso para Taludes Inferiores hasta completar el muro



(Byrne et al., 1998)

Gráfico 2.1

Procesos Constructivos

Cada uno de estos pasos debe ser ejecutado a conciencia para así obtener resultados satisfactorios. Vale recalcar que este tipo de ejecución se da cuando se empieza a excavar o perfilar para obtener el talud. En caso de que el talud ya se

encuentre realizado, se debe evaluar la posibilidad de comenzar a ejecutar el muro con la secuencia de arriba hacia abajo por medio de andamios, gruas, etc. En caso de que esto no sea posible, se puede comenzar a construir desde abajo hacia arriba pero esto debe estar reflejado en el diseño que debe tener pequeñas modificaciones con respecto al modo normal ejemplificado en el capítulo 3 de este manual.

2.2.1 Excavación del Primer Talud

Primeramente, antes de excavar el talud, Byrne et al. (1998) señala que se debe desviar toda corriente de agua que esté circulando por la superficie de la parte superior del talud para así eliminar la posibilidad de que la presión de esta agua ocasione una falla en el talud. Cuando se procede a excavar el primer talud, se tienen dos variables a considerar, la inclinación y la altura. La inclinación inicial del talud debe ser tal que permita al talud final obtener la inclinación con la cual se realiza el diseño, es decir, el ángulo de inclinación del talud inicial debe ser igual al ángulo de inclinación del talud completo. Para determinar la altura, se debe seleccionar una altura relativamente pequeña (1 a 2m) que permita que las máquinas perforadoras y lanzadoras de concreto maniobren fácilmente y abastezcan a todo el talud sin problemas. Sin embargo, la altura también debe ser limitada para que se mantenga el tiempo suficiente sin que se produzca ningún deslizamiento en ella y así permita trabajar de manera segura. En caso de que en los primeros taludes excavados se produzcan deslizamientos debido a la excesiva fracturación de los suelos superiores, se puede inyectar una pequeña capa de hormigón proyectado en el talud para que este no permita que se produzcan los deslizamientos. El talud terminado debe ser lo más uniforme posible para así no desperdiciar el hormigón proyectado al conformar la pantalla del muro. También, se debe dejar una base horizontal en la parte inferior del talud que tenga un ancho razonable que permita la ubicación de la maquinaria de perforación y lanzamiento de concreto. Elias et al. (2003) señala que muchas veces la situación más crítica en la estabilidad del talud se da cuando se está construyendo el talud inicial y todavía no se ha instalado ni los anclajes ni la pantalla del muro. Para ello, en lo posible se

debe tratar que entre la excavación inicial y la estabilización final del primer talud no transcurra más de un día.

2.2.2 Perforación de los Orificios para los Anclajes

Cuando el primer talud ya se encuentra configurado, se procede a realizar las perforaciones con la inclinación, diámetro y longitud de los anclajes determinada en el diseño. Byrne et al. (1998) señala que típicamente, la inclinación de los anclajes es de 15° y su longitud es aproximadamente el 70% de la longitud final del talud al cual se le va a reforzar con los anclajes.

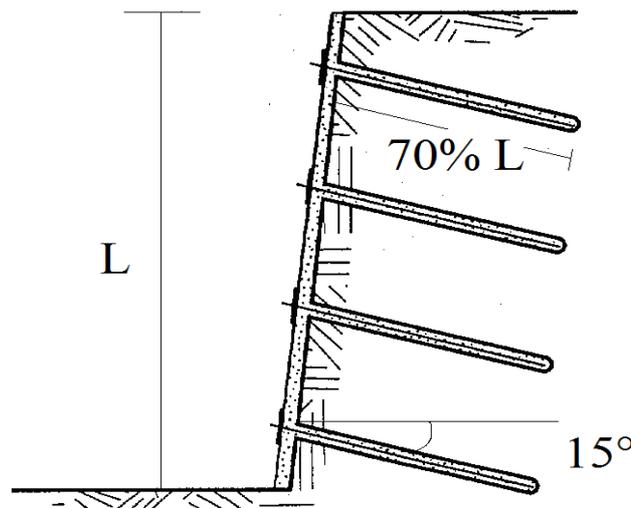


Gráfico 2.2

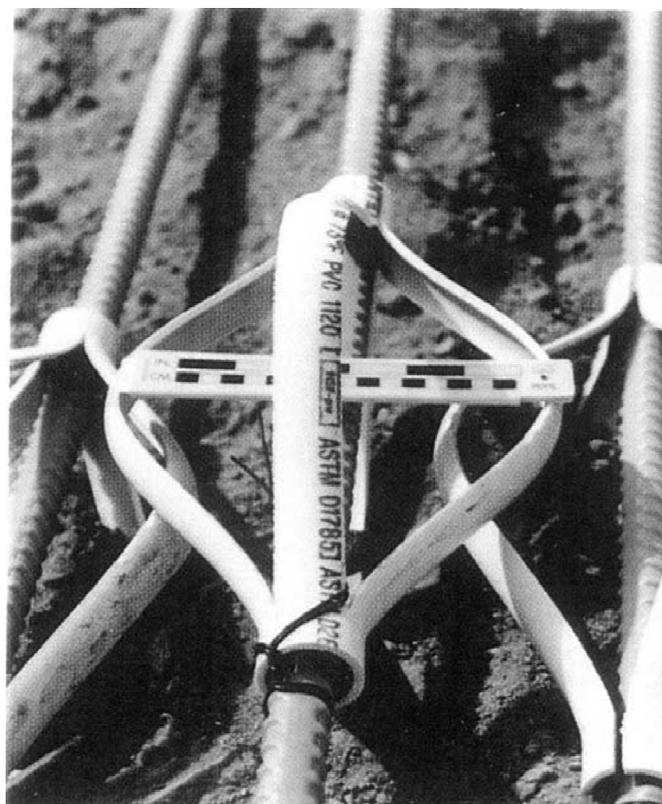
Longitud e Inclinación de los Anclajes

El método de perforación depende de la maquinaria disponible y del tipo de suelo en el que se va a construir. La selección del método de perforación es un proceso crítico ya que de él depende el esfuerzo de unión suelo-anclaje por lo que en lo posible, un profesional especializado en perforaciones de este tipo debe tomar

parte activa tanto en la construcción como en el diseño de este tipo de estructuras. En este manual no se profundiza este tema sin embargo, se recomienda que al momento de diseñar o construir este tipo de estructuras se debe realizar un estudio de los métodos de perforación disponibles en la zona y su validez para el tipo de suelo en el que se va a perforar.

2.2.3 Instalación de los anclajes y vertido del mortero de cemento en las perforaciones

Luego de que se han realizado las perforaciones, se procede a instalar los anclajes. Por motivos de diseño y recubrimiento ante la corrosión, los anclajes deben estar ubicados en el centro de la perforación. Para ello, en los Estados Unidos se utilizan unos soportes centralizadores de PVC que ayudan a centrar a los anclajes.



(Byrne et al., 1998)

Gráfico 2.3

Centralizadores de PVC para Anclajes

Sin embargo, en el Ecuador generalmente no se cuenta con este tipo de utensilios por lo que se debe seguir un proceso diferente. Primero, en la perforación se debe verter el mortero de cemento haciendo que el mismo cubra toda la longitud de perforación pero tenga solo la mitad de altura. Luego, sobre este mortero se debe instalar el anclaje para luego recubrir con el mismo mortero la segunda mitad de la altura de la perforación y así conseguir que el anclaje se encuentre en la mitad de la perforación a lo largo de toda su longitud. De ser necesario, los anclajes deben estar protegidos contra la corrosión de la manera especificada en el capítulo 7 de este manual. El mortero de cemento es una mezcla entre arena, cemento y agua con una relación agua/cemento que generalmente varía entre 0.4 a 0.5. Los morteros rígidos utilizados para conseguir una buena centralización del anclaje tienen por lo general un asentamiento de 30mm medido con el cono de Abrahms (Elias et al., 2003). En el caso que se requiera que el mortero se deslice más rápidamente hasta el fondo del anclaje, se pueden utilizar aditivos plastificantes. Es importante notar que la consistencia del mortero es vital para el esfuerzo de unión suelo-anclaje por lo que se debe tratar de que tenga una alta resistencia y en lo posible se debe evitar las fisuraciones por el fraguado. Generalmente la colocación a gravedad del mortero es la más efectiva, sin embargo cuando se necesita un mayor esfuerzo de unión suelo-anclaje Elias et al. (2003) recomienda inyectar el mortero a presión para así obtener un mayor confinamiento del anclaje y un mayor esfuerzo de unión suelo-anclaje. También, si la circunstancias así lo requieren se puede aumentar el diámetro de la perforación en la parte final de ella obteniendo una especie de bulbo que ayuda a mejorar la resistencia al arrancamiento del anclaje.

2.2.4 Instalación de Drenajes en el Muro

Cuando el suelo se encuentra saturado, la presión sobre el muro anclado de hormigón proyectado aumenta. Cuando esto sucede, se pueden producir presiones excesivas que no han sido contempladas en el diseño y que pueden causar la falla del muro. Para evitar esto, se realiza drenajes que ayudan a evacuar el agua de manera eficiente. Los conceptos más relevantes sobre el diseño y la colocación de drenajes son discutidos en el capítulo 7 de este manual.

2.2.5 Armado de la Pantalla del Muro

Cuando los anclajes y drenajes ya han sido instalados, se procede a configurar la pantalla del muro con hormigón proyectado reforzada con malla electrosoldada y, en algunos casos, varillas adicionales para incrementar su resistencia. La pantalla del muro sirve como complemento estructural a los anclajes ya que recoge las tensiones que se generan en el muro y los traslada hacia los anclajes. Su grosor típico varía entre 6 y 12cm y está determinado en el diseño de la misma. Para armar el refuerzo de la pantalla, se debe colocar el refuerzo del muro que consiste en la malla electrosoldada y unas varillas adicionales de refuerzo para incrementar la resistencia del muro al punzonamiento. La malla electrosoldada que será utilizada está determinada de acuerdo al diseño establecido. Esta debe ser colocada de manera vertical, en lo posible con soportes o pesos en los extremos para que no se mueva al momento del hormigonado. El traslape entre malla y malla debe ser por lo menos de 0.2 m (Elias et al., 2003). Sin embargo, para facilidades constructivas se puede traslapar un cuadro entre malla y malla. Es importante considerar que la malla debe estar en el centro de la pantalla por lo que se deben colocar implementos que permitan esto. La solución es colocar unos cubos de hormigón vulgarmente denominados “galletas” que son pedazos de hormigón de más o menos 5x5cm de área y de espesor la mitad de la pantalla.

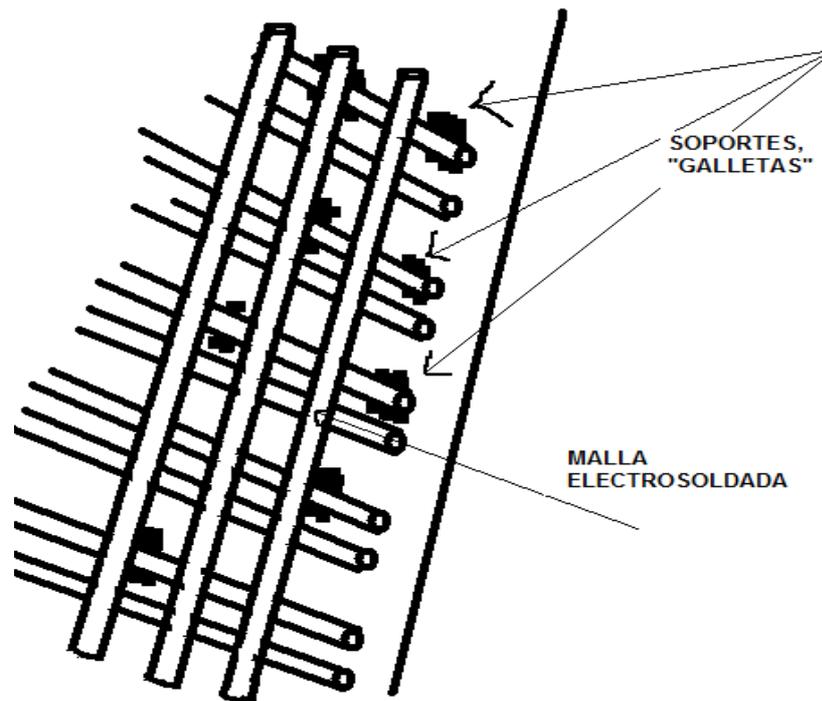


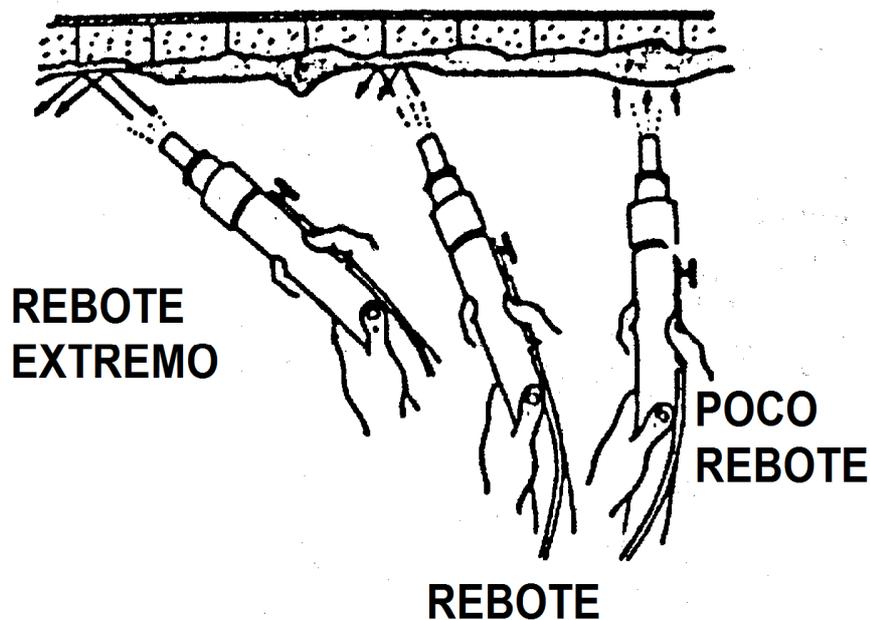
Gráfico 2.4

Soportes "Galletas"

Por lo general se funden estos pedazos de hormigón con un pedazo de cable adherido para amarrarlos a las mallas. Estas "galletas" se colocan de forma aleatoria en la parte inferior del espacio entre la malla electrosoldada y la cara del talud y de esta manera se garantiza que al momento de proyectar el hormigón, la malla quede en la mitad de la pantalla. Las varillas adicionales si se diera el caso, deben amarrarse a la malla con cable y deben estar ubicadas en el centro del área de influencia de cada anclaje según especifica el diseño. Otra manera de fijar la malla al talud, es utilizando trozos de varilla de acero, que terminan en punta en un extremo y en una cruz en el otro. La cruz se logra soldando trozos más pequeños de la misma varilla. Estos dispositivos se clavan al talud, y la cruz mantiene la malla en la posición deseada.

2.2.6 Aplicación del Hormigón Proyectado

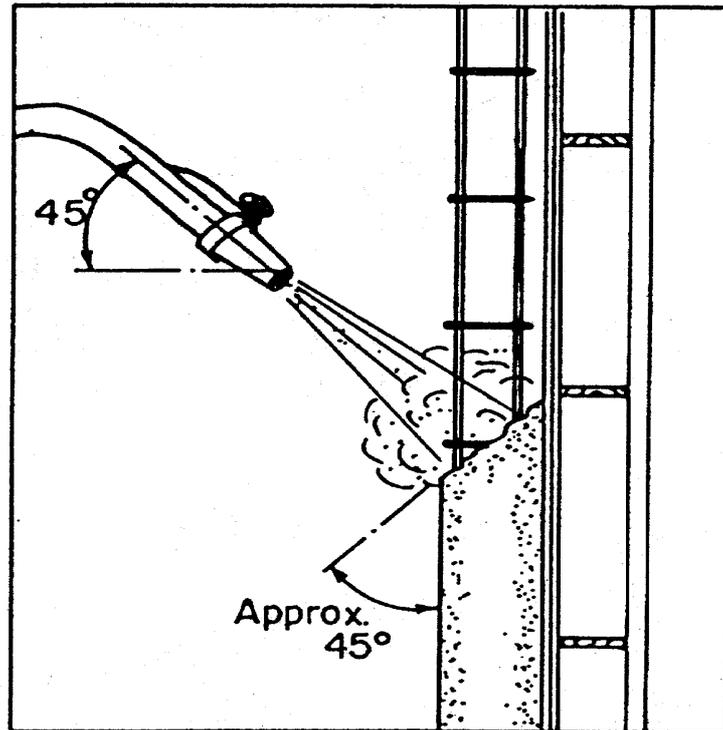
Cuando ya se ha terminado de armar el refuerzo del muro, se procede a disparar el hormigón proyectado formando la pantalla del muro. El correcto procedimiento de disparo es crítico para obtener buenos resultados en la resistencia de la pantalla. Uno de los factores para lograr una correcta aplicación del hormigón proyectado es minimizar el rebote que se produce entre el hormigón y la superficie aplicada. Para ello, se debe tratar de que la manguera de lanzado se encuentre totalmente en ángulo recto a la superficie proyectada (Byrne et al., 1998). También, para superficies de ancho considerable la manguera debe estar orientada a un ángulo de 45° en dirección vertical como se indica en los siguientes gráficos:



(Byrne et al., 1998)

Gráfico 2.5

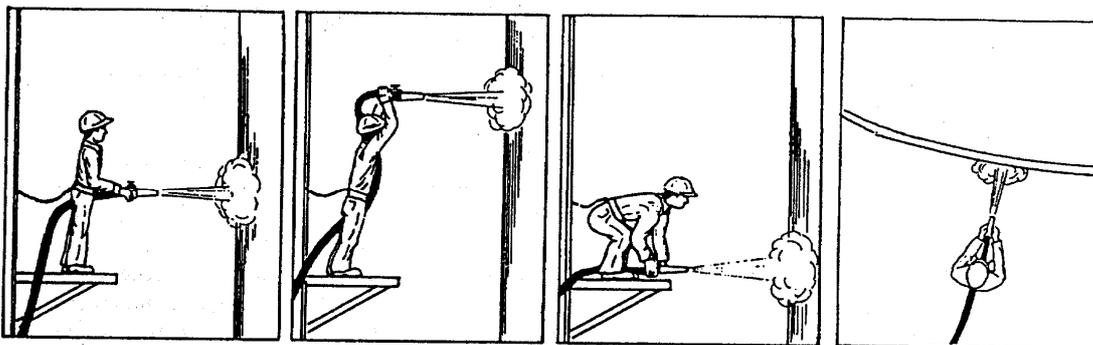
Rebote de Lanzado



(Byrne et al., 1998)

Gráfico 2.6

Ángulo de Proyección



(Byrne et al., 1998)

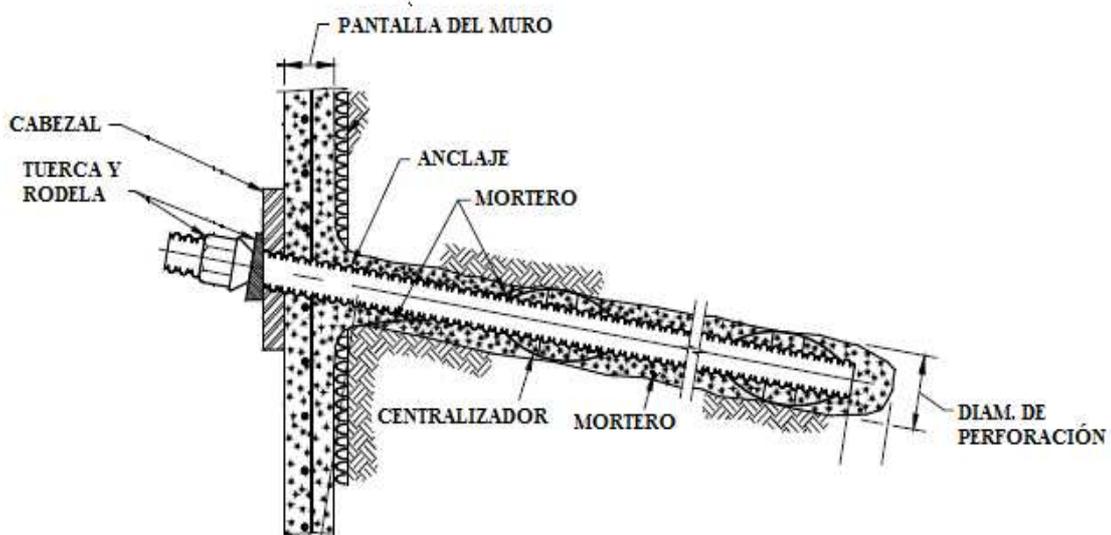
Gráfico 2.7

Posiciones Correctas de Lanzado

También, es importante notar que si el refuerzo del muro (malla electrosoldada) no está firme, habrá más rebote del hormigón.

2.2.7 Refuerzo Anclaje-Muro

Una vez terminada la aplicación del hormigón proyectado se debe esperar de dos a tres horas hasta que el hormigón fragüe y se pueda proceder a reforzar los anclajes en el muro. Este refuerzo se realiza mediante la colocación de un cabezal en la unión anclaje-superficie del muro. Este cabezal consiste en una placa cuadrada de acero A36 típicamente de 200x200mm y 19mm de espesor. También, esta placa consta de un hueco redondo en la mitad por donde se introduce el anclaje. A este cabezal se le asegura a la pantalla ajustando muy superficialmente con una llave inglesa una tuerca con su respectiva arandela. Esta tuerca, que generalmente es proveída por el distribuidor de los anclajes debe tener la misma resistencia que ellos y su espesor es casi siempre mayor que el cabezal. Esta placa ayuda a que la presión realizada por el anclaje sobre la pantalla sea menor al aumentar el área de contacto entre ambos.



(Elias et al., 2003)

Gráfico 2.8

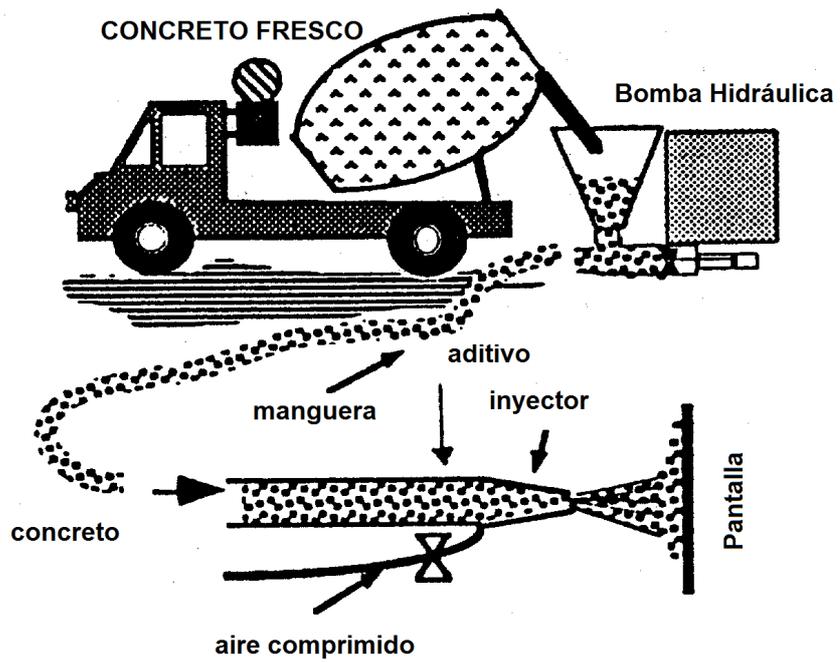
Partes de un Muro Anclado de Hormigón Proyectado

2.3 El Hormigón Proyectado

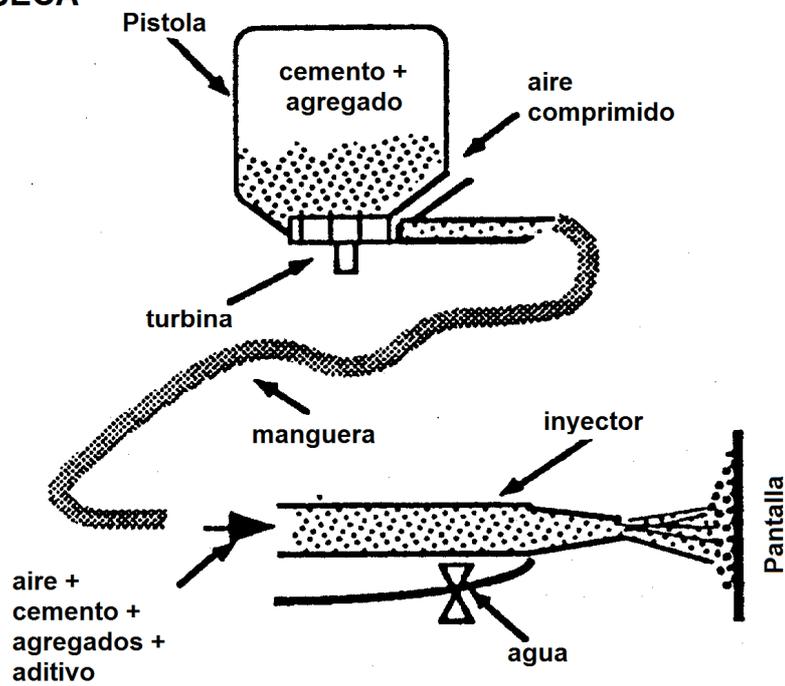
El hormigón proyectado, hormigón gunitado u hormigón lanzado es una variante del hormigón normal. Este hormigón, en vez de ser aplicado de manera manual o con una bomba, es lanzado con ayuda de un dispositivo que funciona a modo de pistola con ayuda de un inyector. A diferencia del hormigón normal, este hormigón no necesita ser vibrado en obra ya que el propio impacto del mismo con la superficie de aplicación reduce las burbujas de aire existentes en la mezcla. Estas características del hormigón proyectado le hacen ideal para las estructuras en cuestión ya que este hormigón permite una aplicación fácil sin necesidad de vibrado ni ayuda de encofrados que podrían presentar problemas al momento de configurarlos en un talud. De acuerdo a Byrne et al. (1998), las características importantes de este tipo de hormigón son la resistencia inicial y la resistencia después del agrietamiento. El hormigón proyectado debe conectar las presiones ejercidas por el suelo a los diferentes anclajes que se encuentran a su alrededor. Es por ello que es importante conocer sus principales componentes, diferencias, características, etc. para una correcta aplicación en los procesos constructivos.

Existen dos diferentes métodos para la aplicación del hormigón proyectado. La primera es la aplicación con mezcla húmeda. En este tipo de aplicación, el hormigón es ya premezclado a mano o con ayuda de un mixer y luego, con ayuda de una bomba hidráulica, este es introducido en la manguera que proyecta el hormigón. En cambio, en la aplicación con mezcla seca el cemento y los agregados son mezclados en seco y luego depositados en un dispositivo para proyectar el concreto (comúnmente llamado pistola). El agua de mezcla y los aditivos son agregados en la manguera que proyecta el hormigón.

MEZCLA HÚMEDA



MEZCLA SECA



(Byrne et al., 1998)

Gráfico 2.9

Mezcla Seca y Mezcla Húmeda

Para los muros anclados de hormigón proyectado en el Ecuador, se prefiere la utilización de mezclas húmedas ya que estas se adaptan mejor a nuestro medio. El hormigón proyectado no es una técnica que se ha desarrollado mucho en nuestro país por lo que al trabajar con mixers de hormigón premezclado se permite al constructor concentrarse únicamente en la correcta aplicación de este tipo de hormigón y no en el diseño de la mezcla, logrando una mejor calidad en la pantalla del muro.

Al igual que el hormigón normal, el hormigón proyectado está constituido por la pasta agua-cemento, agregados finos y agregados gruesos. La norma ACI 506.2 especifica que el hormigón proyectado para este tipo de estructuras debe tener la siguiente granulometría:

TAMIZ	Porcentaje que Pasa
12 mm	100
10 mm	90 - 100
5 mm	70 - 85
2.5 mm	50 - 70
1.25 mm	35 - 55
0.63 mm	20 - 35
0 - 315 mm	8 - 20
0 - 160 mm	2 - 10

(ACI 506.2)

Tabla 2.1

Granulometría Hormigón Proyectado

Las mezclas húmedas óptimas del hormigón proyectado tienen un 25% de agregados mayores que 5 mm. La ventaja de utilizar una mayor cantidad de agregado grueso en la mezcla le permite al hormigón tener una mayor densidad y por tanto cuando se dispara el hormigón, este se compacta más y por lo tanto se incrementa la calidad de la pantalla del muro. De acuerdo a Byrne et al. (1998), al disparar el hormigón proyectado se pierde hasta el 4% del contenido de aire inicial del hormigón. Dentro de los aditivos que pueden ser utilizados para este tipo de hormigón están los aditivos acelerantes (para lograr la resistencia deseada rápidamente y así proseguir con los siguientes niveles de los muros) y los aditivos plastificantes (para lograr un mejor lanzado del hormigón). Para la correcta utilización de estos aditivos se debe referir a las normas del ACI y las especificaciones propias de los aditivos como se haría con el hormigón común y corriente. Otras características de este hormigón son un asentamiento de 50 a 100mm medido con el cono de Abrahms, un contenido de aire máximo del 10%, una relación agua/cemento máxima de 0.5 para conseguir una resistencia de 28Mpa a los 28 días (Byrne et al., 1998). El típico diseño de mezcla para este caso sería el siguiente:

MATERIAL	CANTIDAD
Cemento Tipo IP	390 Kg
Agua	160 Litros
Agregado Fino	1350 Kg
Agregado Grueso	400 Kg

(Byrne et al., 1998)

Tabla 2.2

Diseño de Mezcla

Capítulo 3
Mecanismo de Funcionamiento de un Muro Anclado de
Hormigón Proyectado

Los muros anclados de hormigón proyectado básicamente operan uniendo por medio de los anclajes (los cables o varillas de refuerzo) la zona que está dentro del plano de falla de un talud (llamada zona activa por Byrne et al. (1998)), a la zona resistente que está detrás del talud. Esta unión de las dos zonas se consigue mediante el desarrollo de tensión en los cables o varillas de refuerzo de esta estructura que permiten desarrollar una estabilidad global y así aumentar el factor de seguridad ante la falla de un talud. Sin embargo, para lograr un funcionamiento óptimo de este tipo de estructura, su diseño debe considerar varios modos de falla que pueden ocasionarse tanto durante su construcción como su vida útil. Tanto Byrne et al. (1998) como Elias et al. (2003), señalan que los muros anclados de hormigón proyectado tienen dos tipos de estados límite, el de falla y el de servicio. Dentro del estado límite de servicio se considera las deformaciones admisibles que pueden darse en un muro de estas características, en cambio dentro del estado límite de falla se consideran los casos de falla internos, externos y falla de la pantalla de hormigón proyectado. En el reporte de Elias et al. (2003) se da énfasis a los modos de falla tanto externos como internos y de la pantalla, en cambio en el reporte de Byrne et al. (1998) se prioriza los modos de falla internos y de la pantalla sobre los modos de falla externos, de los cuales solo se evalúa la estabilidad global. El propósito de este manual es abarcar de manera concisa todos los problemas en los muros anclados de hormigón proyectado, por lo que se tratará con igual prioridad los modos de falla internos, externos y de la pantalla.

3.1 Modos de Falla Externos

Los modos de falla externos consideran a la estructura completa, la analizan como un talud reforzado y analizan los problemas que podrían incurrir en esos casos. Para analizar este tipo de falla se le considera al talud reforzado como un bloque y se lo analiza en consecuencia a las fuerzas exteriores que actúan sobre él. Dentro de los modos de falla externos se encuentran la falla por estabilidad global considerando la superficie de falla del talud, la falla por deslizamiento y la falla por capacidad de carga.

3.1.1 Estabilidad Global

El modo de falla por estabilidad global se basa en evaluar a la estructura concerniente, tanto al talud como a los refuerzos, como un bloque rígido. En este tipo de análisis primero se establece una superficie de falla del talud, que puede ser una aproximación circular, unilineal o bilinear según se desee, pero siempre y cuando se aplique los conceptos de superficie de falla de taludes de la mecánica de suelos. Luego, se consideran todas las cargas que actúan sobre el bloque suelo-refuerzo, tomando en cuenta tanto las estabilizantes como las desestabilizantes para determinar el factor de seguridad. El método consiste en determinar una superficie de falla crítica en la cuál el factor de seguridad de la relación fuerzas estabilizantes para las fuerzas desestabilizantes es menor, para luego comparar con el factor de seguridad mínimo establecido para la estabilidad global. Este análisis se puede realizar de manera manual, ayudado por una hoja de cálculo en Excel o con un programa de computadora. Elias et al. (2003) grafica la forma de realizar un análisis simplificado de la estabilidad global con una superficie de falla unilinerar plana de la siguiente manera:

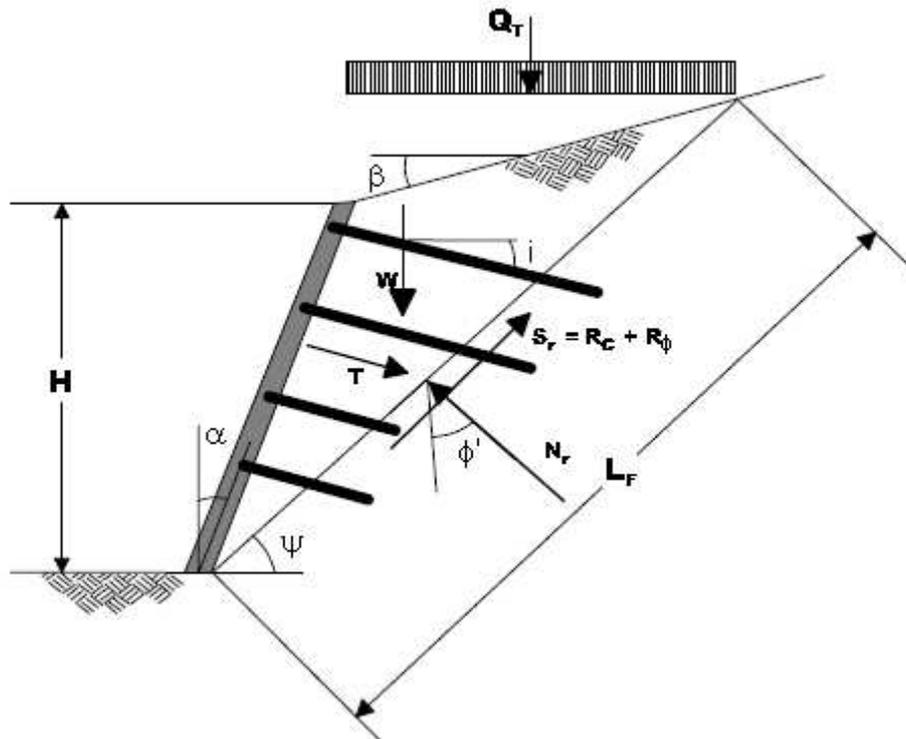


Gráfico 3.1**Análisis Unilineal de la Estabilidad Global de un Talud**

En donde:

α : Ángulo del talud con la vertical

β : Ángulo de la pendiente superior al talud

ϕ' : Ángulo de fricción efectivo del suelo

c' : Cohesión efectiva del suelo

ψ : Inclinación del plano de falla, (Puede ser aproximado con el método de Cullman)

i : Inclinación de los refuerzos

L_F : Longitud del plano de falla

W : Peso de la masa de tierra que se desliza

Q_T : Peso de la sobrecarga

T_{EQ} : Tensión equivalente obtenida sumando las tensiones en todos los refuerzos (La forma de obtener la tensión en cada refuerzo se describe dentro de los modos de falla internos)

N_F : Fuerza normal del plano de falla

S_F : Fuerza cortante al plano de falla

R_c : Componente cohesivo de S_r

R_ϕ : Componente friccional de S_r

Las fuerzas desestabilizantes comprenden el componente tangencial del peso del bloque y la sobrecarga. Las fuerzas estabilizantes comprenden de la tensión equivalente de los refuerzos (T_{EQ}) y la fuerza cortante del suelo alrededor del

plano de falla (S_F). Como se había indicado anteriormente, el factor de seguridad contra la estabilidad global se calcula como:

$$FS_G : \frac{\sum \text{FuerzasEstabilizantes}}{\sum \text{FuerzasDesestabilizantes}}$$

Para las fuerzas estabilizantes como para las fuerzas desestabilizantes se calcula su componente tangencial y normal al plano de falla. La sumatoria de fuerzas normales y tangentes para obtener los datos son las siguientes:

$$\sum \text{FuerzasNormales} = (W + Q_T) \cos \psi + T_{EQ} \sin(\psi + i) - N_F = 0$$

$$\sum \text{FuerzasTangentes} = (W + Q_T) \sin \psi - T_{EQ} \cos(\psi + i) - S_F = 0$$

En donde:

$$S_F = R_c + R_\phi = c_m * L_F + N_F * \tan \phi_m$$

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi'}{FS_G}$$

$$c_m = \frac{c'}{FS_G}$$

Es importante notar que en estas ecuaciones se suma al ángulo de inclinación del plano de falla (ψ) el ángulo de inclinación del anclaje (i) para obtener las componentes de las fuerzas tomando en cuenta ambos factores.

Luego, se calcula el factor de seguridad ante la estabilidad global.

$$FS_G : \frac{\sum \text{FuerzasEstabilizantes}}{\sum \text{FuerzasDesestabilizantes}} = \frac{S_F + T_{EQ} \cos(\psi + i)}{(W + Q_T) \sin \psi}$$

Como se puede ver, este cálculo es un proceso iterativo por lo que se selecciona un factor de seguridad de los permitidos y se calcula ϕ_m y c_m , luego se calcula las fuerzas tangenciales estabilizantes y desestabilizantes para obtener el factor de seguridad global y luego con ese factor de seguridad global se vuelve a comenzar desde el principio hasta que el resultado converja.

Por otro lado, Byrne et al. (1998) presenta la posibilidad de hacer un chequeo de la estabilidad global con una aproximación bilinear del plano de falla, usando una hoja de cálculo de Excel. En este caso se tiene un modelo en el cual los ángulos, las tensiones de los cables y los pesos del suelo se dividen en dos bloques, el A y el B, según la aproximación bilinear de la línea de falla del talud. La forma de calcular este factor de seguridad global se resume a continuación:

α_A : Ángulo de inclinación del bloque A

L_A : Longitud de la base del talud A

W_A : Peso del suelo en el bloque A

T_A : Fuerza de tensión en el bloque A por cada metro (La tensión de todos los refuerzos en el bloque A para la separación entre ellos.)

α_B : Ángulo de inclinación del bloque B

L_B : Longitud de la base del talud B

W_B : Peso del suelo en el bloque B

T_B : Fuerza de tensión en el bloque B por cada metro (Se calcula de la misma manera que T_A pero en el bloque B)

T : Tensión por cada metro en la unión de los dos bloques (Las tensiones de los anclajes en la unión del bloque A con el bloque B dividido para la separación entre ellos)

I : Fuerza del suelo en la unión de los dos bloques

F : Factor de seguridad Global

Se asume el ángulo de fricción permisible como:

$$\phi = \tan^{-1}[\tan(\phi_U) / F]$$

Después se procede a hacer sumatoria de fuerzas tanto verticales como horizontales para el bloque A y B:

Bloque A, Sumatoria de fuerzas Verticales:

$$W_A + (T_A - T) \sin(\theta) - (I) \sin(\beta) - c_U (L_A) \sin(\alpha_A) / F - (R_A) \cos(\alpha_A - \phi) = 0$$

Bloque A, Sumatoria de fuerzas Horizontales:

$$(I) \cos(\beta) + (T_A - T) \cos(\theta) + c_U (L_A) \cos(\alpha_A) / F - (R_A) \sin(\alpha_A - \phi) = 0$$

Bloque B, Sumatoria de fuerzas Verticales:

$$W_B + (T_B + T) \sin(\theta) + (I) \sin(\beta) - c_U (L_B) \sin(\alpha_B) / F - (R_B) \cos(\alpha_B - \phi) = 0$$

Bloque B, Sumatoria de fuerzas Horizontales:

$$(I) \cos(\beta) - (T_B + T) \cos(\theta) - c_U (L_B) \cos(\alpha_B) / F + (R_B) \sin(\alpha_B - \phi) = 0$$

Eliminando los R_A , R_B , e I de las ecuaciones siguientes, se puede obtener una igualdad reducida a lo siguiente:

$$[1 + \tan(\beta) \tan(\alpha_A - \phi)] \{ -W_B - (T_B + T) \sin(\theta) + c_U (L_B) \sin(\alpha_B) / F \} \tan(\alpha_B - \phi) + (T_B + T) \cos(\theta) + c_U (L_B) \cos(\alpha_B) / F = [1 + \tan(\beta) \tan(\alpha_B - \phi)] \{ W_A + (T_A - T) \sin(\theta) - c_U (L_A) \sin(\alpha_A) / F \} \tan(\alpha_A - \phi) - (T_A - T) \cos(\theta) - c_U (L_A) \cos(\alpha_A) / F$$

(Byrne et al., 1998)

Asumiendo de forma conservadora que el ángulo de fuerzas entre los dos bloques es igual a cero ($\beta = 0$), se resuelve iterativamente para calcular el valor de F . Con

ayuda de una hoja de cálculo de Excel, se pasa los valores de la derecha de la igualdad a la izquierda y se resuelve con ayuda de la función Solver. La hoja de cálculo ya programada para este caso está presentada en el capítulo 5 de este manual junto con un ejercicio de aplicación de la misma.

Es importante notar que para estas revisiones manuales solo se considera el equilibrio de fuerzas y no de momentos, esto es debido a que se intenta hacer una revisión general. Por lo general, la estabilidad global se revisa por medio de programas computacionales como por ejemplo el SNAILZ o el GOLDNAIL. En particular, el programa SNAILZ analiza la estabilidad global de taludes reforzados con muros de concreto proyectado por medio de una aproximación bilinear del plano de falla. Por ello, es importante entender como se calcula manualmente la estabilidad global de un talud reforzado con muros de concreto proyectado, antes de realizar el análisis computacional. Es recomendable siempre acompañar el chequeo de la estabilidad de un talud por cálculos tanto manuales como computacionales para obtener resultados confiables.

3.1.2 Deslizamiento

En el segundo modo de falla de la estabilidad externa de la estructura, se considera su capacidad para resistir el deslizamiento al empuje de la tierra. Para este tipo de análisis se considera la teoría de Rankine y la de Coulomb para el empuje activo del suelo y el cálculo del coeficiente K_A . Es importante acotar que en el diseño de muros anclados de hormigón proyectado, se considera que el suelo está empujando el muro, y por ello se utiliza el coeficiente de empuje activo. Para el diseño de otro tipo de muros, por ejemplo el diseño de muros anclados con hormigón armado, no necesariamente se basa en la presión activa de tierra ya que se le da a los anclajes una presión inicial. Para analizar la capacidad de deslizarse de un muro, nuevamente se le considera como un bloque a toda la estructura y se analiza las fuerzas que empujan al muro y las fuerzas que lo retienen. Es por ello que el factor de seguridad contra deslizamiento se establece como la razón entre las fuerzas resistentes horizontales para las fuerzas deslizantes horizontales. Para

c_b : Cohesión del suelo en la base del talud

B_L : Longitud de la superficie de falla horizontal (Bloque Sujeto a Desplazamiento)

W : Peso del bloque de suelo analizado

Q_D : Porción permanente de la sobrecarga total Q_T

Φ'_b : Ángulo de fricción efectivo del suelo en la base del muro

Φ' : Ángulo de fricción efectivo del suelo detrás del muro

δ : Ángulo de interfaz suelo-muro (para taludes infinitos $\delta = \beta$)

γ : Peso específico del suelo

H_1 : Altura específica sobre la que la presión de tierra actúa

K_A : Coeficiente de presión activa del suelo

La altura específica sobre la que la presión de tierra actúa (H_1) se obtiene con la siguiente fórmula:

$$H_1 = H + (B_L - H \cdot \tan \alpha) \cdot \tan \beta_{eq}$$

Los taludes superiores que tienen una longitud horizontal mayor que $2H$, son denominados como taludes infinitos en donde:

$$\beta_{eq} = \beta$$

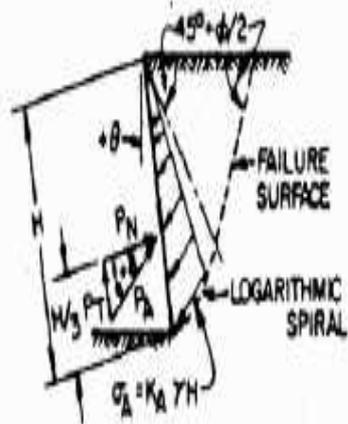
En cambio, los taludes superiores que tienen una longitud horizontal menor que $2H$ son denominados taludes rotos en donde:

$$\beta_{eq} = \tan^{-1}(\Delta H/2H)$$

El coeficiente de presión activa del suelo puede ser obtenido a partir de la teoría de Coulomb (Elias et al., 2003), con la fórmula:

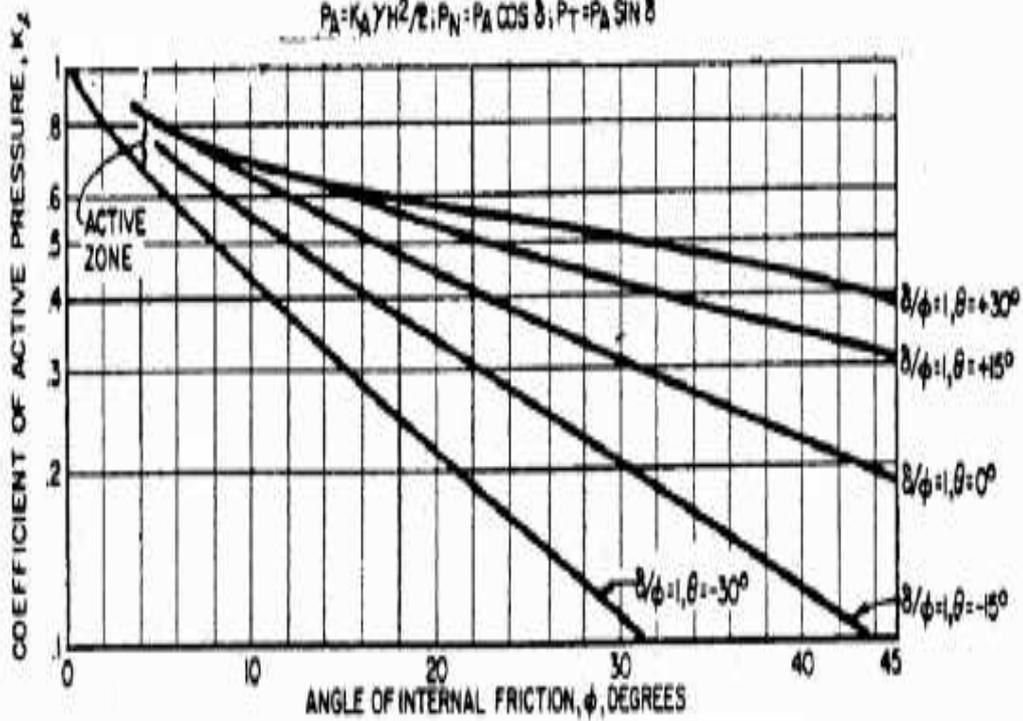
$$K_A = \frac{\sin^2(\theta + \phi')}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2}$$

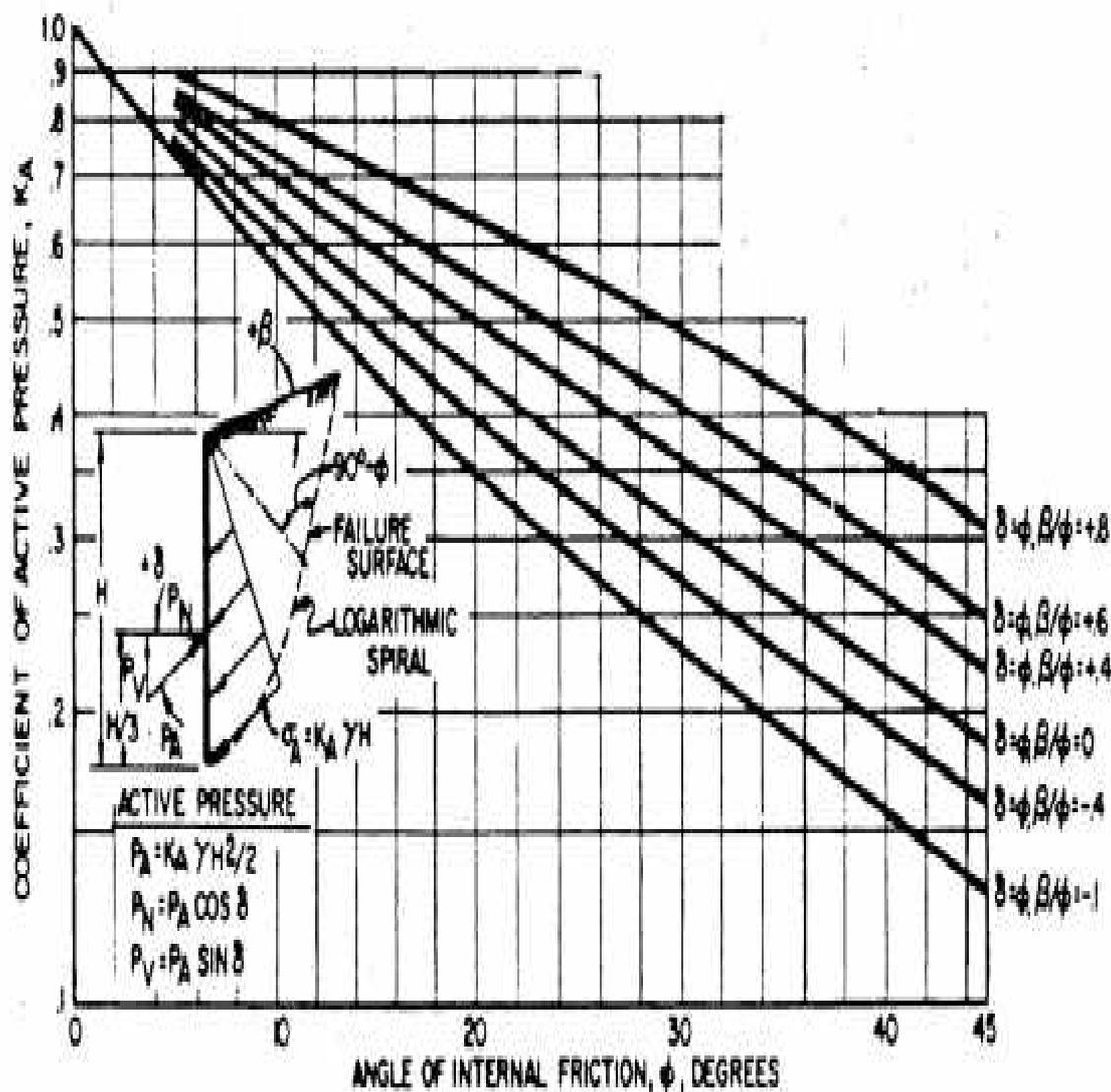
También, el K_A puede ser encontrado utilizando las tablas que presentan Caquot y Kerisel (1948). En estas tablas el ángulo de inclinación del muro es definido con el símbolo θ en vez de α .



ACTIVE PRESSURE

$$P_A = K_A \gamma H^2/2; P_N = P_A \cos \theta; P_T = P_A \sin \theta$$





Gráficos 3.4 y 3.5

Cálculo de K_A según Caquot y Kerisel (1948)

En los dos gráficos presentados anteriormente, el ángulo de fricción es igual al ángulo de la interfase suelo-muro. Sin embargo, en la segunda tabla se considera el efecto de un talud por encima del muro. La utilización de estas tablas es recomendable al momento de diseñar muros anclados de hormigón proyectado ya que se basan en superficies de fallas circulares, por lo tanto son más reales. También, Das (2001) presenta tablas de valores para K_A cuando el ángulo de interfaz suelo-muro no es igual al ángulo de fricción. Una vez obtenido el K_A se

procede a calcular el factor de seguridad contra desplazamiento que es la relación entre las fuerzas horizontales resistentes para las fuerzas horizontales deslizantes:

$$FS_{SL} = \frac{\sum R}{\sum D}$$

Donde:

$$\sum R = c_b \cdot B_L + (W + Q_D + P_A \sin \beta_{eq}) \tan \phi$$

$$\sum D = P_A \cos \beta_{eq}$$

Como se puede ver, las fuerzas horizontales resistentes son la cohesión del suelo sumado el peso del bloque, la sobrecarga y la componente vertical de la fuerza que ejerce presión activa del suelo. En cambio, las fuerzas horizontales deslizantes son únicamente la componente horizontal de fuerza que ejerce la presión activa del suelo. La fuerza que ejerce la presión activa del suelo se calcula como:

$$P_A = \frac{\gamma H_1^2}{2} K_A$$

Elias et al. (2003) señala que la estabilidad ante deslizamiento puede ser analizada por un programa de computación como el SNAILZ modelando una superficie de falla que sea larga y casi horizontal y que pase por la base del muro.

3.1.3 Capacidad de Carga

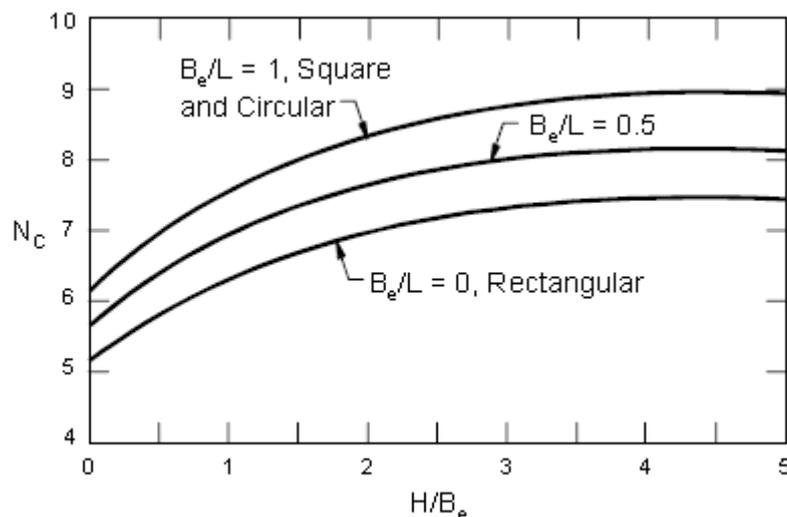
Esta falla se da cuando por la excavación del talud se genera una carga de desequilibrio que causa un levantamiento en el talón del muro y por ende el asentamiento de la estructura (muro y anclajes). La falla por capacidad de carga no es muy común en muros anclados de hormigón proyectado, sin embargo se puede presentar cuando el muro se construye en suelos blandos y finos. Según Terzaghi et al. (1996), el factor de seguridad para capacidad de carga, se calcula con la fórmula:

$$FS_H = \frac{S_u N_c}{H_{eq} \left(\gamma - \frac{S_u}{B'} \right)}$$

En donde:

S_u : Esfuerzo cortante del suelo no drenado

N_c : Factor de capacidad de carga, depende de la profundidad y de la longitud y del ancho de la excavación. Terzaghi et al. (1996) presenta la siguiente tabla para calcular el factor de capacidad de carga:



(Elias et al., 2003)

Gráfico 3.6

Cálculo de Nc para Capacidad de Carga

H: Profundidad en la excavación

B_e : Ancho de la Excavación

L: Longitud de la excavación (Para nuestros análisis $L = 1\text{m}$)

γ : Peso unitario del suelo atrás del muro

H_{eq} : Altura equivalente del suelo ($H + \Delta H$)

B' : Ancho equivalente del Suelo ($B' = B_e / \sqrt{2}$)

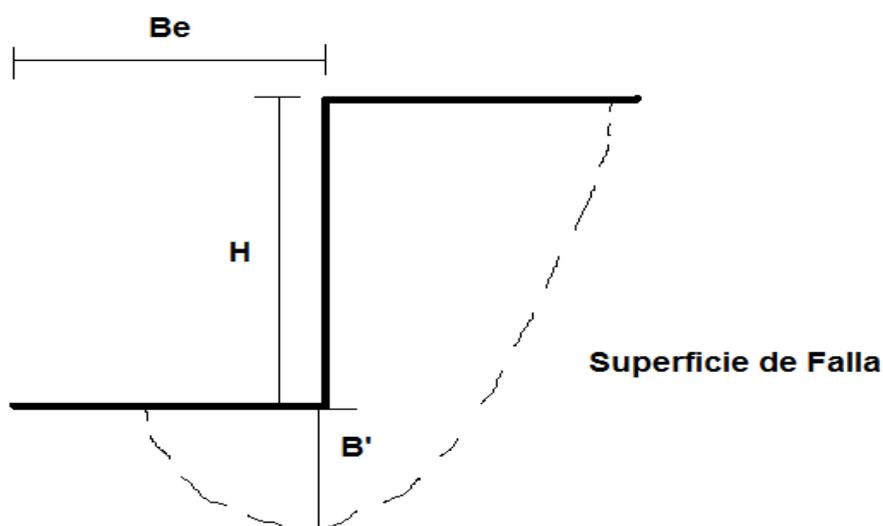


Gráfico 3.7

Superficie de Falla para Capacidad de Carga

En los programas de computación para el análisis de estabilidad de taludes con muros anclados de hormigón proyectado, se puede simular una falla por capacidad de carga, haciendo que el plano de falla comience delante del talón del muro y pase por debajo del talud, modelando una superficie aproximada a lo que Das (2001) en su libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica llama falla de base. El programa SNAILZ que es utilizado para diseñar muros anclados de hormigón proyectado y cuyo funcionamiento es explicado en el capítulo 5 de este manual, permite

seleccionar el plano de falla por lo que es posible calcular el factor de seguridad para la capacidad de carga.

3.2 Modos de Falla Internos

Los modos de falla internos se refieren a los modos de falla que se dan en el interior de la estructura es decir, en los anclajes. Las fallas se pueden producir en la transferencia de cargas entre el anclaje, la lechada de cemento en el orificio de perforación y el suelo. Los modos de falla internos pueden ser:

-Arrancamiento del refuerzo: Cuando el conjunto refuerzo-hormigón es arrancado del suelo por la presión. Esta falla se puede dar por una mala adherencia suelo-hormigón, o por una longitud inadecuada del refuerzo.

-Deslizamiento del refuerzo en el hormigón: Esta falla se puede dar por una falta de adherencia entre el anclaje y el hormigón depositado en el orificio. Para evitar esto se trata de que el refuerzo sea corrugado para que tenga mayor adherencia.

-Falla por tensión del refuerzo: El refuerzo no tiene la suficiente resistencia a la tensión por lo que falla.

-Falla por flexión, cortante o flexión y cortante del refuerzo: Aunque los refuerzos en este tipo de estructuras trabajan básicamente a tensión, en algunos casos estos pueden estar sometidos a flexión, cortante o flexión y cortante.

Los modos de falla más comunes y por lo tanto más importantes son la falla por arrancamiento del refuerzo y la falla por tensión del refuerzo. Estos dos modos de falla son tratados a continuación.

3.2.1 Falla por arrancamiento del refuerzo

La falla por arrancamiento del refuerzo se da cuando el anclaje y el mortero de recubrimiento son arrancados del talud por las fuerzas de tensión generadas. Aunque el anclaje no ha sufrido daños, el muro ya ha fallado debido a que ha perdido su soporte al suelo. Este modo de falla es el más común y que en general gobierna el modo de falla interno. Elias et al. (2003), señala que el arrancamiento por longitud unitaria (Q) se define como:

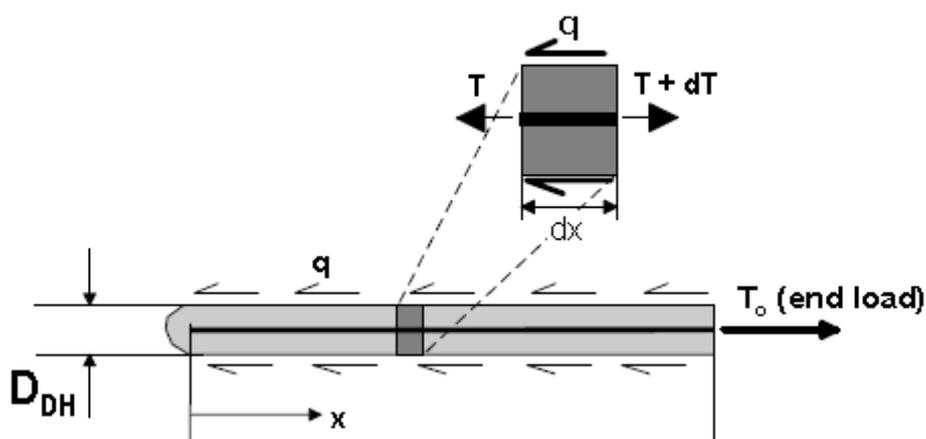
$$Q = \pi q D_{DH}$$

En donde:

q : Esfuerzo cortante actuando sobre el perímetro de la interfaz suelo-refuerzo

D_{DH} : Diámetro promedio o efectivo de la perforación para el refuerzo

Si se considera un segmento unitario del refuerzo y se le somete a una fuerza de tensión T_0 en un extremo, considerando un elemento diferencial del anclaje completo se tiene lo siguiente:



(Elias et al., 2003)

Gráfico 3.8

Elemento diferencial de un Anclaje

Aplicando el equilibrio en este segmento diferencial se llega a:

$$dT = Qdx$$

Integrando a los dos lados se obtiene:

$$T(x) = Qx$$

Y entonces como se ha mencionado anteriormente, la zona resistente a este arrancamiento es la zona del refuerzo que se encuentra detrás de la superficie de falla, longitud que se denomina L_p , por lo que al final se tiene:

$$T(L_p) = T_o = Q * L_p$$

Y entonces, se define la capacidad de arrancamiento del refuerzo (R_p) como la tensión máxima que puede soportar el cable o varilla sin arrancarse. De ahí se obtiene la expresión:

$$R_p = Q_u * L_p$$

Y:

$$Q_u = \pi * q_u * D_{DH}$$

Donde:

Q_u : Capacidad última de arrancamiento por unidad de longitud

q_u : Esfuerzo último de unión entre suelo-refuerzo. Este esfuerzo se calcula a partir de los estudios de la característica del suelo.

El esfuerzo último de unión (q_u) depende de varios factores como son el tipo de suelo, las condiciones del suelo y el método de perforación. Elías y Juran (1999) presentan en una tabla los valores del esfuerzo de unión para diferentes suelos y diferentes métodos de perforación.

Material	Método de Perforación	Tipo de Suelo/Roca	Esfuerzo de unión último, q_u (Kpa)
Roca	Perforación por Rotación	Caliza	300-400
		Filita	100-300
		Tiza	500-600
		Dolomita Suave	400-600
		Dolomita Fisurada	600-1000
		Arenisca Erosionada	200-300
		Pizarra Erosionada	100-150
		Esquisto Erosionado	100-175
		Basalto	500-600
		Pizarra Dura	300-400
Suelos No Cohesivos	Perforación por Rotación	arena/grava	100-180
		Arena Limosa	100-150
		Limo	60-75
		Piamonte Residual	40-120
		Coluvial Fina	75-150
	Perforación con Encamisado	arena/grava (Baja sobrecarga)	190-240
		arena/grava (Alta sobrecarga)	280-430
		Morrena Densa	380-480
		Coluvial	100-180

	Perforación con Helicoidales	Relleno de arena limosa	20-40
		Arena fina limosa	55-90
Arena limosa arcillosa		60-140	
	Cementado a presión	Arena	380
		Arena y grava	700
Suelos Cohesivos	Perforación por Rotación	arcilla limosa	35-50
	Perforación con Encamisado	Limo arcilloso	90-140
	Perforación con Helicoidales	Loess	25-75
		arcilla suave	20-30
		arcilla rígida	40-60
limo arcilloso rígido		40-100	
Arcilla calcárea arenosa	90-140		

Tabla 3.1

Valores de q_u para diferentes tipos de suelo

Tomando en consideración la incertidumbre que se maneja en el valor real del esfuerzo de unión último, para el diseño se utiliza:

$$q_{ALL} = \frac{q_u}{FS_p}$$

$$R_{p ALL} = \frac{R_p}{FS_p}$$

En donde q_{ALL} y $R_{p ALL}$ son los valores permisibles de q_u y R_p . Este factor de seguridad es importante ya que el programa SNAILZ lo permite introducir como un factor BSRF (Bond Stress Reduction Factor) para así lograr un análisis más conservador de la estabilidad de un talud. Elías et al. (2003) recomiendan un mínimo factor de seguridad de 2 para el arrancamiento.

3.2.2 Falla por Tensión en el Refuerzo

Como se ha mencionado anteriormente, el refuerzo ancla mediante tensión la zona dentro del plano de falla del talud con la del otro bloque de tierra. Las tensiones en el refuerzo no son uniformes, estas varían desde la tensión en la pantalla del muro hasta la tensión en el final. Según Byrne et al. (1998), las tensiones en el refuerzo varían de la siguiente manera:

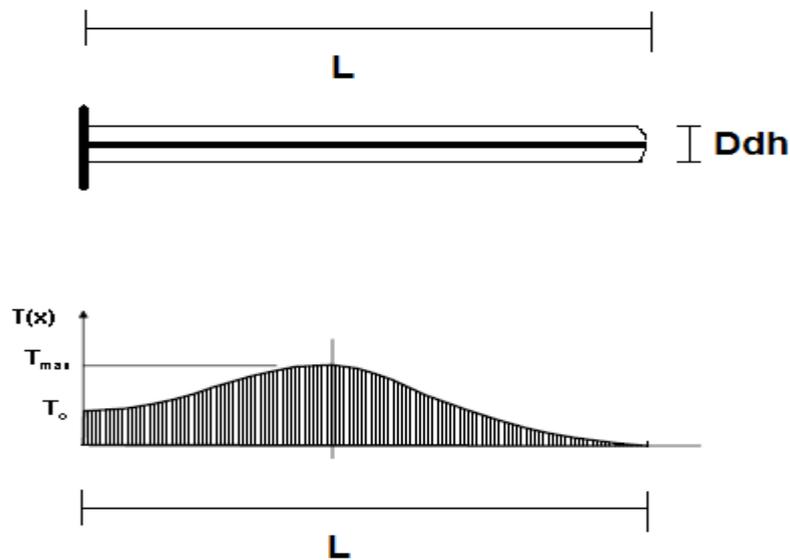
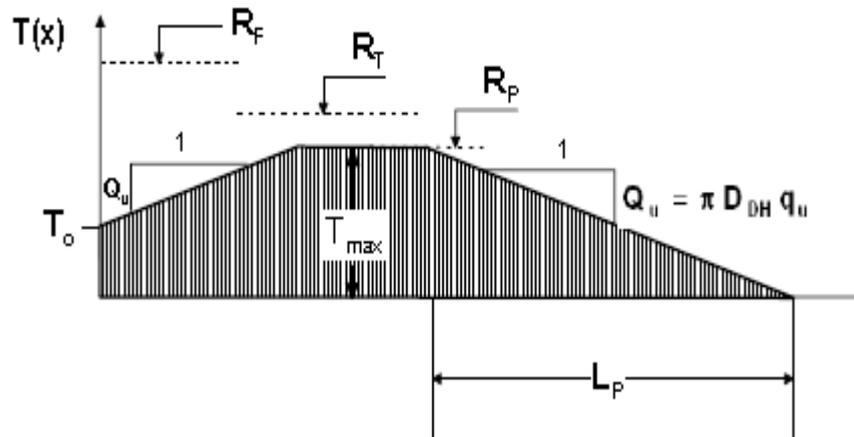


Gráfico 3.9

Desarrollo de la tensión a lo largo de un Anclaje

En donde T_{max} es la tensión máxima en el refuerzo y T_0 es la tensión en la pantalla. Sin embargo, para el diseño, se construye una distribución esquemática que ejemplifica esta distribución de las tensiones, pero tiene una configuración más geométrica.



(Byrne et al., 1998)

Gráfico 3.10

Distribución de Tensiones en el Refuerzo

En donde:

R_F : Capacidad de la pantalla (Se discute en la sección 3.3)

R_T : Capacidad de Tensión del Refuerzo

R_P : Capacidad de Arrancamiento (Sección 3.2.1)

L_P : Longitud del refuerzo desde la intersección con el plano de falla del talud en adelante.

T_0 : Tensión en la pantalla (Se estima que va de $0.6 \cdot T_{max}$ a $1 \cdot T_{max}$)

Q_u : Capacidad Resistente al Arrancamiento ($\pi \cdot D_{DH} \cdot q_u$)

D_{DH} : Diámetro de Perforación

Este esquema varía para cada refuerzo dependiendo de su longitud. La menor capacidad (R_F , R_T , R_P) controla el valor del T_{max} que puede estar actuando en los refuerzos. Para conseguir un diseño balanceado, se debe tratar de que todas las capacidades (R_F , R_T , R_P) tengan valores similares.

La tensión en cualquier refuerzo se produce en la unión entre el bloque de tierra resistente con el bloque de tierra deslizante. Por ello, la tensión del refuerzo en cuestión se calcula con el esquema del gráfico 3.7 en el sitio en donde este se interseca con el plano de falla del talud (Esto es importante para determinar las tensiones de los refuerzos al realizar las revisiones manuales de estabilidad externa). Para graficar manualmente el esquema de distribución de presiones, primero se debe calcular la T_{\max} que está actuando en los anclajes. Luego, se calcula la tensión en la cara del muro (T_o) que varía del 60% al 100% de la T_{\max} . Después, se calcula la capacidad resistente al arrancamiento del anclaje (Q_u) que varía según el esfuerzo de unión último suelo-refuerzo y el diámetro de perforación. Luego, comenzando desde la tensión de la cara del muro (T_o) se traza la primera línea conservando siempre la pendiente señalada en el gráfico 3.7 hasta llegar al valor de T_{\max} donde termina este punto. De la misma manera, comenzando desde el final del anclaje se traza una línea en dirección a la cara del muro con la pendiente señalada en el gráfico 3.7 hasta llegar al valor de T_{\max} . Por último se debe unir con una línea recta los puntos finales de las dos líneas trazadas anteriormente.

Mediciones de campo realizadas, señalan que la tensión máxima real en muros de hormigón proyectado es igual a:

$$T_{\max} = 0.75 * K_A * \gamma * H * S_v * S_H$$

En donde:

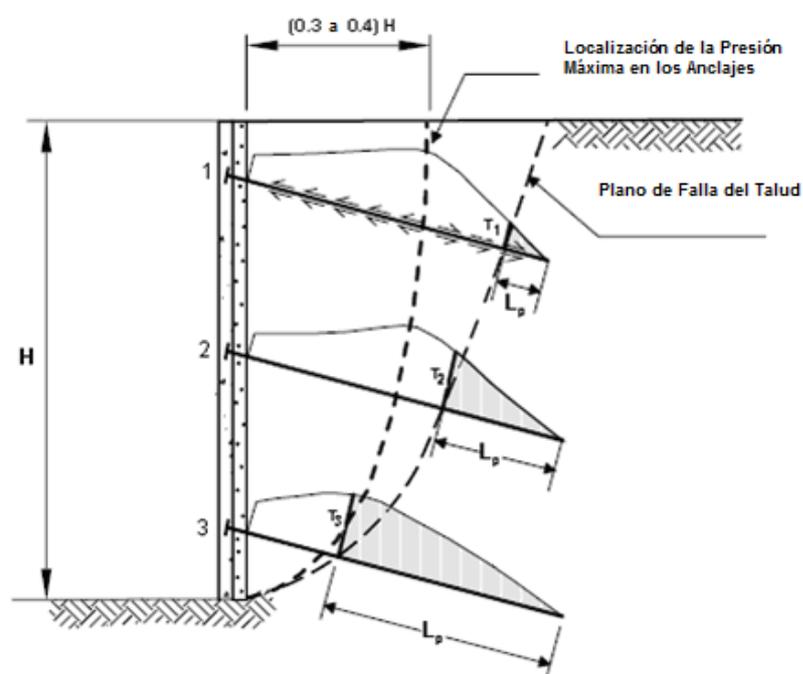
K_A : Coeficiente de presión activa del suelo

H : Altura total del muro

γ : Peso unitario del suelo atrás del muro

S_v y S_H : Separación horizontal y vertical entre anclajes

Esta tensión máxima se produce en los dos tercios superiores del muro. En el tercio inferior la T_{max} es aproximadamente el 50% de la tensión máxima en la parte superior del muro (Plumelle et al., 1990). Byrne et al. (1998) señala que con estudios de strain gages realizados para encontrar la tensión máxima en refuerzos para muros de hormigón proyectado se ha podido determinar que la zona de máxima tensión en el refuerzo se encuentra de $0.3 \cdot H$ a $0.4 \cdot H$, como indica el siguiente gráfico:



(Byrne et al., 1998)

Gráfico 3.11

Calculo de las Tensiones en un Anclaje

En el gráfico 3.8 podemos observar como varía el esquema de la distribución de tensiones para cada refuerzo, dependiendo de su localización. También, se puede observar gráficamente el cálculo de las tensiones en cada refuerzo en función de la

intersección refuerzo-plano de falla y como mientras más longitud posterior al plano de falla tenga, más tensión contribuye a la estabilidad de la estructura. Además, es importante notar la localización de la zona de máximas tensiones de 0.3 a 0.4*H.

Para lograr un diseño conservador para todos los modos de falla internos, Elias et al. (2003) propone un método encontrando la tensión máxima de diseño ($T_{\max-s}$). Este método parte de la suposición de que para lograr una falla balanceada, el suelo (zona deslizante del talud) debe estar completamente movilizadado y la tensión máxima de los anclajes debe estar actuando. Esto se logra encontrando la tensión que produce esta falla balanceada, llamada tensión de diseño ($T_{\max-s}$). Esta tensión se da cuando el factor de seguridad global para un talud es igual a uno, es decir las fuerzas desestabilizantes son iguales a las estabilizantes. El programa SNAIL da como output de sus cálculos la tensión actuante en cada refuerzo y la tensión promedio para una falla balanceada ($T_{\text{avg-s}}$). Con el dato de la tensión actuante en cada refuerzo se puede determinar la tensión máxima actuante T_{\max} , y el promedio de todas las tensiones T_{avg} . Conociendo estas tres tensiones, podemos suponer que la relación tensión máxima de diseño para tensión máxima actuante debe ser igual a la relación tensión promedio de diseño para la tensión promedio actuante y a partir de ahí obtener la tensión máxima de diseño.

$$\frac{T_{\max-s}}{T_{\max}} = \frac{T_{\text{avg-s}}}{T_{\text{avg}}}$$

Y a partir de esta relación despejamos $T_{\max-s}$

$$T_{\max-s} = \frac{T_{\text{avg-s}}}{T_{\text{avg}}} \times T_{\max}$$

La falla por tensión en el refuerzo se da cuando la tensión actuante (que se diseña para que sea $T_{\max-s}$) es mayor que la capacidad de tensión del refuerzo. La capacidad de tensión del refuerzo (R_T) es calculada con la fórmula:

$$R_T = A_t \times F_y$$

En donde:

A_t : Área de la sección del cable o varilla de refuerzo (No se toma en cuenta la contribución de la lechada de cemento debido a su conocida poca resistencia a la tensión)

F_y : Módulo de fluencia del acero

Tomando en consideración la incertidumbre que se maneja en el valor real de las cargas actuantes y la resistencia del material, para el diseño se utiliza:

$$R_{T\text{ ALL}} = \frac{R_T}{FS_T}$$

En donde $R_{T\text{ ALL}}$ es el valor permisible de R_T y FS_T es el factor de seguridad contra la tensión con un valor mínimo de 1.8 recomendado por Elias et al. (2003).

3.3 Modos de Falla de la Pantalla del Muro

La pantalla de hormigón proyectado en este tipo de muros ayuda proporcionando un confinamiento lateral al suelo que se encuentra alejado de los refuerzos, y conectando las diferentes tensiones producidas por los refuerzos en el

suelo para lograr que todo actúe como una estructura única. Los principales modos de falla de la pantalla son por flexión y por punzonamiento.

Las fuerzas de tensión en la cara del muro (T_o), son más pequeñas o a lo máximo iguales que la T_{max} como se ejemplifica en el gráfico 3.7. De acuerdo a mediciones en diferentes muros anclados de hormigón proyectado tanto en los Estados Unidos como en Alemania y Francia, Elias et al. (2003) señala que las tensiones en el muro típicamente varían de: $T_o = 0.60 \times K_A \times \gamma \times H$ a $T_o = 0.70 \times K_A \times \gamma \times H$. Estas observaciones concluyen que la tensión en la cara del muro varía del 60 al 70% de la presión activa de Coulomb del suelo. Basándose en estos estudios, Clouterre (1991) recomienda usar los siguientes principios al asignar la tensión T_o :

- 60% de la T_{max-s} cuando el espaciamiento vertical de los refuerzos es de 1m o menos
- El total de la T_{max-s} cuando el espaciamiento vertical de los refuerzos es de 3m o más
- Una interpolación lineal para los espaciamientos intermedios

(Clouterre, 1991)

Estas recomendaciones son tomadas en cuenta por Elias et al. (2003) para presentar la siguiente ecuación para determinar la T_o :

$$T_o = T_{max-s} [0.6 + 0.2(S_{max} - 1)]$$

En donde:

S_{max} : Espaciamiento máximo de los refuerzos, puede ser el horizontal o el vertical

3.3.1 Falla por flexión

El muro anclado de hormigón proyectado puede ser considerado como una losa continua donde las cargas son la presión lateral de tierra y los apoyos son las fuerzas de tensión generadas por los anclajes insertados en la tierra. Por ello, es posible calcular la resistencia a flexión de este muro como se calcula la resistencia a flexión de cualquier losa de hormigón armado. Los momentos positivos en esta "losa" de hormigón se encuentran en el medio del espacio entre dos anclajes, los momentos negativos se encuentran alrededor de los anclajes, modelo parecido a cualquier viga continua. Es importante notar que Byrne et al. (1998) no considera la falla a flexión de la pantalla como un modo de falla importante y apenas determina el refuerzo mínimo que debe estar en la pantalla, sin embargo Elias et al. (2003) ya considera la falla por flexión como un potencial modo de falla y aplica los diseños respectivos.

La falla por flexión de la pantalla del muro ocurre de manera progresiva. Primeramente, cuando se alcanza los esfuerzos de fluencia del material, se produce agrietamientos en ambos lados de la cara del muro y una deflexión de la sección en cuestión. Mientras la presión lateral del suelo se incrementa, los agrietamientos se hacen mayores, las deflexiones aumentan, pero también la tensión generada en los apoyos aumenta. En el estado último de esta falla, los sitios en donde el concreto se ha fracturado actúan como bisagras y se forma el mecanismo conocido como línea de influencia crítica por falla a flexión (Seible, 1996).

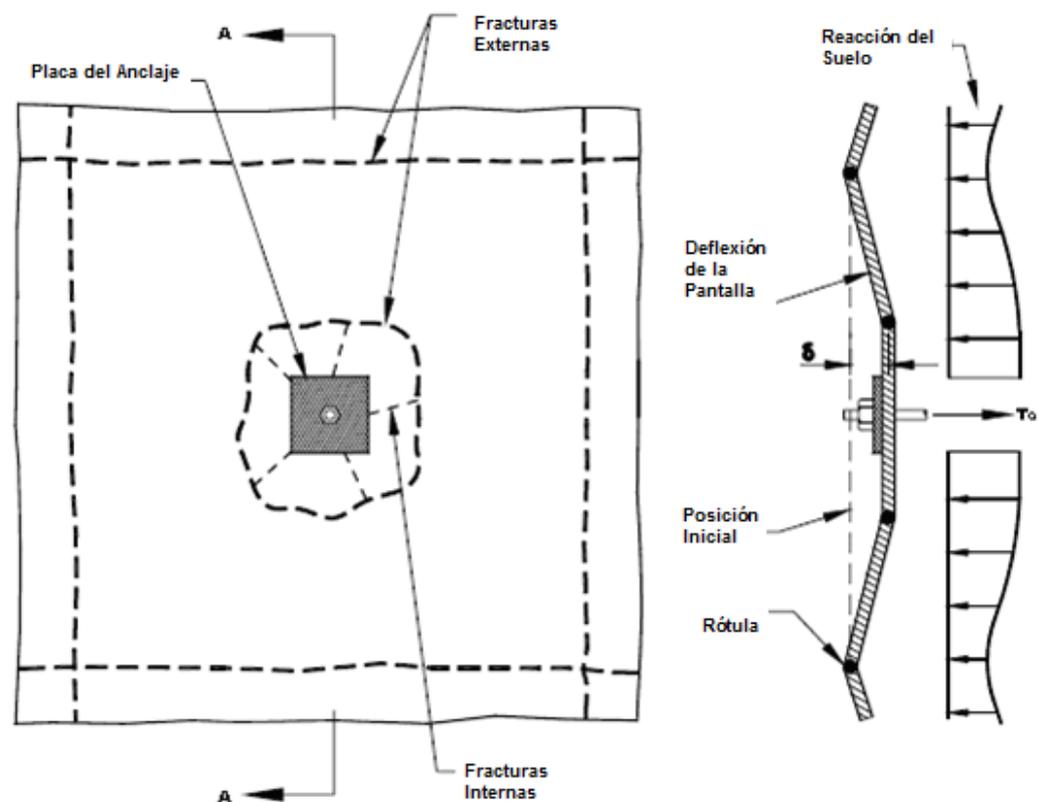
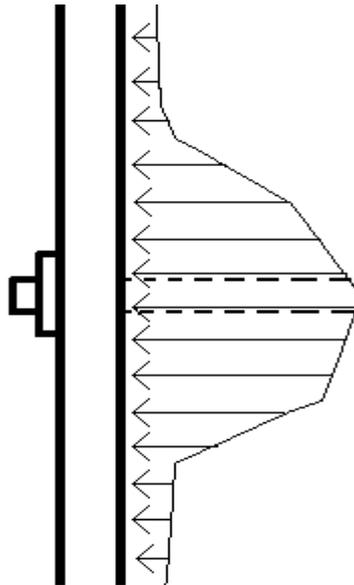


Gráfico 3.12

Línea de fluencia crítica en donde los agrietamientos actúan como bisagras (Rotulas)

La presión del suelo que causa la falla de la cara del muro es aplicada a una área de influencia como se puede observar en el gráfico 3.9 y a partir de ello se encuentra la fuerza de tensión del refuerzo en cuestión. La presión del suelo se redistribuye en la cara del muro variando según la rigidez del mismo. Como ya se conoce que este tipo de estructuras son flexibles, la distribución de presiones se puede visualizar de la siguiente manera:



(Byrne et al., 1998)

Grafico 3.13

Distribución de Presiones en la cara del muro

Es decir, la presión es muy grande cerca de los refuerzos y muy pequeña en la mitad de la separación entre dos anclajes. Debido a esto, a la reacción crítica que se obtiene por la presión de tierra que actúa sobre el área de influencia de un refuerzo se la relaciona con la capacidad resistente a flexión de la cara del muro y se obtiene R_{FF} que es la reacción de máxima capacidad de flexión de la cara del muro. Basándose en la teoría de la línea de fluencia descrita en el gráfico 3.9, Elias et al. (2003) determina que R_{FF} puede ser estimado como el mínimo de las siguientes ecuaciones:

$$R_{FF} [\text{kN}] = \frac{C_F}{265} \times (a_{vm} + a_{vm}) [\text{mm}^2/\text{m}] \times \left(\frac{S_h h [\text{m}]}{S_v} \right) \times f_y [\text{MPa}]$$

$$R_{FF} [\text{kN}] = \frac{C_F}{265} \times (a_{hm} + a_{hm}) [\text{mm}^2/\text{m}] \times \left(\frac{S_v h [\text{m}]}{S_H} \right) \times f_y [\text{MPa}]$$

En donde:

C_F : Factor que considera la no uniformidad de la distribución de presiones

h : Grosor de la cara del muro

d : $h/2$

a_{vn} : Área de la sección transversal de acero por unidad de espesor en dirección vertical en la cara del anclaje

a_{vm} : Área de la sección transversal de acero por unidad de espesor en dirección vertical en el medio de el área de influencia

a_{hn} : Área de la sección transversal de acero por unidad de espesor en dirección horizontal en la cara del anclaje

a_{hm} : Área de la sección transversal de acero por unidad de espesor en dirección horizontal en el medio de el área de influencia.

S_h : Espaciamiento horizontal de los anclajes (refuerzos)

S_v : Espaciamiento vertical de los anclajes (refuerzos)

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

Para lograr un mejor entendimiento de los conceptos enunciados anteriormente se presenta el gráfico 3.11. Con el motivo de mejorar la resistencia de la pantalla, es muy común que se inserten varillas adicionales (waler bars) a la malla electrosoldada que estén localizadas en el sitio de mayor presión, es decir en la cabeza del anclaje. Estas varillas pueden ser de un diámetro pequeño es decir de un diámetro de 10 o de 12 mm. De esta manera aumentan las secciones transversales de acero y se incrementa la resistencia a flexión.

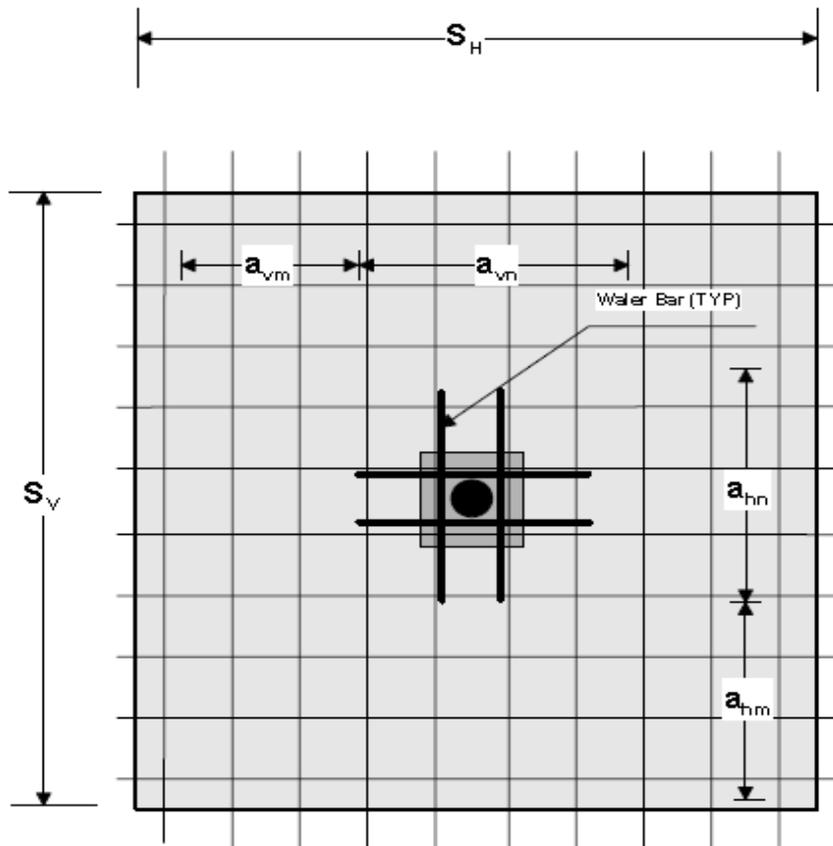


Gráfico 3.14

Geometría usada para la resistencia a flexión

El factor C_F , que toma en cuenta la no uniformidad en la distribución de presiones, es básicamente la razón entre la presión de la tierra en el en el anclaje para la presión de la tierra en el punto medio entre anclajes. Byrne et al. (1998) presenta la siguiente tabla con los diferentes valores para C_F según varíe el ancho de la cara del muro y por ende su rigidez.

Espesor Nominal de la Cara del Muro (mm)	C_F
100	2
150	1.5
200	1

Tabla 3.2

Valores de C_F

Si se utiliza varillas adicionales a la malla para incrementar su resistencia vertical, la nueva área de la sección transversal en dirección vertical se calcula de la siguiente manera:

$$a_{vn} = a_{vm} + \frac{A_{vw}}{S_H}$$

En donde A_{vw} es el área total de la sección transversal de las varillas adicionales en la sección vertical. Para el cálculo de el área de las varillas en dirección horizontal simplemente se reemplaza los parámetros verticales por horizontales y viceversa. El factor de seguridad para la falla por tensión (FS_{FF}) se calcula como:

$$FS_{FF} = \frac{R_{FF}}{T_o}$$

Elias et al. (2003) indica que un factor de seguridad mínimo de 1.35 es aceptable para la falla por flexión de la cara del muro. Estos autores también delimitan los límites de refuerzo, tanto mínimos como máximos que pueden ser utilizados en una estructura como esta. El porcentaje de refuerzo para una determinada sección de la zona de influencia se determina con la fórmula:

$$\rho_{ij} = \frac{a_{ij}}{0.5 h} \cdot 100$$

En donde los términos i se refieren ya sea a horizontal o vertical, y los términos j se refieren ya sea en la cabeza del anclaje o en la sección media entre dos anclajes, refiriéndose a los cálculos de a mencionados previamente. Para este tipo de estructuras, debe existir un mínimo porcentaje de refuerzo utilizado para asegurarse que la pantalla resista la flexión por más pequeña que esta sea. Además. El porcentaje de refuerzo mínimo ayuda a prevenir el agrietamiento del hormigón por cambios de temperatura como en una losa de pavimento rígido. Luego, Elias et al (2003) define el porcentaje mínimo de refuerzo a utilizarse de define con la fórmula:

$$\rho_{\min} [\%] = 0.24 \frac{\sqrt{f'_c [\text{psi}]}}{f_y [\text{ksi}]}$$

También, este tipo de estructuras son livianas por lo que toda su fuerza vertical está soportada por los anclajes. Es por ello que debe existir un porcentaje máximo de refuerzo utilizado. Elias et al (2003) define el porcentaje máximo de refuerzo a utilizarse con la fórmula:

$$\rho_{\max} [\%] = 0.05 \frac{f'_c [\text{psi}]}{f_y [\text{ksi}]} \left(\frac{90}{90 + f_y [\text{ksi}]} \right)$$

3.3.2 Falla por Punzonamiento

La falla por punzonamiento (o aplastamiento) que ocurre en la cara del muro tiene muchas semejanzas con el análisis de este tipo de falla para cimentaciones. En el anterior literal ya se mencionó que cuando la presión del suelo aumenta, la tensión del anclaje también lo hace. Eventualmente, esta presión

en el refuerzo (anclaje) alcanzará un valor crítico que hará que el hormigón de la cara del muro cercano al anclaje se agriete y luego se separe completamente de el resto de la pantalla del muro. Esta superficie de falla, como toda falla por punzonamiento, es cónica y depende de la placa que se haya utilizado en la conexión anclaje-pantalla y también del grosor de la pantalla del muro.

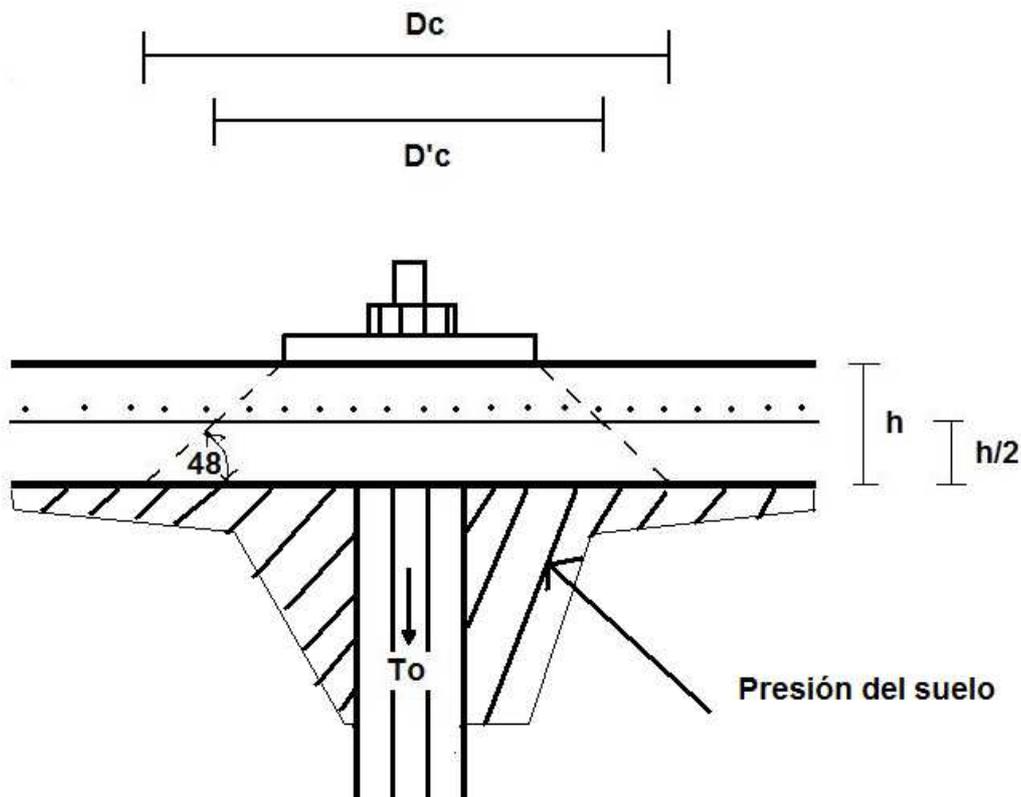


Gráfico 3.15

Falla por Punzonamiento

Según Byrne et al. (1998), la fuerza máxima resistente de la cara del muro al punzonamiento es calculada con la siguiente fórmula:

$$V_F \text{ [kN]} = 330 \sqrt{f'_c \text{ [MPa]}} \pi D_c' \text{ [m]} h_c \text{ [m]}$$

En donde:

D'_c : Diámetro de la superficie de falla cónica en el centro de la sección (ver gráfico 3.5)

h_c : Altura efectiva de la superficie cónica (en este caso $h_c = h$)

Como el ángulo de inclinación de la superficie de falla cónica es de 45° , D'_c puede ser calculado de la siguiente manera:

$$D'_c = L_{BP} + h$$

En donde:

L_{BP} : Longitud (horizontal o vertical) de la placa de conexión anclaje-pantalla

h : Espesor de la pantalla del muro

La resistencia a la falla por punzonamiento (R_{FP}) se calcula con la siguiente fórmula:

$$R_{FP} = C_p V_F$$

En donde C_p es un factor que toma en cuenta la resistencia que ofrece la presión del suelo a la falla por punzonamiento. Este factor puede ser tan alto como 1.15, es decir aumenta la resistencia al punzonamiento un 15% por la presión del suelo. Sin embargo, cuando se requiere hacer un diseño conservador, el valor de C_p es típicamente de 1. El factor de seguridad ante la falla por punzonamiento se define como:

$$FS_{FP} = \frac{R_{FP}}{T_o}$$

Elias et al. (2003) señala que un factor mínimo de 1.35 es aceptable para este tipo de falla.

3.4 Deformaciones en los muros anclados de hormigón proyectado

Dentro de los estados límites de los muros anclados de hormigón proyectado mencionados al principio de este capítulo, se encuentran los de falla y los de servicio. Previamente se ha discutido los estados límite de falla, sin embargo es importante también considerar los estados límite de servicio dentro de los cuales se encuentran las deformaciones ocasionadas en este tipo de estructuras. Durante la construcción y la vida útil de estos muros, las deformaciones tienden a ser hacia fuera de la cara del muro. Esta situación se vuelve importante cuando el muro está construido cercano a una carretera o a cualquier área de uso significativa, ya que muchas veces esta área contigua al muro no puede ser invadida. Las deformaciones después de la construcción se deben principalmente debido a la relajación de los anclajes y al flujo plástico que se relacionan generalmente a tensiones adicionales que se generan debido a sobrecargas, presión de agua, etc. Los desplazamientos horizontales en el muro tienen su máximo punto en el tope del muro y van decreciendo progresivamente. En cambio, las deformaciones verticales se deben a asentamientos en la base del muro y son prácticamente del mismo orden que las deformaciones horizontales. Básicamente, las deformaciones en los muros dependen de el tipo de suelo, la altura del muro, las cargas existentes, el factor de seguridad global, la longitud de los anclajes, etc.

Según Elias et al. (2003), diversos estudios realizados señalan que para muros cuya relación longitud-altura va desde 0.7 a 1, sobrecarga despreciable y

factores de seguridad globales del orden de 1.5; los desplazamientos horizontales a largo plazo pueden ser estimados con la siguiente fórmula:

$$\delta_h = \left(\frac{\delta_h}{H} \right)_i \times H$$

En donde:

$\left(\frac{\delta_h}{H} \right)_i$: Factor que depende de las condiciones del suelo

H: Altura total del muro

Los desplazamientos verticales pueden ser estimados de la misma manera simplemente cambiando los factores horizontales por verticales y viceversa. La tabla a continuación determina los valores del factor previamente mencionado para los diferentes tipos de suelo:

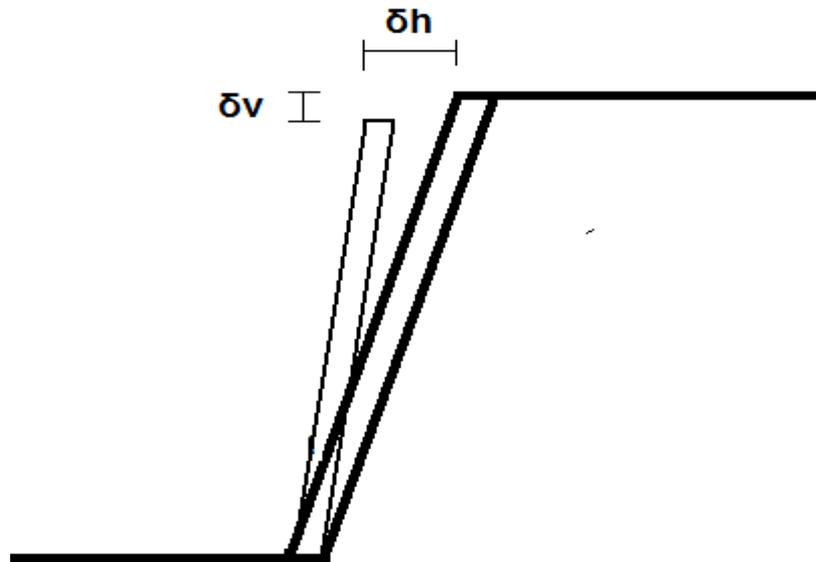
Variable	Rocas erosionadas y suelos rígidos	Suelos arenosos	Suelos Finos
δ_h/H y δ_v/H	1/1000	1/500	1/333

(Elias et al., 2003)

Tabla 3.3

Valores de δ_h/H y δ_v/H

Los valores de δ_h y δ_v se miden desde el punto superior del muro. Estas deformaciones son pequeñas si se compara con la altura total del muro. Sin embargo, si se considera que una deformación no es aceptable, lo que se puede hacer es o incrementar la longitud de los anclajes o aumentar la pendiente del talud.



(Elias et al., 2003)

Gráfico 3.16**Deformación Horizontal y Vertical****3.5 Combinación de Cargas**

Para el diseño de muros anclados de hormigón proyectado se utilizará el método de diseño denominado ASD (Allowable Stress Design) o también conocido como SLD (Service Loading Design). Esto en español significa el diseño por esfuerzos admisibles, método que trabaja sin multiplicar las cargas por ningún coeficiente, es decir las cargas no están factorizadas sin importar el tipo que sean. Las combinaciones de carga más comunes, definidas por la AASHTO están resumidas en la siguiente tabla:

Grupo	D	L	E	B	RST	EQ
I	1	1	1	1	0	0
IV	1	1	1	1	1	0
VII	1	0	1	1	0	1

(Byrne et al., 1998)

Tabla 3.4**Combinaciones de Carga más Comunes**

En donde:

D: Carga Muerta

L: Carga Viva

E: Presión de la Tierra

B: Carga por Saturación del Suelo

RST: Carga por variación de temperatura, retracción de fraguado.

EQ: Carga por Sismo

Si se necesita hacer un diseño especial, en donde cargas diferentes a las previamente mencionadas actúen, se puede recurrir a la tabla presentada por Elias et al. (2003). Es importante anotar que si se va a considerar las cargas sísmicas se necesita realizar consideraciones especiales para la estabilidad global y el deslizamiento que no son presentadas en este manual, sin embargo tanto Elias et al. (2003) como Byrne et al. (1998) las presentan en sus respectivas publicaciones.

3.6 Resumen

En resumen, en este capítulo se han enunciado el mecanismo de funcionamiento de los muros anclados de hormigón proyectado y la manera como este se desarrolla para los estados límites, tanto de falla como de servicio que incurren en este tipo de estructura. En la siguiente tabla se presenta un resumen de los diferentes modos de falla que ocurren en este tipo de estructuras.

1. Modos de Falla Externos:

a) Falla por Estabilidad Global

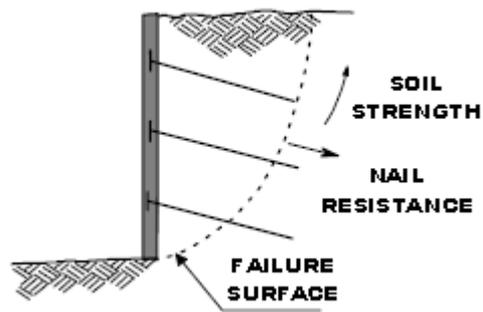


Gráfico 3.17

Falla por Estabilidad Global

b) Falla por deslizamiento

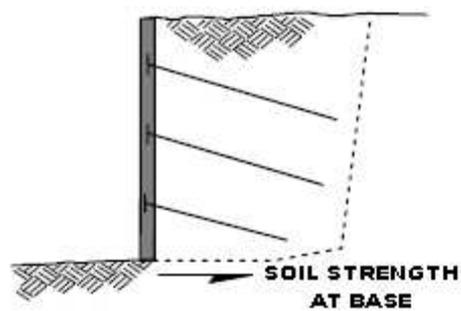


Gráfico 3.18

Falla por Deslizamiento

c) Falla por Capacidad de Carga

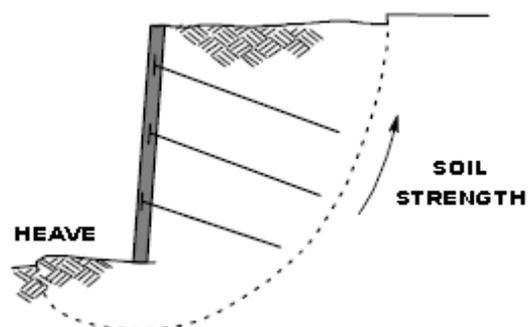


Gráfico 3.19

Falla por Capacidad de Carga

2. Modos de Falla Internos

a) Falla por Arrancamiento

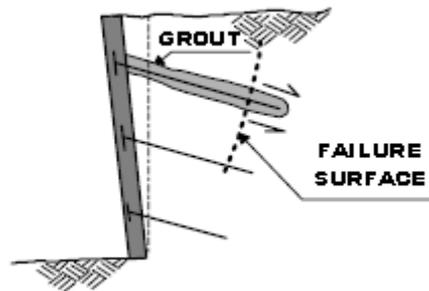


Gráfico 3.20

Falla por Arrancamiento

b) Falla por tensión del Anclaje

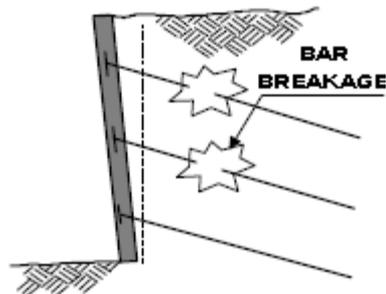


Gráfico 3.21

Falla por Tensión

3. Modos de Falla de la Cara del Muro

a) Falla por Flexión

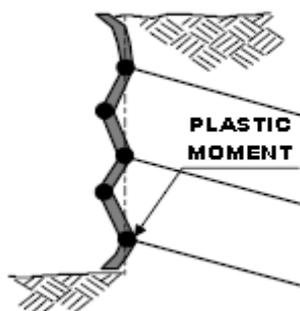


Gráfico 3.22

Falla por Flexión

b) **Falla por Punzonamiento**

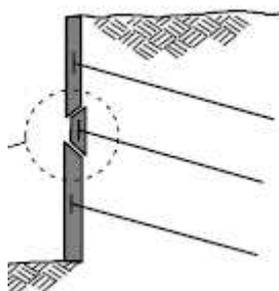


Gráfico 3.23

Falla por Punzonamiento

(Elías et al., 2003)

De esta manera se puede visualizar los modos de falla que son estudiados para el diseño de este tipo de muros. Es importante anotar que estos no son los únicos modos de falla, existen muchos más como por ejemplo la falla por flexión de los anclajes, la falla por arrancamiento de la interfaz anclaje-lechada de cemento, etc. Sin embargo, los modos de falla que han sido citados en este capítulo son los más comunes y por ende los más importantes. Sin embargo, si por algún motivo se debe diseñar para otro modo de falla, se debe utilizar el criterio ingenieril para resolver el problema. A continuación se presenta una tabla que resume los factores de seguridad recomendados para todos los modos de falla analizados:

Modo de Falla	Componente Resistente	Símbolo	Factor de Seguridad
Estabilidad Externa	Estabilidad Global	FS_G	1.35
	Deslizamiento	FS_{SL}	1.30
	Capacidad de Carga	FS_H	2.50
Estabilidad Interna	Arrancamiento	FS_P	2.00
	Falla por Tensión	FS_T	1.80
Cara del Muro	Flexión	FS_{FF}	1.35
	Punzonamiento	FS_{FP}	1.35

(Elias et al., 2003)

Tabla 3.5**Resumen Factores de Seguridad**

Capítulo 4
Método de Diseño para los Muros Anclados de Hormigón
Proyectado

4.1 Introducción

El método para diseñar muros anclados de hormigón proyectado debe ser conciso y sin embargo abordar todos los modos de falla que han sido descritos en el capítulo previo. Byrne et al. (1998) propone dos métodos de diseño: uno por el sistema LFRD (Load Factor Resistance Design) y el otro por el sistema SLD (Service Load Design). En cambio, Elias et al. (2003) propone otro método de diseño utilizando también el sistema SLD. En el sistema LFRD, las cargas son mayoradas por multiplicadores que varían según la incertidumbre e importancia de la carga en cuestión y al final se trata de aproximar los factores de seguridad a 1. Por otro lado, en el método SLD las cargas no están mayoradas pero al final se debe obtener un factor de seguridad razonable como los especificados en la tabla 3.8 de este manual. Para el diseño de muros anclados de hormigón proyectado en el ámbito profesional, se usa mucho los programas computacionales como el SNAILZ y el GOLDNAIL. El SNAILZ es el programa más utilizado en los Estados Unidos, fue diseñado por el Departamento de Transporte de California y se lo puede descargar de forma gratuita en la página del CALTRANS. Este software evalúa diferentes tipos de taludes reforzados con muros de hormigón proyectado, proporcionando como output principal el factor de seguridad ante estabilidad global de ellos. Esta forma de trabajar del programa SNAILZ hace que resulte mejor usar el método SLD para comparar los factores de seguridad que arroja el programa con los recomendados por los expertos. Byrne et al. (1998) utiliza el método de diseño SLD para elaborar un proceso de diseño que consta de once pasos. Este proceso evalúa cada componente del muro anclado de hormigón proyectado en su comportamiento ante las cargas no mayoradas que se pueden presentar. Los pasos del proceso son los siguientes:

- Paso 1: Establecer un diseño primario con secciones transversales críticas (Determinar ángulo de inclinación de anclajes, espesor del muro, refuerzo a utilizar, etc.)
- Paso 2: Calcular la carga permisible en la cara del anclaje

- Paso 3: Chequear la carga de servicio actuante en la cara del anclaje con la permisible
- Paso 4: Construir los diagramas de tensión a lo largo de los anclajes.
- Paso 5: Determinar espaciamientos y longitudes de los anclajes iniciales
- Paso 6: Definir las propiedades últimas del suelo (Cohesión, ángulo de fricción)
- Paso 7: Calcular el factor de seguridad global de la Estructura
- Paso 8: Chequear la estabilidad Externa del muro
- Paso 9: Chequear el volado superior del muro
- Paso 10: Chequear los detalles del refuerzo del muro
- Paso 11: Chequear el desempeño de la estructura en condiciones de servicio (Deformaciones)

Este método es útil porque permite revisar cada componente del muro y así elaborar un diseño detallado de la estructura completa. Sin embargo, este método no es conciso, no presenta una completa evaluación de todos los modos de falla que pueden incurrir en este tipo de estructuras y también confía mucho en el criterio ingenieril del diseñador. Elias et al. (2003) presenta un método de diseño SLD que consiste en cuatro pasos básicos y dentro de ellos las condiciones a ser evaluadas:

Paso1: Consideraciones Iniciales de los Muros Anclados de Hormigón Proyectado

- A) Layout de el muro
- B) Espaciamiento horizontal y vertical de los Anclajes
- C) Ubicación y distribución de los anclajes en el muro
- D) Inclinación de los anclajes
- E) Longitud inicial de los anclajes
- F) Características de los materiales a utilizarse
- G) Propiedades del Suelo

- H) Otras consideraciones Iniciales (Corrosión, método de perforación, diámetro de perforación, determinar cargas actuantes y factores de seguridad a utilizarse)

Paso 2: Diseño Preliminar usando tablas simplificadas

Paso 3: Diseño Final

- A) Modos de Falla Externos
- B) Modos de Falla Internos
- C) Falla de la Pantalla del Muro

Paso 4: Estimar deformaciones máximas en el muro

Este método es más conciso, presenta una evaluación correcta de todos los modos de falla del muro y establece un procedimiento claro a seguir para elaborar un diseño completo. El propósito de este manual es presentar un método de diseño claro y fácil de entender, por lo que se usará como referencia el método de diseño propuesto por Elías et al. (2003).

4.2 Descripción del Procedimiento de Diseño seleccionado

4.2.1 Paso 1: Consideraciones Iniciales de los Muros Anclados de Hormigón Proyectado

A) Layout del Muro

Dentro del layout del muro que se va a diseñar, se deben definir la longitud, la altura y la pendiente de la cara del muro. Normalmente la longitud y la altura del muro están determinadas por las características físicas del sitio donde se quiera construir dicha estructura. Sin embargo, la pendiente puede ser modificada si el diseño así lo requiere. La pendiente o ángulo de inclinación de un talud confiere estabilidad al muro, ya que la presión horizontal que el terreno ejerce sobre la estructura es menor. Al tener menos fuerza actuando sobre el muro se puede disminuir la longitud de los anclajes y por ende reducir los costos de refuerzo

compensando los costos incrementados por la excavación para generar la pendiente en el talud.

B) Espaciamiento vertical y horizontal de los anclajes

El espaciamiento de los anclajes depende de cuanto refuerzo se va a colocar en un muro, las propiedades del suelo, etc. Por lo general, el espaciamiento vertical suele ser igual al espaciamiento horizontal en los anclajes; sin embargo, esto muchas veces no puede ser posible debido a la existencia de estructuras en el subsuelo como cimentaciones o cañerías. Tanto Elias et al. (2003) como Byrne et al. (1998) coinciden que el espaciamiento más común y recomendable entre refuerzos suele ser de 1.5 metros. Sin embargo, Elias et al. (2003) recomienda que el rango varía entre 1.25 a 2 metros para muros convencionales. Como se señala en la sección 3.3 de este manual, la pantalla del muro tiene un área de influencia determinada por el espaciamiento de los anclajes. De acuerdo a Elias et al. (2003), el área de influencia ($S_h \times S_v$) para cualquier anclaje está delimitada por la siguiente fórmula:

$$1m^2 \leq S_h \times S_v \leq 4m^2$$

El límite máximo de área de influencia se debe a que una mayor separación haría que la pantalla del muro esté sujeta a una mayor presión. Como la pantalla es delgada y poco rígida, su resistencia a la presión no es muy grande y podría fallar. El límite mínimo de área de influencia se debe principalmente a cuestiones económicas ya que al colocar mucho refuerzo, el muro sube de precio y ya no es competitivo con otro tipo de muros como por ejemplo los muros anclados con hormigón armado. También, este límite mínimo se debe a que si se colocan refuerzos muy cercanos los unos a los otros, las perforaciones se pueden intersectar unas con otras creando complicaciones constructivas.

C) Ubicación y distribución de los anclajes en el muro

La ubicación y distribución de los anclajes en el muro suele ser cuadrada y regular, como la gráfica 4.1.

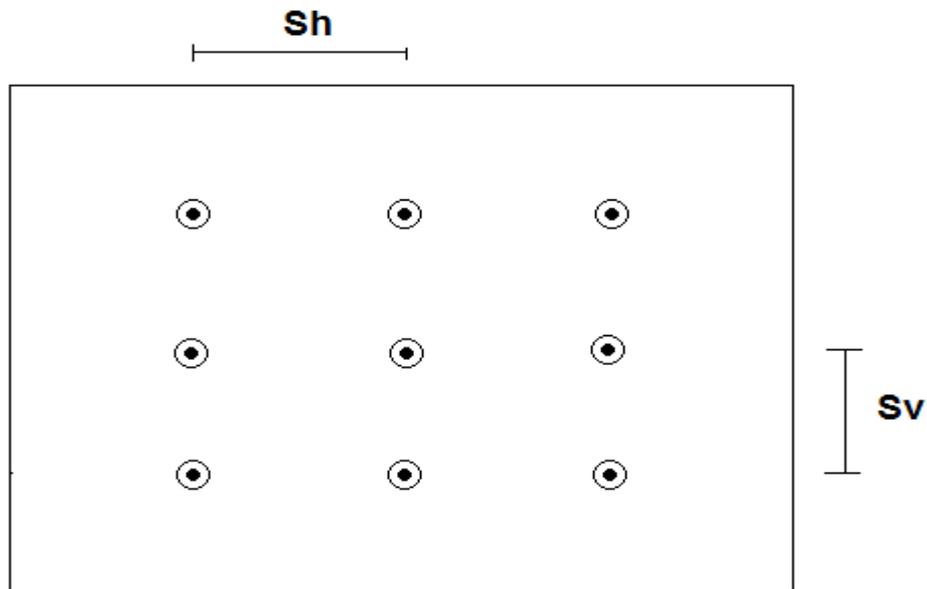


Gráfico 4.1

Distribución Cuadrada y Regular de los Refuerzos

Es decir, la separación horizontal (S_h) es igual a la separación vertical (S_v), y esta distribución se repite a lo largo de todo el muro. Sin embargo, hay dos consideraciones especiales de distribución que deben ser tratadas. La primera es la distribución triangular de los refuerzos. Esta distribución es realizada de la siguiente forma:

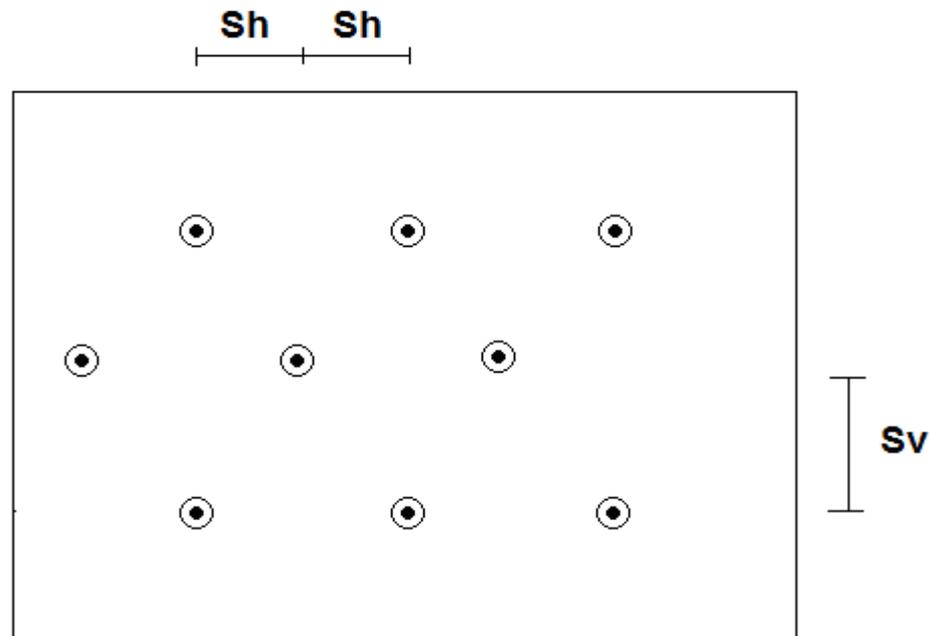


Gráfico 4.2
Distribución Triangular

Este tipo de diseño genera una distribución de presiones más uniforme por lo que funciona muy bien cuando los suelos no redistribuyen las presiones. Sin embargo, esta distribución hace que la construcción sea más compleja por lo que requiere más tiempo y esfuerzo.

La segunda situación se da en casos que la geografía o el espacio físico en donde se va a construir el muro de hormigón proyectado no permite que haya un espaciamiento uniforme entre anclajes a lo largo de todo el muro. En estos casos, las separaciones horizontales y verticales que se utilicen en el diseño deben ser menores a las máximas existentes en el muro.

D) Inclinación de los anclajes

Los anclajes deben tener un ángulo de inclinación para permitir la fluidez de la lechada de cemento en el hueco de la perforación. Los ángulos de inclinación de los anclajes típicamente varían de 10 a 20 grados (Elias et al., 2003). Inclinaciones menores a 10 grados no deben ser usadas debido a que la lechada de cemento no

fluye bien y se pueden crear espacios vacíos en el refuerzo, disminuyendo el esfuerzo de unión suelo-anclaje. Inclinaciones mayores a 20 grados no deben ser usadas debido a que la componente vertical de la fuerza de tensión del anclaje se hace muy grande y se convierte en una fuerza que debe ser considerada en el diseño de la pantalla del muro. La inclinación más común es de 15° ya que permite la fluidez de la lechada de cemento y sin embargo su componente vertical no es considerable (Elias et al., 2003). Sin embargo, en muchas ocasiones no se puede tener esta inclinación e incluso se debe tener diferentes inclinaciones en los anclajes a lo largo del muro. Aunque por motivos constructivos la diferencia de inclinación no es recomendable, el diseño de muros con esta característica si es posible. El programa SNAILZ permite introducir anclajes con diferentes ángulos de inclinación en el análisis de estabilidad global del talud.

E) Longitud de los anclajes

La longitud de los anclajes ayuda a desarrollar los esfuerzos de fricción necesarios para unir la superficie de falla del talud a la superficie resistente. Esta puede ser uniforme o variable según se requiera. En la mayoría de los casos es recomendable mantener una longitud uniforme en todos los anclajes ya que se simplifica la construcción. Sin embargo, en casos en que las deformaciones laterales del muro son importantes, se puede aumentar la longitud de los refuerzos ubicados en la parte superior del muro. Investigaciones de campo en este tipo de estructuras indican que las deformaciones pueden ser reducidas significativamente si se incrementa la longitud de los dos tercios o tres cuartos superiores (Elias et al., 2003). También, aunque el plano de falla pasa cerca de la base del muro, se debe evitar el uso de anclajes muy cortos en la parte inferior del muro por cuestiones de estabilidad de la estructura ante deslizamiento. Elias et al. (2003) señala que la longitud de los anclajes en la parte inferior del muro nunca debe ser menor a $0.5 \cdot H$. En resumen, las siguientes recomendaciones son necesarias para la longitud de los anclajes:

- Seleccionar una longitud uniforme para todos los anclajes siempre que sea posible
- Si se requiere reducir las deformaciones laterales del muro, se puede incrementar la longitud superior de los anclajes
- Nunca usar anclajes cortos en la parte superior de el muro
- Nunca usar anclajes muy cortos en la parte inferior del muro
- Se puede utilizar diferencia de longitudes en los refuerzos si se encuentra capas de suelo con características poco similares a lo largo de la altura del muro

(Elias et al. 2003)

En caso de que se requiera realizar una consideración rápida, la longitud inicial de los refuerzos puede ser asumida como $0.7 \cdot H$. La forma para calcular la longitud de los anclajes tanto uniformes como no uniformes se encuentra detallada en el paso 2 de esta sección.

F) Características del refuerzo a utilizarse

El acero más común utilizado para el anclaje de este tipo de muros tiene como módulo de fluencia (F_y) 420 MPa (Elias et al., 2003).

G) Propiedades del Suelo

Por medio de los correctos procedimientos de exploración del suelo, se debe determinar las características del mismo en donde se va a realizar el muro. Dentro de los datos que deben ser obtenidos están:

- Estratigrafía del Suelo: Capas existentes, localización y tipo de suelo que se encuentra
- Peso unitario del suelo
- Parámetros de resistencia cortante del suelo (cohesión y ángulo de fricción interna de cada capa existente).

- Esfuerzo de Unión Suelo-Anclaje para cada capa existente (Puede ser determinado con ayuda de la tabla 3.4 de este manual)

H) Otras Consideraciones Iniciales

- Seleccionar método de perforación de acuerdo a las adecuaciones del constructor
- Seleccionar diámetro de perforación de acuerdo al método seleccionado anteriormente
- Definir las cargas actuantes en el diseño
- Definir factores de seguridad a utilizarse

4.2.2 Paso 2: Diseño Preliminar usando tablas simplificadas

Cuando ya se ha definido todas las consideraciones iniciales del muro que se va a diseñar, es necesario seleccionar la longitud, el diámetro y el espaciamiento de los refuerzos de manera aproximada. Al realizar un diseño preliminar, se obtienen valores cercanos a los reales de los parámetros citados anteriormente. En el paso 3 de este método, es posible analizar todos los modos de falla del muro y corregir los valores obtenidos en el diseño preliminar. Tanto Byrne et al. (1998) como Elias et al. (2003) presentan tablas simplificadas para realizar un diseño preliminar. Sin embargo, Elias et al. (2003) ofrece la posibilidad de realizar correcciones a los parámetros ya establecidos por las tablas, por lo que se aproxima más a un diseño en la vida real. Estas tablas de diseño fueron realizadas mediante muchos análisis de diferentes muros de hormigón proyectado en el programa SNAILZ.

Las tablas de diseño presentadas por Elias et al. (2003) tienen los siguientes parámetros asumidos:

- Suelo Homogéneo
- No hay sobrecarga

- No hay fuerzas sísmicas
- Longitud y espaciado uniforme de los anclajes
- No existe agua subterránea que ejerza presión en el muro

En caso de que en un diseño no se cumplan las condiciones anteriores, se puede alterar los datos iniciales para obtener resultados coherentes de estas tablas. Ejemplos de estos casos se discuten al final de esta sección. Las tablas fueron hechas para diferentes valores de pendiente del talud (α), pendiente superior al talud (β), ángulo de fricción efectivo (ϕ'), y fuerza de unión última (q_u). En la tabla 4.1 se presentan los diferentes valores de estos parámetros para los cuales las tablas fueron elaboradas. (Si se tiene valores diferentes a los citados en las tablas, se puede interpolar entre dos valores obtenidos de ellas)

Parámetro	Unidad	Valores
Pendiente del Talud	grados °	0,10
Pendiente superior al Talud	grados °	0,10,20,30
Ángulo de Fricción Efectivo	grados °	27,31,35,39
Fuerza de Unión Última	Kpa	52,104,172,276,689

(Elias et al., 2003)

Tabla 4.1

Parámetros de las Tablas de Diseño Preliminar

Los parámetros constantes para las tablas son el factor de seguridad global (FS_G) = 1.35, una cohesión normalizada ($c^* = c / \gamma H$) = 0.02 y un diámetro de perforación

(D_{DH}) = 100 mm. Si cualquiera de estos parámetros para el muro en cuestión es diferente a los parámetros constantes anteriormente mencionados, se aplican los factores correctores C_{1L} , C_{2L} , C_{3L} , C_{1F} , C_{2F} definidos posteriormente.

En las tablas para el diseño preliminar, de los gráficos [A1.a] hasta el [A6.a] se obtiene la relación L/H en donde L es la longitud del anclaje y H es la altura del muro, a partir de la resistencia al arrancamiento normalizada (μ). Esta resistencia se define como:

$$\mu = \frac{q_u D_{DH}}{FS_P \gamma S_H S_V}$$

En donde:

q_u : Esfuerzo de unión último suelo-anclaje

D_{DH} : Diámetro de perforación

FS_P : Factor de seguridad ante arrancamiento

γ : Peso unitario del suelo atrás del muro

S_H : Separación horizontal entre anclajes

S_V : Separación vertical entre anclajes

A partir de la relación L/H obtenida en los gráficos se puede calcular la longitud del anclaje multiplicando dicha relación por la altura del muro, ya que la altura del muro es dato. En las tablas, la longitud del anclaje fue obtenida a partir de la superficie más crítica de falla en cada talud calculada con el programa SNAIL (Elias et al., 2003).

En las tablas, de los gráficos [A1.b] hasta el [A6.b] se obtiene la tensión normalizada de diseño $t_{\max-s}$, a partir de la resistencia al arrancamiento normalizada (μ). Esta tensión se define como:

$$t_{\max-s} = \frac{T_{\max-s}}{\gamma H S_H S_V}$$

En donde:

$T_{\max-s}$: Tensión máxima de diseño (definida en la sección 3.2.2 de este manual)

γ : Peso unitario del suelo atrás del muro

H: Altura total del muro

S_H : Separación horizontal entre anclajes

S_V : Separación vertical entre anclajes

Como ya se conoce tanto el peso unitario del suelo atrás del muro, la altura total del muro y la separación tanto horizontal como vertical de los anclajes; a partir de la $t_{\max-s}$ obtenida por los gráficos [A1.b] hasta [A6.b] se puede calcular la $T_{\max-s}$. La fórmula para capacidad de tensión de un anclaje (R_T), mencionada en la sección 3.2.2 dice lo siguiente:

$$R_{TALL} = \frac{A_t \times F_y}{FS_T}$$

En donde:

A_t : Área de la sección de un cable del refuerzo

F_y : Módulo de fluencia del acero

FS_T : Factor de seguridad ante la falla por tensión

Si se asume que la pieza está al límite de la falla por tensión, entonces $R_T = T_{\max-s}$. Como se conoce $T_{\max-s}$, F_y y FS_T se puede calcular el área de la sección del cable de anclaje. Es importante acotar que esta sección del cable obtenida debe ser comparada con las secciones disponibles en el mercado y seleccionar la sección disponible más parecida a la calculada por las tablas de diseño.

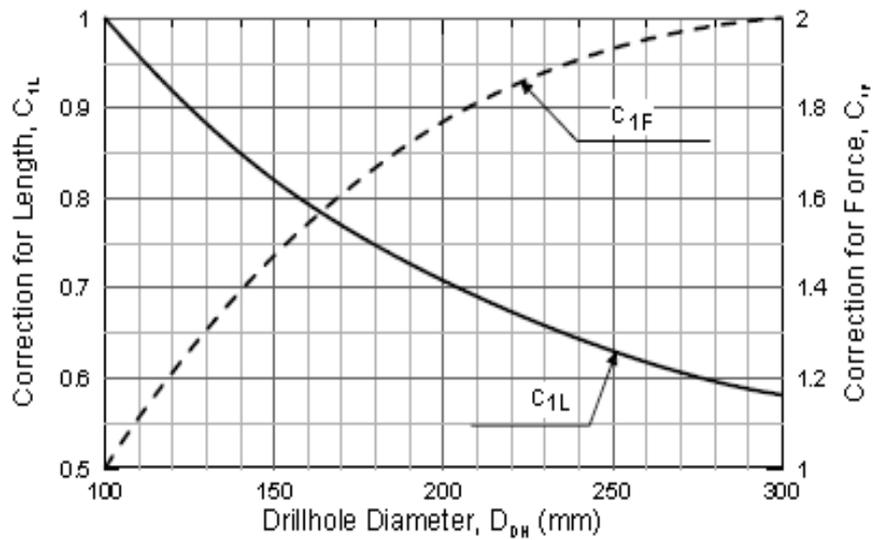
Las correcciones C_{1L} , C_{2L} , C_{3L} , C_{1F} y C_{2F} son factores que deben ser multiplicados a los valores de L/H y $t_{\max-s}$ obtenidos en los ábacos. C_{1L} , C_{2L} y C_{3L} son factores correctores para el diámetro de perforación, la cohesión normalizada y el factor de seguridad global respectivamente. El factor C_{1L} se multiplica a la relación L/H cuando el diámetro de perforación es diferente a 100 mm, el factor C_{2L} se multiplica a la relación L/H cuando el valor de la cohesión normalizada es diferente a 0.02 y el factor C_{3L} se multiplica a la relación L/H cuando el factor de seguridad global es diferente a 1.35. Como resultado tenemos la fórmula para la relación L/H corregida:

$$\frac{L}{H}(\text{corregida}) = C_{1L} \cdot C_{2L} \cdot C_{3L} \cdot \frac{L}{H}$$

C_{1F} y C_{2F} son factores correctores para el diámetro de perforación y la cohesión normalizada que son multiplicados a la $t_{\max-s}$ calculada de las tablas. C_{1F} se multiplica a $t_{\max-s}$ cuando el diámetro de perforación es diferente a 100mm y C_{2F} se multiplica a $t_{\max-s}$ cuando el valor de la cohesión normalizada es diferente a 0.02. La diferencia de valor de el factor de seguridad global no es relevante en este cálculo. Como resultado tenemos la fórmula para la $t_{\max-s}$ corregida:

$$t_{\max-s}(\text{corregida}) = C_{1F} \cdot C_{2F} \cdot t_{\max-s}$$

C_{1L} y C_{1F} se calculan a partir de la siguiente tabla:



(Elias et al., 2003).

Gráfico 4.3

Cálculo de C_{1L} y C_{1F}

C_{2L} y C_{2F} se calculan a partir de las siguientes fórmulas:

$$C_{2L} = -4.0 \cdot c^* + 1.09$$

$$C_{2F} = -4.0 \cdot c^* + 1.09$$

En ambos casos el resultado tiene que ser mayor o igual a 0.85, si no es así se usa el valor 0.85.

En cambio, C_{3L} se calcula con la siguiente fórmula:

$$C_{3L} = 0.52 \cdot FS_G + 0.30$$

El resultado tiene que ser mayor o igual a 1, si no es así se usa el valor de 1 (Elias et al., 2003).

En resumen, el diseño preliminar usando tablas simplificadas se realiza en doce pasos:

1. Para un talud específico, calcular la resistencia al arrancamiento normalizada (μ) a partir de el esfuerzo de unión suelo-anclaje último (q_u), el diámetro de perforación (D_{DH}), el factor de seguridad ante arrancamiento (FS_P), el peso unitario del suelo atrás del muro (γ), la separación horizontal y vertical entre anclajes (S_H y S_V).
2. Obtener la relación L/H a partir de los gráficos [A1.a] hasta el [A6.a]. (En el apéndice A de este manual)
3. Obtener la fuerza de tensión normalizada t_{max-s} a partir de los gráficos [A1.b] hasta el [A6.b]. (En el apéndice A de este manual)
4. Utilizando la tabla A7 del apéndice A de este manual, obtener los factores de corrección C_{1L} y C_{1F} .
5. Utilizando las fórmulas de la sección 4.2.2 de este manual, encontrar los valores para C_{2L} , C_{2F} y C_{3L} .
6. Calcular la relación L/H (corregida) y la t_{max-s} (corregida) multiplicando los factores correctores como indican las fórmulas en la sección 4.2.2.

7. Multiplicar la relación L/H (corregida) por la altura del muro para encontrar la longitud de los anclajes.

8. Con la fórmula:

$$t_{\max-s} = \frac{T_{\max-s}}{\gamma H S_H S_V}$$

Calcular $T_{\max-s}$ a partir de la $t_{\max-s}$ corregida.

9. Con $T_{\max-s}$ calcular la sección (área) necesaria para un anclaje con la fórmula:

$$A_t = \frac{T_{\max-s} FS_T}{f_y}$$

10. Comparar el área de la sección calculada con las áreas comerciales disponibles y elegir la más similar

11. Verificar que el diámetro de anclaje seleccionado entre en el diámetro de perforación con un mínimo recubrimiento de 25mm de lechada de cemento

12. Si la longitud y/o el diámetro de el anclaje no son viables, seleccionar otro espaciamiento entre anclajes y/u otro diámetro de perforación; calcular nuevamente la resistencia al arrancamiento normalizada (μ) y volver al paso 1.

(Elias et al., 2003)

En caso de que se requiera utilizar una distribución no uniforme de la longitud de los anclajes, se debe observar unas consideraciones adicionales. En primer lugar, se calcula la longitud de los anclajes con los pasos citados

anteriormente. Cuando ya se ha obtenido la longitud de un anclaje (L) se la multiplica por el número de anclajes actuantes en el talud ($N\#$) para obtener la longitud total uniforme (L_{TOTU}).

$$L_{TOTU} = N\# * L$$

Luego, se selecciona el tipo de distribución que se dará a los anclajes observando las recomendaciones presentadas en el literal 4.2.1 E de este manual. Las siguientes distribuciones se pueden usar para los anclajes:

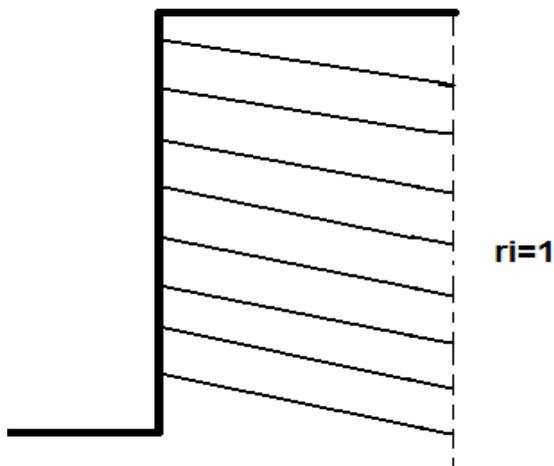
L_1 : Longitud del primer anclaje

ΣL_a : Longitud total para el caso (a)

r_i : Longitud de Anclaje i / L_1

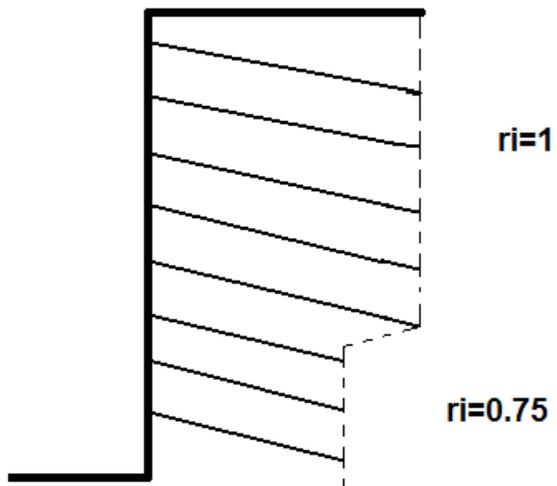
Caso (a)

Longitud Total = $\Sigma L_a = 8 * L_1$



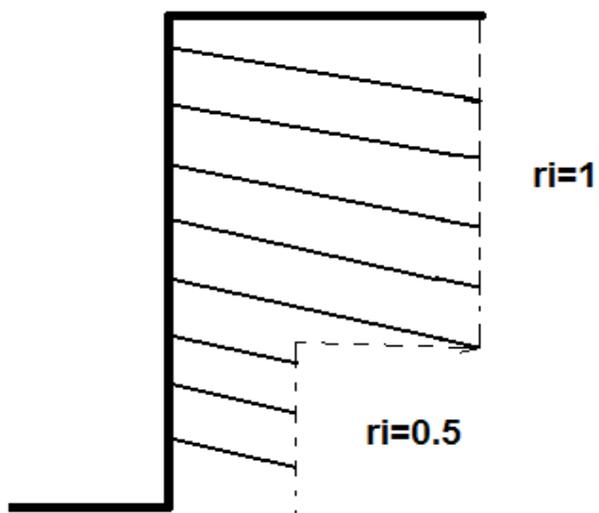
Caso (b)

$$\text{Longitud Total} = 1.04 * \Sigma L_a$$



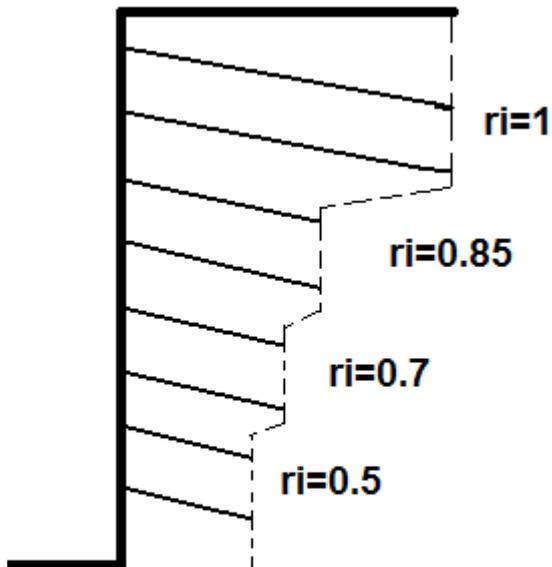
Caso (c)

$$\text{Longitud Total} = 1.10 * \Sigma L_a$$



Caso (d)

$$\text{Longitud Total} = 1.12 * \Sigma L_a$$



(Elias et al., 2003)

Gráficos 4.4, 4.5 y 4.6

Distribuciones Para Longitud no Uniforme de Anclajes

En la parte superior de cada uno de estos casos, está el porcentaje al cual tiene que aumentarse la longitud total uniforme ($L_{TOT U}$) cuando se utiliza ese tipo de distribución no uniforme. Por ejemplo, en el caso (b) se aumenta un 4%, en el caso (d) se aumenta un 12%, etc. Luego, se utiliza la fórmula:

$$L_{TOT NU} = \% * L_{TOT U}$$

Para calcular la longitud del primer anclaje (L_1), se parte de la sumatoria de las relaciones r_i llegando a la fórmula:

$$L_{TOT\ NU} = \sum r_i L_1$$

Se despeja L_1 y se llega a la fórmula:

$$L_1 = \frac{L_{TOT.NU}}{\sum r_i}$$

Se calcula L_1 y luego se calcula la longitud de los anclajes subsiguientes multiplicando ($r_i * L_1$) según el tipo de distribución que se haya establecido.

Los parámetros asumidos en las tablas de diseño son: suelo homogéneo, no hay sobrecarga, no hay fuerzas sísmicas, longitud y espaciado uniforme de los anclajes, no existe agua subterránea que ejerza presión en el muro. Cuando un talud que va a diseñarse no cumple con estas condiciones, se puede alterar los datos con criterio ingenieril para adaptar los resultados obtenidos en las tablas de diseño. Por ejemplo, en un diseño preliminar, Elias et al. (2003) aumenta 0.6 m a un muro de 10 m para justificar la existencia de carga viva en el talud. También, se puede asumir una longitud de los refuerzos de $0.7*H$ como diseño preliminar.

4.2.3 Paso 3: Diseño Final

En el diseño final se evalúan todos los modos de falla mencionados en el capítulo 3 de este manual con el motivo de que el muro se comporte de manera correcta ante las cargas actuantes en él. Para la revisión de los modos de falla externos se podrá usar el programa SNAILZ y/o los cálculos manuales.

4.2.3.1 Modos de Falla Externos

A) Estabilidad Global

El primer modo de falla externo es la falla por estabilidad global. En la sección 3.1.1 de este manual se ejemplifican dos formas de cálculo manuales para la revisión de la estabilidad global. Sin embargo, la forma más rápida y efectiva de cálculo es con el programa SNAILZ ya que se puede introducir los datos e ir modificándolos hasta que el resultado de un factor de seguridad óptimo. El método de cálculo para la revisión de la estabilidad global con el programa SNAILZ es el siguiente:

- Introducir en el programa SNAILZ todos los datos sobre el talud a ser diseñado (altura, pendiente, características del suelo, cargas actuantes, etc.). Como apéndice de este trabajo se incluye un manual de uso de este programa.
- Introducir el BSRF (Bond Strength Reduction Factor) que es el factor de reducción del esfuerzo de unión suelo-anclaje. Este factor considera la incertidumbre que se maneja al asignar los esfuerzos últimos de unión a los suelos y generalmente es igual al inverso del factor de seguridad ante arrancamiento ($1/FS_p$). Elias et al. (2003) recomienda que el factor de seguridad ante arrancamiento sea igual a 2, por lo que el BSRF es igual a 0.5.
- Introducir como dato el diámetro de perforación que ha sido utilizado en el diseño preliminar. También, el programa SNAILZ requiere que se introduzca la resistencia al punzonamiento de la cara del muro y el módulo de fluencia del acero en el anclaje. Para asegurarse de que el modo de falla al arrancamiento controle el análisis (Estabilidad Global), se debe introducir una alta resistencia al punzonamiento y un alto modulo de fluencia del anclaje. La falla por punzonamiento de la pantalla del muro y la falla por tensión de el anclaje se tratan en los modos de falla internos y de la pantalla.

- Para el primer análisis introducir la longitud de los anclajes calculada en el diseño preliminar.

- Hacer el siguiente proceso Iterativo: (1) Calcular el factor de seguridad ante estabilidad global con los datos introducidos en el programa SNAILZ. (2) Comparar el factor de seguridad global obtenido en el output del programa, con el FS_G recomendado por Elias et al. (2003). (3) Aumentar o reducir la longitud de los anclajes si el factor de seguridad ante estabilidad global calculado no es satisfactorio y volver al paso (1)

- Si se desea reducir la longitud de los anclajes sin reducir el factor de seguridad global, se puede aumentar el diámetro de perforación o reducir el espaciamiento entre anclajes.

(Elias et al., 2003)

Es importante acotar que como el método de construcción de los muros anclados de hormigón proyectado es por etapas, el modo de falla por estabilidad global debe también ser analizado en las diferentes etapas de la construcción. Aprovechando que el programa SNAILZ permite una evaluación rápida se puede analizar cada etapa de construcción como un caso separado de estabilidad de talud. De esta forma el diseñador se asegura de que el muro tampoco fallará en ninguna etapa de construcción.

B) Estabilidad ante Deslizamiento

El modo de falla por deslizamiento puede ser modelado por el programa SNAILZ con una superficie de falla larga y recta que empiece en la parte inferior del muro. Sin embargo, se puede calcular de manera más precisa con el método

señalado en la sección 3.1.2 de este manual. El procedimiento de evaluación de este modo de falla se presenta a continuación:

- Calcular el ángulo equivalente de talud superior (β_{eq}) según las características del talud en cuestión
- Calcular la altura sobre la cuál la presión de tierra actúa (H_1) como se indica en la sección 3.1.2 de este manual.
- Calcular el K_A para el empuje de suelos
- Calcular las fuerzas horizontales resistentes (ΣR) como se indica en la sección 3.1.2 de este manual.
- Calcular las fuerzas horizontales deslizantes (ΣD) como se indica en la sección 3.1.2 de este manual.
- Calcular el factor de seguridad ante deslizamiento definido como ($FS_{SL} = \Sigma R / \Sigma D$). Compararlo con el FS_{SL} recomendado por Elias et al. (2003).
- Si el factor de seguridad ante deslizamiento es menor al recomendado, se debe aumentar la longitud de todos los anclajes si la distribución es uniforme y la longitud de los anclajes inferiores si la distribución no es uniforme.

C) Estabilidad ante Capacidad de Carga

El modo de falla por capacidad de carga también puede ser modelado por el programa SNAIL usando una superficie de falla trilinear que pase por debajo del

muro y empiece a una distancia de la pantalla. Sin embargo, también hay como calcular de manera más precisa con el método señalado en la sección 3.1.3 de este manual. El procedimiento de evaluación de este modo de falla es el siguiente:

- Si el muro en cuestión va a ser construido sobre suelos blandos, calcular el factor de seguridad ante capacidad de carga como se indica en la sección 3.1.3 de este manual.
- Compara el factor de seguridad ante capacidad de carga (FS_H) calculado con el recomendado por Elias et al. (2003).
- Si el factor de seguridad (FS_H) calculado es menor que el recomendado, el sitio no es óptimo para la construcción de este tipo de estructura.

4.2.3.2 Modos de Falla Internos

Dentro de los modos de falla internos más relevantes están el modo de falla por arrancamiento y el modo de falla por tensión del anclaje.

A) Falla por Arrancamiento

El modo de falla por arrancamiento ya ha sido evaluado en el análisis por estabilidad global. Es decir, el programa SNAILZ ya verifica que la capacidad permisible de arrancamiento ($R_{P\ ALL}$) sea mayor o igual que la T_{max} de los anclajes. Es decir, la longitud de anclaje calculada para cierto factor de estabilidad global es en función de su resistencia al arrancamiento. Por ello, es importante que el arrancamiento controle la evaluación de la falla por estabilidad global en el programa SNAILZ.

B) Falla por Tensión en el refuerzo

El procedimiento para el cálculo del área de refuerzo que resista la tensión se presenta a continuación:

- El programa SNAILZ, en el cálculo de la falla por estabilidad global del talud; provee dentro de su output la tensión promedio en los anclajes (T_{avg-s}) para un factor de seguridad global (FS_G) igual a 1.
- Calcular la tensión promedio en los anclajes (T_{avg}) sumando las tensiones que indica el output del programa SNAILZ y dividiéndolas para el número de anclajes existente en el talud.
- Seleccionar la tensión máxima en los anclajes (T_{max}) de el output de todas las tensiones en el programa SNAILZ
- Calcular la tensión máxima de diseño (T_{max-s}) con la fórmula de la sección 3.2.2:

$$T_{max-s} = \frac{T_{avg-s}}{T_{avg}} \times T_{max}$$

- Con la tensión máxima de diseño (T_{max-s}), el módulo de fluencia del acero F_y y el factor de seguridad ante la falla por tensión seleccionado (FS_T); calcular el área de la sección transversal de cada anclaje:

$$A_t \geq \frac{T_{max-s} FS_T}{f_y}$$

- Comparar esta área de sección transversal calculada con las áreas comerciales disponible y seleccionar la que tenga una magnitud similar.

- Verificar que el anclaje con el área calculada entre en el diámetro de perforación seleccionado anteriormente con un recubrimiento mínimo de 25mm de lechada de cemento.

Es importante mencionar que el método presentado solo es válido si se utiliza el valor último del módulo de fluencia del acero y la resistencia al punzonamiento de la cara como inputs del programa SNAILZ. En caso de que se utilice los inputs prefactorados, la tensión máxima de diseño ($T_{\max-s}$) es igual a la tensión máxima calculada por SNAILZ (T_{\max}).

4.2.3.3 Modos de Falla de la Pantalla del Muro

Para evaluar los modos de falla y diseñar la pantalla de un muro anclado de hormigón proyectado, primeramente se debe calcular la tensión en la cara del muro y seleccionar las propiedades de la pantalla. Los pasos para hacerlo son los siguientes:

- Calcular las fuerzas de tensión de el anclaje en la cara de el muro (T_o) con la fórmula de la sección 3.3 de este manual:

$$T_o = T_{\max-s} [0.6 + 0.2(S_{\max} - 1)]$$

- Seleccionar el ancho de la pantalla de hormigón proyectado [e.g., 100, 150, 200 (mm)]
- Seleccionar los materiales a ser utilizados en la pantalla del muro:

f_y del acero a ser utilizado [e.g., 400, 420, 520 (MPa)]

Malla Electrosoldada (Referirse al apéndice B para características disponibles en el Ecuador)

Varillas Adicionales (Waler Bars, Referirse al apéndice B para características disponibles en el Ecuador)

F'c del hormigón [e.g., 21, 24, 28 (MPa)]

Geometría de la placa de Conexión cara-anclaje (Mínimo 200 x 200mm y 19mm de espesor)

(Elias et al., 2008)

Cuando ya se ha seleccionado todas las características de la pantalla del muro, se verifica y diseña la falla por flexión y punzonamiento de ella.

A) Falla por Flexión de la Pantalla del Muro

- Calcular el porcentaje de refuerzo mínimo que debe haber en cualquier sitio de la cara del muro con la fórmula de la sección 3.3.1 de este manual:

$$\rho_{\min} [\%] = 0.24 \frac{\sqrt{f'_c [\text{psi}]}}{f_y [\text{ksi}]}$$

- Calcular el porcentaje de refuerzo máximo que debe haber en cualquier sitio de la cara del muro con la fórmula de la sección 3.3.1 de este manual:

$$\rho_{\max} [\%] = 0.05 \frac{f'_c [\text{psi}]}{f_y [\text{ksi}]} \left(\frac{90}{90 + f_y [\text{ksi}]} \right)$$

- De acuerdo al tipo de malla electrosoldada que se haya seleccionado y si se utilizan varillas adicionales en la cara del anclaje, determinar el área por unidad de longitud de refuerzo en el medio de el área de influencia (a_m) y en la cara del anclaje (a_n) en dirección tanto vertical como horizontal de el área de influencia. La gráfica 3.11 de este manual ejemplifica el cálculo de a_m y a_n y de el área de influencia. Típicamente la cantidad de refuerzo en el medio de el área de influencia es el mismo que en la cara del anclaje ($a_m = a_n$).
- En caso de que se requiera utilizar varillas adicionales en la cara del refuerzo, se debe recalculer el área por unidad de longitud tanto vertical como horizontal en la cara del anclaje con la fórmula de la sección 3.3.1 de este manual:

$$a_n = a_m + \frac{A_{ww}}{S_H}$$

- Calcular el porcentaje de refuerzo (ρ) en dirección tanto horizontal como vertical para el medio del área de influencia y la cara del anclaje con la fórmula de la sección 3.3.1 (h es el grosor de la pantalla):

$$\rho_n = \frac{a_n}{0.5h} \times 100$$

$$\rho_m = \frac{a_m}{0.5h} \times 100$$

- Verificar que el porcentaje de refuerzo ya sea horizontal como vertical, en el medio de el área de influencia o en la cara del anclaje no sea menor que el

ρ_{\min} calculado anteriormente ($\rho_{\min} \leq \rho$). Si se da el caso en que es menor, se debe incrementar el a_m y/o el a_n para satisfacer esta condición.

- Verificar que el porcentaje de refuerzo ya sea horizontal como vertical, en el medio de el área de influencia o en la cara del anclaje no sea mayor que el ρ_{\max} calculado anteriormente ($\rho_{\max} \geq \rho$). Si se da el caso en que es mayor, se debe disminuir el a_m y/o el a_n para satisfacer esta condición.
- Con la tabla 3.5 de este manual, seleccionar un valor para C_F de acuerdo al espesor de la pantalla del muro. Este valor toma en cuenta la redistribución de las presiones según la rigidez del muro. Si el espesor es diferente a los mencionados en la tabla, se puede interpolar los datos.
- Calcular la resistencia a flexión de la pantalla del muro. Utilizando el valor mínimo de las fórmulas de la sección 3.3.1 de este manual:

$$R_{FF} [\text{kN}] = \frac{C_F}{265} \times (a_{vn} + a_{vm}) [\text{mm}^2/\text{m}] \times \left(\frac{S_h h [\text{m}]}{S_v} \right) \times f_y [\text{MPa}]$$

$$R_{FF} [\text{kN}] = \frac{C_F}{265} \times (a_{hn} + a_{nm}) [\text{mm}^2/\text{m}] \times \left(\frac{S_v h [\text{m}]}{S_H} \right) \times f_y [\text{MPa}]$$

- Con el factor de seguridad recomendado por Elias et al. (2003) para la falla por tensión (FS_{FF}) verificar que la resistencia a flexión sea mayor que la fuerza de tensión en la cara del muro. Es decir, que la siguiente afirmación se cumpla:

$$R_{FF} \geq FS_{FF} T_o$$

- En caso de que la afirmación mencionada anteriormente no se cumpla, se puede aumentar ya sea el espesor de la pantalla del muro, el F_y del acero de refuerzo, el F'_c del hormigón y/o la cantidad de acero de refuerzo utilizada. Con estas correcciones se debe analizar nuevamente la falla por flexión de la pantalla.

B) Falla por Punzonamiento de la Pantalla del Muro

- Calcular la resistencia al punzonamiento de el cono resultante de la superficie de falla con la fórmula indicada en la sección 3.3.2 de este manual:

$$V_F \text{ [kN]} = 330 \sqrt{f'_c \text{ [MPa]}} \pi D_c' \text{ [m]} h_c \text{ [m]}$$

- Calcular la resistencia a la falla por punzonamiento de la pantalla con la fórmula indicada en la sección 3.3.2 (C_P es un factor que toma en cuenta la presión del suelo como aporte a la resistencia por punzonamiento):

$$R_{FF} = C_P V_F$$

- Con el factor de seguridad recomendado por Elias et al. (2003) para la falla por punzonamiento (FS_{FF}) verificar que la resistencia al punzonamiento sea mayor que la fuerza de tensión en la cara del muro. Es decir, que la siguiente afirmación se cumpla:

$$R_{FF} > FS_{FF} T_o$$

- En caso de que la afirmación mencionada anteriormente no se cumpla, se puede aumentar ya sea el espesor de la pantalla del muro o el F'_c del

hormigón. Con estas correcciones se debe analizar nuevamente la falla por punzonamiento de la pantalla.

(Elias et al., 2003)

La tabla presentada a continuación recoge la resistencia tanto a la flexión de los casos más típicos de pantallas de muros anclados de hormigón proyectado. Esta tabla puede ser muy útil debido a que permite verificar el diseño de manera más rápida. Esta tabla se basa en un F_y de 420 MPa.

h	Razón de Espaciamiento entre Anclajes	ρ_{tot} (%)		
		0.5	1	2
mm	[-]	R_{FF} en kN		
100	0.67	50	105	210
	1	75	155	315
150	0.67	90	175	355
	1	130	265	535
200	0.67	105	210	425
	1	155	315	635

(Elias et al., 2003)

Tabla 4.2

Resistencia a la Flexión de casos más Comunes

En donde:

h: espesor de la pantalla del muro

Razón de Espaciamiento entre Anclajes: El menor valor de la división entre la separación vertical de anclajes y la separación horizontal de anclajes (S_V/S_H), o viceversa (S_H/S_V).

ρ_{tot} : Es el porcentaje total de refuerzo en la pantalla del muro, este se calcula sumando el porcentaje de refuerzo existente en el medio de el área de influencia y el porcentaje de refuerzo existente en la cara del anclaje ($\rho_n + \rho_m$).

La tabla a continuación presenta las resistencias al punzonamiento de las pantallas más comunes. Esta tabla también es usada para ahorrar tiempo en el diseño:

h	F'c	Long de Placa L _{BP} (mm)		
		200	225	250
mm	MPa	R _{FP} en kN		
100	21	140	150	165
	28	165	175	190
150	21	245	265	285
	28	288	305	325
200	21	380	400	425
	28	435	465	495

(Elias et al., 2003)

Tabla 4.3

Resistencia al Punzonamiento de casos más Comunes

En donde:

h: espesor de la pantalla del muro

L_{BP} : Longitud mayor de la placa de unión anclaje-pantalla

4.2.4 Paso 4: Estimación de Deformaciones Máximas en el Muro

La estimación de las deformaciones en el muro se realiza de la siguiente manera:

- Definir la altura de el muro (H) y su pendiente (α)
- Identificar las condiciones del tipo de suelo en el cual se va a construir el muro (rocoso rígido, arenoso, fino)
- Estimar las deformaciones horizontales y verticales (δ_h y δ_v) con la tabla 3.6 y la fórmula de la sección 3.4:

$$\delta_h = \left(\frac{\delta_h}{H} \right)_i \times H$$

- Interpretar la localización y dirección de esas deformaciones con ayuda de el gráfico 3.13
- Comparar las deformaciones calculadas con la máxima deformación permisible para este muro. La máxima deformación permisible puede estar dada por regulaciones municipales o particulares para el muro que se va a construir.
- Si la deformación calculada es mayor que la deformación permisible se puede o aumentar la pendiente del talud o aumentar ligeramente la longitud de los anclajes.

(Elias et al., 2003)

Capítulo 5

El Programa SNAILZ

5.1 Introducción

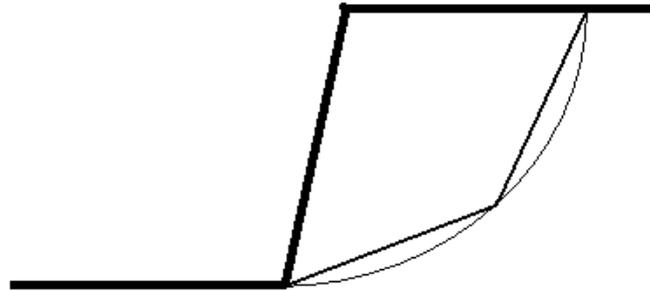
El software para el análisis de estabilidad de taludes reforzados con muros anclados de hormigón proyectado, SNAILZ, fue diseñado por el Departamento de Transporte de California (CALTRANS). Su nombre viene de Soil Nails y la z al último lo distingue de las versiones anteriores del programa cuyo nombre era SNAIL. Este software permite evaluar la estabilidad global desde taludes sin refuerzo hasta de muros anclados con hormigón armado dependiendo de los datos que se ingresen como inputs del programa. SNAILZ es muy utilizado en el ámbito profesional debido a que es posible realizar muchos análisis en poco tiempo simplemente cambiando los inputs y volviendo a correr el programa. Además, es posible descargar el software y su manual de uso gratuitamente de la sección de geotecnia en página web del Departamento de Transporte de California. El link exacto para descargar el programa es <http://www.dot.ca.gov/hq/esc/geotech/request.htm>. Sin embargo, existe poca información técnica, apoyo o retroalimentación por parte de CALTRANS para los usuarios del programa por lo que a veces es necesario recurrir a terceras personas, foros, etc. para resolver cualquier inquietud que se presente sobre su utilización. Este capítulo presenta una introducción general al modo de trabajo, inputs y

outputs del programa. También, realiza una comparación del análisis de un talud reforzado con un muro de hormigón proyectado por los métodos propuesto por Byrne et al. (1998), Elias et al (2003) y por el programa SNAILZ. Es importante anotar que este capítulo de ninguna manera sustituye al manual de uso del software que debe ser leído para poder utilizar el programa de manera correcta y así obtener resultados coherentes con la realidad. El manual de uso del SNAILZ es presentado como anexo a este trabajo.

5.2 Modo de Trabajo del Programa

El software SNAILZ basa su cálculo del factor de seguridad ante estabilidad global en un equilibrio bidimensional de las fuerzas actuantes en el talud. En este análisis solo se considera el equilibrio de fuerzas, más no de momentos. Esto se debe a que como se trata de un muro que está soportado por los anclajes en varios puntos de su estructura, las distancias son pequeñas entre anclaje y anclaje por lo que los momentos de volcamiento que se producen no son más significativos que las fuerzas existentes. Las fuerzas más relevantes en el cálculo de la estabilidad global son la resistencia del suelo, la tensión de los anclajes, el peso propio del suelo y la sobrecarga actuante. El análisis de la resistencia del suelo se basa en el modo de falla Mohr-Coulomb, es decir, en la resistencia cortante del suelo como una función lineal del esfuerzo normal con base a la cohesión y el ángulo de fricción interna del mismo. La tensión de los anclajes y el peso propio de la masa de suelo se basan en la localización y geometría de la superficie de falla del talud. El programa aproxima la superficie de falla circular a una condición bilinear o trilinear según el diseñador lo especifique. La aproximación bilinear modela un círculo de falla que Das (2001) define como un círculo de pie. Esta superficie de falla comienza en el pie del talud y termina a cierta distancia de la cresta. Por otro lado, la aproximación trilinear modela un círculo de falla que Das (2001) define como un círculo de medio punto. Esta superficie de falla comienza a una distancia positiva del pie del talud, pasa por debajo de él y termina a cierta distancia de la cresta. La aproximación trilinear se puede utilizar para hacer un cálculo aproximado de la falla por capacidad de carga del muro de hormigón proyectado.

Aproximación Bilinear



Aproximación Trilinear

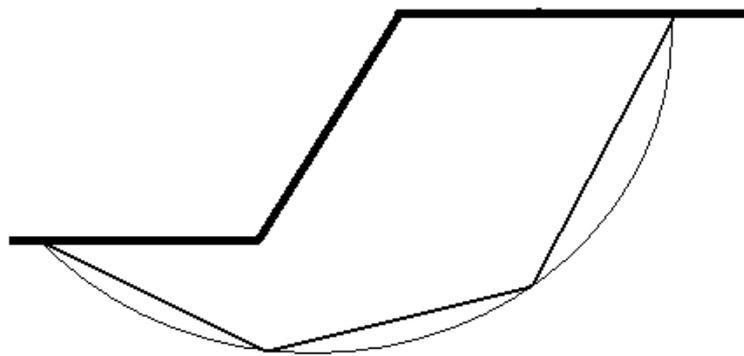


Gráfico 5.1

Aproximación Bilinear y Trilinear de la Superficie de Falla

SNAILZ permite al usuario especificar el área de búsqueda de la superficie de falla más crítica. Esta área se delimita por medio de dos puntos, el punto de comienzo y punto del final de la búsqueda. El programa divide esta distancia especificada por el usuario en diez nodos equidistantes entre sí y en cada nodo evalúa 56 superficies de falla. En cada superficie de falla, el programa analiza el factor de seguridad ante estabilidad global seleccionando el menor y por tanto más crítico del total de las 560 superficies de falla analizadas en los diez nodos. Después de un análisis de determinado talud reforzado, el usuario puede acortar la distancia entre el punto de comienzo y final de búsqueda basándose en la

localización de la superficie de falla y realizar otro análisis. De esta manera la distancia entre nodos es menor y el cálculo es más preciso.

Este software también toma en cuenta la falla por punzonamiento de la pantalla del muro y la falla por tensión del anclaje para su análisis de la estabilidad global. Estos dos modos de falla más el modo de falla por arrancamiento son sometidos a evaluación y el menor de las tres controla el valor de la tensión máxima utilizada para el cálculo. Por otro lado, SNAILZ puede modelar hasta siete diferentes capas de suelo y dos taludes inferiores al talud analizado. También, el programa toma en consideración la localización de la capa freática y otras fuerzas especiales como la carga sísmica. En caso de que en un talud existan cargas, geometría del muro o capas del suelo complicadas de modelar, se debe realizar simplificaciones razonables y hacer análisis más conservadores debido a las limitaciones del programa. Los algoritmos utilizados por SNAILZ para el análisis y cálculo de los muros de hormigón proyectado están mencionados en la sección III del manual del programa.

5.3 Inputs del Programa

SNAILZ permite al usuario introducir diversos datos que permiten modelar de manera correcta los taludes reforzados con muros de hormigón proyectado. Los inputs del programa se encuentran divididos en nueve categorías:

- geometría del muro
- geometría de los anclajes
- Esfuerzo admisible de los anclajes y resistencia al punzonamiento de la cara
- análisis de falla debajo del pie del muro (si se requiere)
- límites de búsqueda de superficie de falla crítica y coordenadas de la capa freática (si existe)
- parámetros (características) del suelo
- cargas actuantes
- parámetros variantes de los anclajes

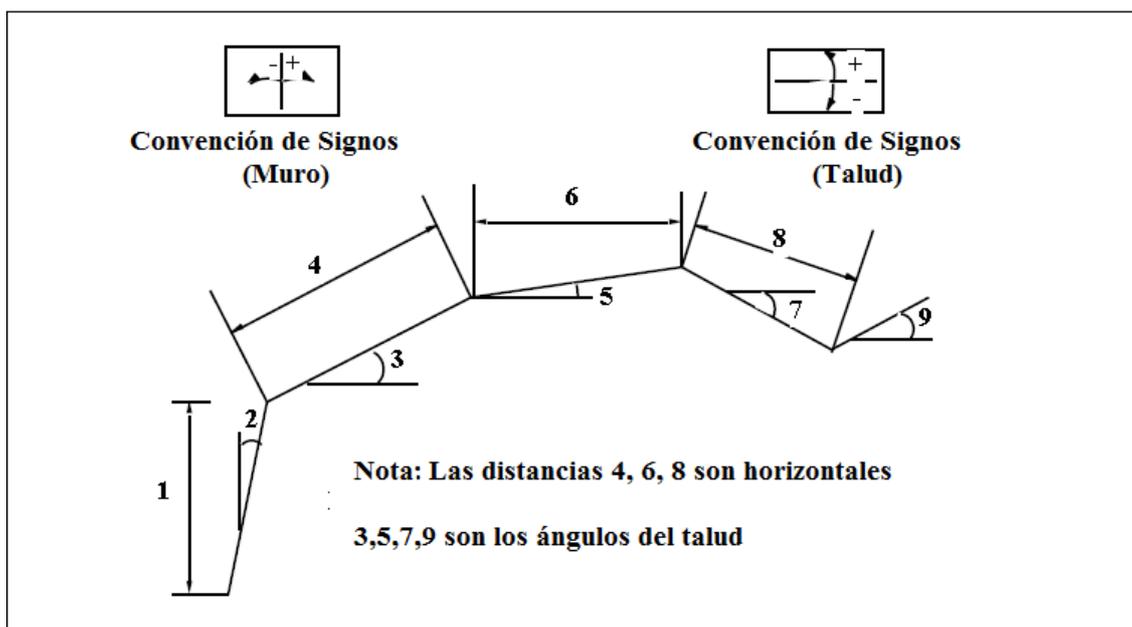
Cada una de esta categoría contiene datos pertinentes que ayudan a modelar el talud reforzado en cuestión.

5.3.1 Geometría del Muro

En esta categoría se introduce todos los inputs que tienen que ver con la geometría y configuración del muro, ellos son:

- (H) altura vertical del muro (m)
- Los ángulos de inclinación y las longitudes de los taludes subsiguientes ($^{\circ}$, m)

Estos ángulos de inclinación y longitudes de taludes subsiguientes están representados gráficamente de la siguiente manera:



(Snailz Manual)

Gráfico 5.2

Ángulos y Distancias Taludes Subsiguientes

5.3.2 Geometría de los Anclajes

En esta categoría se introducen los siguientes inputs:

- (N) El número de anclajes existentes por metro de ancho en el muro (#)
- (LE) La longitud de los anclajes (m)
- (AL) su ángulo de inclinación con respecto a la horizontal (°)
- (SV1) El espaciamiento vertical del primer anclaje con respecto al tope (m)
- (SV) El espaciamiento vertical entre el resto de anclajes (m)
- (SH) El espaciamiento horizontal entre los anclajes (m)
- (D) El diámetro de los anclajes (mm)
- (DD) El diámetro del orificio perforado y recubierto con el mortero (mm)

Estos parámetros o inputs pueden ser introducidos de manera general en las categorías geometría y características de los anclajes, o de manera específica para cada anclaje en la categoría parámetros variantes de los anclajes. El esfuerzo de unión suelo-anclaje puede ser reducido con el factor BSF en la categoría de parámetros variantes en los anclajes. Sin embargo, si se encuentran diferentes tipos de esfuerzos de unión para un mismo tipo de suelo Elias et al. (2003) señala que es más conveniente modelar esta situación creando otra capa de suelo que reduciendo de manera arbitraria el esfuerzo de unión para cada refuerzo.

5.3.3 Esfuerzo admisible de los anclajes y resistencia al punzonamiento de la cara del Muro

En esta categoría se introducen los siguientes inputs:

- (PS) La resistencia al punzonamiento de la cara del muro
- (FY) Esfuerzo de fluencia del acero de los anclajes

Estos dos datos pueden ser introducidos como pre-factorados, últimos o para muros anclados para hormigón armado. En este manual se recomienda introducir los datos como pre-factorados considerando en el valor introducido el factor de seguridad ante punzonamiento y esfuerzo de fluencia del acero respectivamente.

5.3.4 Análisis de falla debajo del pie del Muro

En esta categoría se analizan la posibilidad de que existan taludes debajo del pie del muro y como estos alterarían el modo de falla del muro. De existir estos taludes se introduce como input los ángulos de inclinación y longitud de los taludes inferiores al pie del muro. Para más información sobre esta categoría se recomienda consultar el manual del usuario del programa.

5.3.5 Límites de Búsqueda y Capa Freática

En esta categoría se introducen los límites de búsqueda para encontrar la superficie de falla del talud reforzado y las coordenadas de la capa freática (si esta estuviera ubicada arriba del pie del muro). Los inputs son los siguientes:

- El primer punto de búsqueda (m horizontales desde el tope del muro)
- El punto de búsqueda final (m horizontales partiendo desde el pie del muro)
- Coordenadas x e y de tres puntos de ubicación de la capa freática

Limitar la longitud de búsqueda de la superficie de falla hace que los resultados converjan y se vuelvan cada vez más reales. Para ello, se debe comenzar con una

superficie de falla amplia e ir achicándola conforme se van obteniendo los resultados.

5.3.6 Parámetros del suelo

Los datos necesarios para modelar las características del suelo son:

- Peso unitario (Kn/m³)
- Ángulo de Fricción Último (°)
- Cohesión (kPa)
- Esfuerzo de Unión Suelo-Anclaje (kPa)

La cohesión y el ángulo de fricción último forman parte de la resistencia cortante del suelo al evaluarlo por el modo de falla Mohr-Coulomb. El esfuerzo de unión suelo-anclaje depende del tipo de suelo del talud y está resumido en la tabla 3.4 de este manual.

5.3.7 Cargas Actuantes

En esta categoría se introducen las cargas que de estar actuando deben ser consideradas en el análisis de estabilidad. Estas cargas se encuentran representadas con los siguientes inputs:

- Sobrecarga actuante sobre el Talud (kPa/m)
- Carga Horizontal por Sismo (kh)
- Carga Vertical por Sismo (pkh)
- Carga Externa sobre el Muro (kN/m)

La carga vertical y horizontal por sismo no se discute ya que este manual no trata ni el análisis ni el diseño sísmico de este tipo de estructuras.

5.3.8 Parámetros Variantes de los Anclajes

Como se mencionó anteriormente, si existen características diferentes para cada anclaje estas deben ser incluidas en el análisis. Los inputs variables que se pueden introducir en esta categoría son:

- Longitud del Anclaje (m)
- Inclinación del Anclaje (°)
- Espaciamiento Vertical entre Anclajes (m)
- Diámetro del Anclaje (mm)
- Factor BSF

El factor BSF toma en consideración lo poco exacto que es el esfuerzo de unión suelo-anclaje y lo reduce para obtener un diseño más conservador. Como es lógico, el factor BSF se define como el inverso del factor de seguridad ante arrancamiento, por lo que su valor varía de 0.5 a 0.7 según el factor de seguridad seleccionado. Este factor varía según las condiciones del suelo varían. Es decir, para un suelo con estratos diferentes, el BSF tendrá un valor para cada estrato.

5.4 Outputs del Programa

Cuando ya se ha introducido todos los datos al programa, se realiza el análisis apastando el botón "EJECUTAR" ubicado en la parte inferior de la pantalla de inputs. Inmediatamente aparece un gráfico del talud junto con los anclajes que se han introducido como inputs. En esta pantalla se grafica la superficie de falla más crítica y se presenta el factor de seguridad mínimo de ella. Además, se presenta la distancia entre el final de la superficie de falla y la cresta del muro. Esta

información presentada no es extensa sin embargo es útil para verificar gráficamente si los datos ingresados son los correctos y si el talud es globalmente estable según su factor de seguridad.

Si se desea conocer más resultados del análisis, se presiona el botón “REPORTE” ubicado en la esquina inferior derecha de la pantalla del output. Dentro del reporte se incluyen los siguientes resultados:

- Datos utilizados para el análisis (geometría del muro, cargas actuantes, etc.)
- Mínimo factor de seguridad para cada uno de los diez nodos analizados
- Distancia desde el pie del muro hasta el punto final de la superficie de falla para cada uno de los diez nodos analizados
- Esfuerzo en cada anclaje del talud para cada uno de los diez nodos analizados
- La fuerza promedio en los anclajes para un factor de seguridad global igual a 1.

Al esfuerzo en el anclaje se le multiplica por su área para obtener la tensión actuante. Con estos resultados se obtiene una visión más clara del comportamiento del muro de hormigón proyectado en cuestión y se puede proceder a realizar su diseño.

5.5 Comparación entre tres análisis de estabilidad global de un Talud

En esta sección se realizará tres análisis por estabilidad global con dos métodos manuales y uno ayudado por un software computacional. Los dos métodos manuales están mencionados en la sección 3.1.1 de este manual. El primer análisis será con el método propuesto por Elias et al. (2003), el segundo con el método propuesto por Byrne et al. (1998) y el último con el programa SNAILZ. Al final se comparará los factores de seguridad encontrados y se analizará

su exactitud. Los datos iniciales son tomados de el diseño preliminar para el talud realizado por Byrne et al. (1998) para su ejemplo de diseño. Estos datos sirven como condiciones iniciales para a partir de ahí realizar el análisis con los tres métodos. En el método propuesto por de Elias et al. (2003) se utiliza una aproximación unilineal al plano de falla. El método de Cullman con una superficie de falla plana de el talud no provee una aproximación correcta en este caso ya la inclinación del muro con respecto a la horizontal no es de 90° . Por ello, se utilizará el método de la superficie de falla cilíndrica mencionado en Das (2001). Sin embargo, no se tomará el plano de falla circular generado sino únicamente su secante de referencia. El método propuesto por Byrne et al. (1998) utiliza una aproximación bilinear al plano de falla circular. El desarrollo de este análisis es tomado del reporte sobre muros de hormigón proyectado presentado por Byrne et al. en 1998.

5.5.1 Datos Preliminares

El muro que se va a analizar está construido en el siguiente talud:

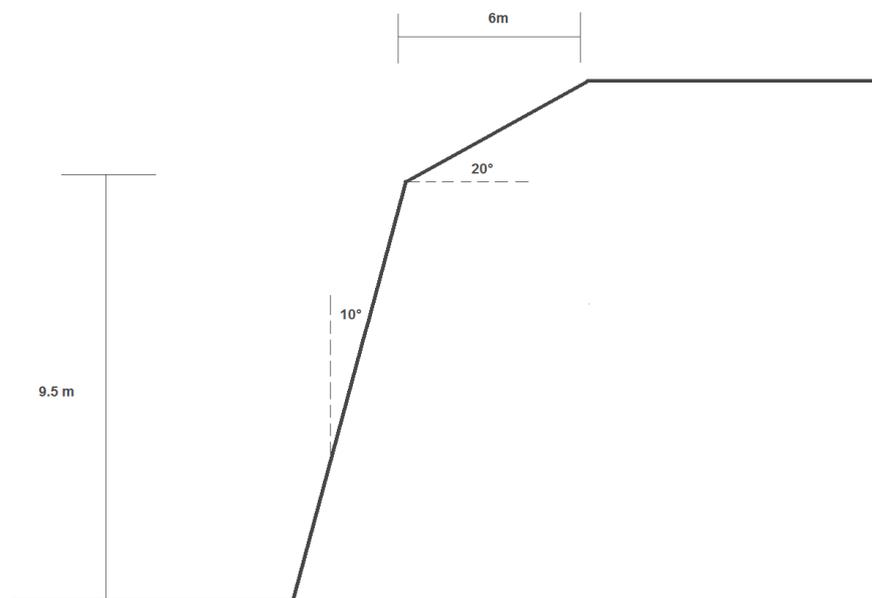


Gráfico 5.3

Talud a ser Analizado

En dicho talud, luego de realizar los estudios de suelo pertinentes se ha determinado que el suelo está constituido por una capa de arenas de mediana y alta densidad. El peso específico de esta capa (γ) es igual 18 kN/m^3 , el ángulo de fricción interna último (Φ_u) es igual a 34° y la cohesión (c) es igual a 5 kN/m^2 . También, se ha determinado que no existe un nivel freático en el talud. Con estudios de campo se ha determinado que una resistencia al arrancamiento última (Q_u) de 60 kN/m puede ser alcanzada con un diámetro de perforación (D_{DH}) de 200 mm .

Luego, por medio de un diseño preliminar se ha determinado que el espaciamiento tanto vertical como horizontal (S_h y S_v) será de 1.5 m . También, por motivos de economía se ha determinado que la longitud de los anclajes sea variable. Su distribución se ejemplifica en el gráfico 5.3.

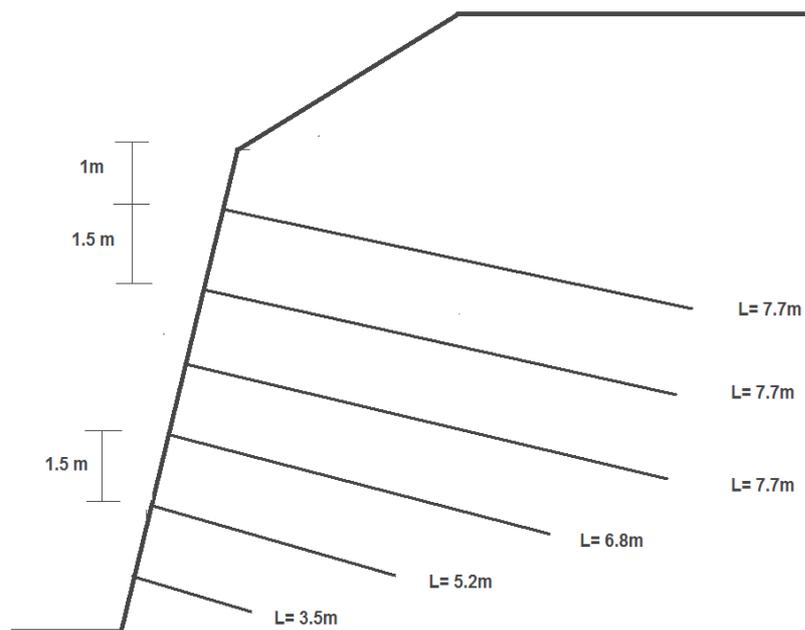


Gráfico 5.4

Longitud Variable de Anclajes

Con ayuda de tablas de diseño preliminar se ha determinado que el diámetro comercial óptimo para los anclajes es de 25.4 mm. Esto resulta en 510 mm² de sección transversal por anclaje.

5.5.2 Análisis por el método de Elias et al.

Primeramente, se analiza el talud para encontrar por métodos de mecánica de suelos su superficie de falla más crítica. De acuerdo a Das (2001), la superficie circular de falla más crítica para este talud es un círculo de pie que termina a 12.1 m desde el pie de el talud.

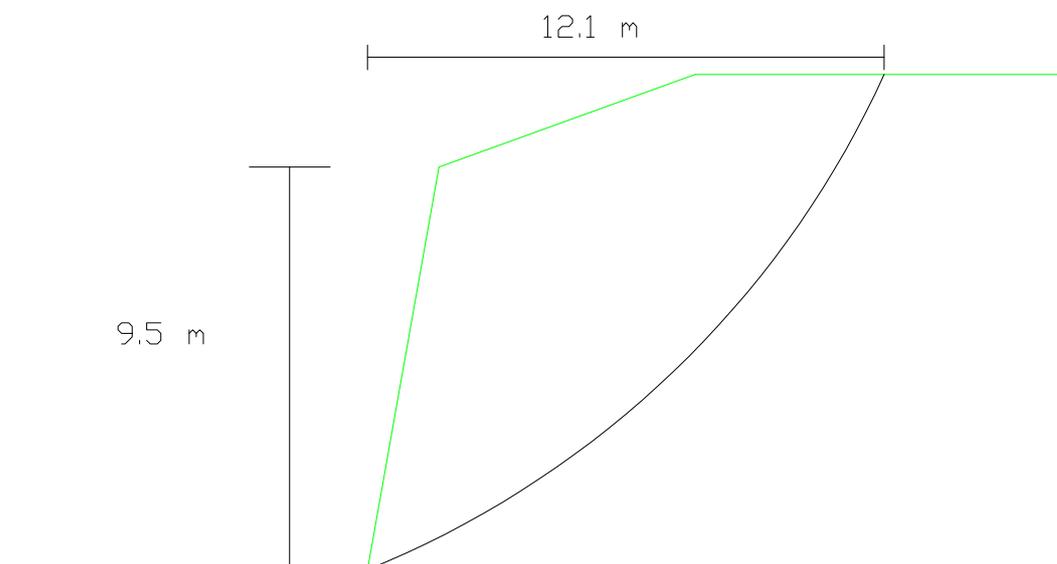


Gráfico 5.5

Superficie de Falla Crítica de acuerdo a Das

Después, con la secante de referencia para el trazo de la superficie de falla circular se aproxima la superficie de falla unilineal.

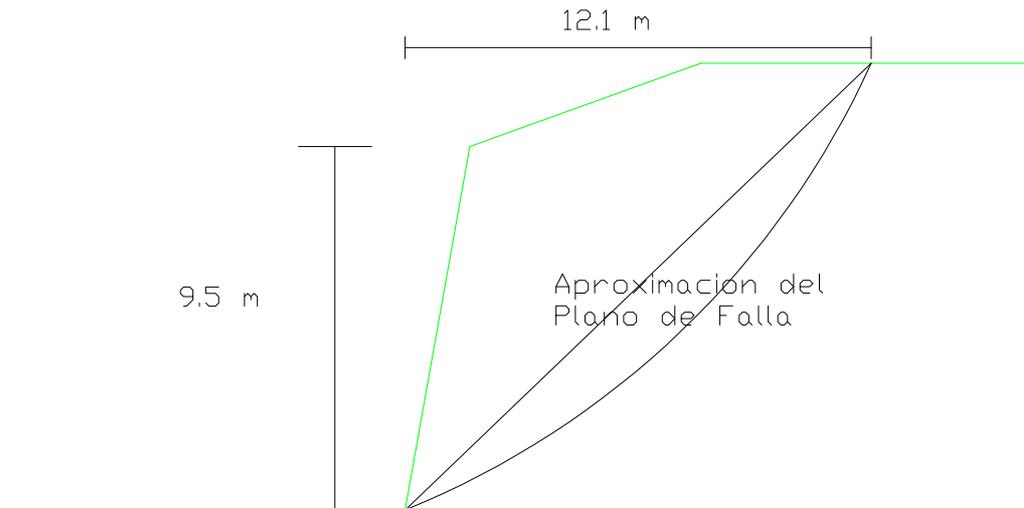


Gráfico 5.6

Superficie de Falla Unilineal Aproximada

Luego, con los datos del diseño preliminar, se debe construir el diagrama de distribución de tensiones para cada anclaje como se ejemplifica en el gráfico 3.7 de este manual. Para ello, primero se calcula la tensión máxima que puede actuar en los anclajes (T_{\max}). Como este es un cálculo referencial, se tomará la T_{\max} como la capacidad máxima permisible de tensión del anclaje ($R_{T\text{ ALL}}$). De la sección 3.2.2 de este manual tenemos:

$$R_T = A_t \times F_y = 510 * 0.42 = 214kN$$

Luego, tomando el factor de seguridad ante la tensión de 1.8, se obtiene:

$$R_{T.ALL} = \frac{R_T}{FS_T} = \frac{214}{1.8} \approx 118kN$$

A continuación, se sabe que la información sobre el esfuerzo de unión suelo-refuerzo (q_u) y por ende la resistencia al arrancamiento última (Q_u) es inexacta, por lo que se debe utilizar una resistencia al arrancamiento permisible. El factor de seguridad utilizado es el factor al arrancamiento (FS_p).

$$Q_{ALL} = \frac{Q_u}{FS_p} = \frac{60}{2} = 30 \text{ kN/m}$$

Después, se calcula la tensión en la cara del muro. De la sección 3.3 de este manual se sabe que esta tensión varía del 60% al 100% de la tensión máxima. Para este cálculo se toma el $T_o=90\text{kN}$, es decir el 76.3% de la tensión máxima. Con estos datos, el diagrama general de distribución de tensiones es el siguiente:

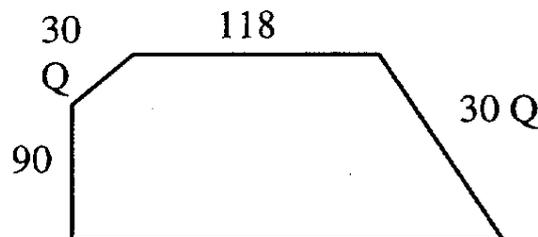


Gráfico 5.7

Diagrama General de Distribución de Tensiones

Sin embargo, se debe construir un diagrama para cada longitud de anclaje (7.7 m, 6.8 m, 5.2 m, 3.5 m)

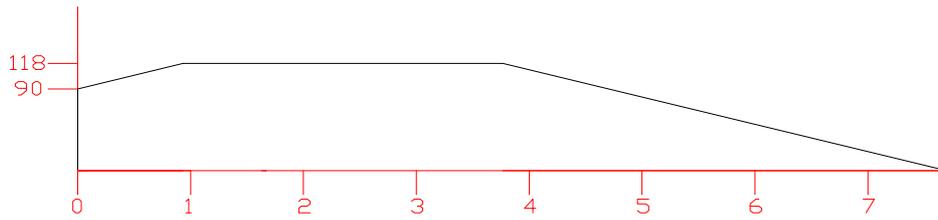


Gráfico 5.8

Diagrama de Distribución de Tensiones para $L = 7.7$ m

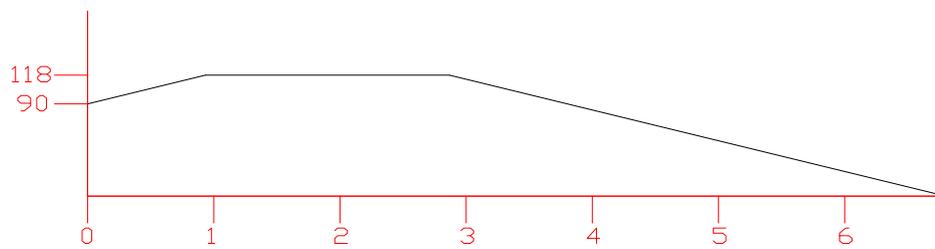


Gráfico 5.9

Diagrama de Distribución de Tensiones para $L = 6.8$ m

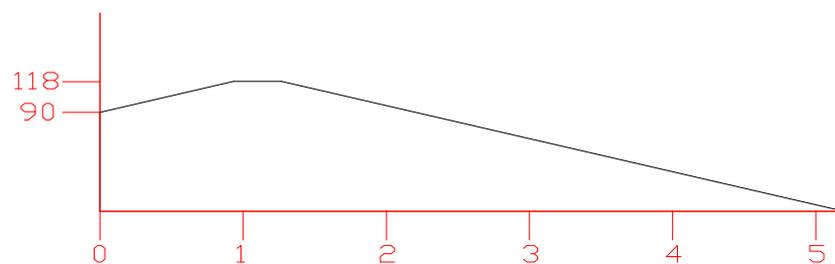
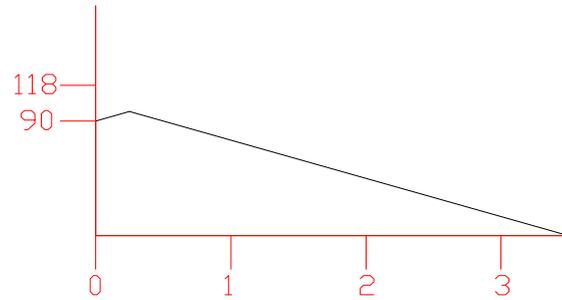


Gráfico 5.10**Diagrama de Distribución de Tensiones para L = 5.2 m****Gráfico 5.11****Diagrama de Distribución de Tensiones para L = 3.5 m**

Luego, se obtiene la distancia en el anclaje a la cual esta se interseca con la superficie de falla unilineal. Las distancias obtenidas se muestran en el gráfico 5.11.

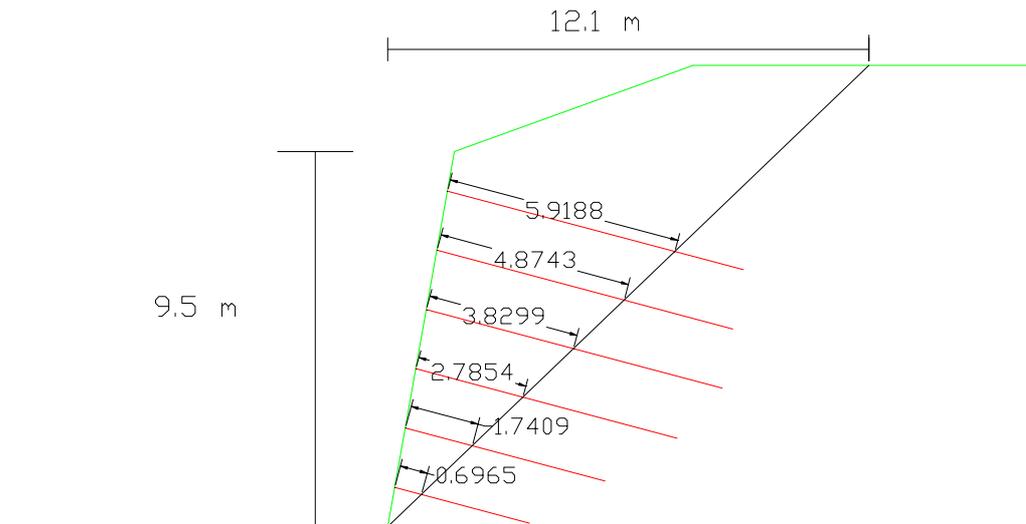


Gráfico 5.12

Distancias de Intersección del Anclaje-Superficie de Falla

Se traza estas distancias horizontales en el eje x de los diagramas de distribución de las tensiones y se encuentra la ordenada y que es la tensión en la intersección anclaje-superficie de falla. Las tensiones obtenidas en cada anclaje son las siguientes:

T_1 : 53.44 kN

T_2 : 84.77 kN

T_3 : 116.10 kN

T_4 : 118 kN

T_5 : 103.77 kN

T_6 : 84.10 kN

Luego, se obtiene la tensión equivalente (T_{EQ}) que es la suma de todas estas tensiones

$$T_{EQ} = T_1 + T_2 + T_4 + T_5 + T_6 = 560.18 \text{ kN.}$$

Partiendo del gráfico 3.1 de este manual, se obtiene los siguientes datos para calcular el factor de seguridad ante estabilidad global:

α : 10°

β : 20°

ϕ' : 34°

c' : 5 kN/m^2

ψ : 44° (Inclinación de la línea del plano de falla con respecto a la horizontal)

i : 15°

L_F : 16.82 m (Longitud de la línea del plano de falla)

W : 945.18 kN (Área de suelo detrás del plano de falla por el peso unitario del suelo)

T_{EQ} : 560.18 kN

Después, con un factor de seguridad global recomendado de 1.35 se calcula el ángulo de fricción y la cohesión movilizadas:

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi'}{FS_G} = \frac{\tan(34)}{1.35} = 0.5$$

$$c_m = \frac{c'}{FS_G} = \frac{5}{1.35} = 3.70 \frac{kN}{m^2}$$

Luego, se obtiene la fuerza normal al plano de falla partiendo de la sumatoria de fuerzas normales.

$$N_F = (W) \cos \psi + T_{EQ} \sin(\psi + i) = 945.18 \cos(44) + 560.18 \sin(59) = 1160.07 kN$$

Después, se obtiene la fuerza cortante del plano de falla (S_F)

$$S_F = c_m * L_F + N_F * \tan \phi_m = 3.7 * 16.82 + 1160.07 * 0.5 = 642.27 \text{ kN}$$

Por último, se calcula el factor de seguridad ante estabilidad global.

$$FS_G = \frac{S_F + T_{EQ} \cos(\psi + i)}{(W) \sin \psi} = \frac{642.27 + 560.18 \cos(59)}{945.18 \sin(44)} = 1.42$$

5.5.3 Análisis por el método de Byrne et al.

Primeramente, se selecciona una superficie de falla circular crítica para un factor de seguridad ante estabilidad global de 1.35. Esta superficie de falla crítica pasa a 11.06 m de el pie del talud. Se realiza una aproximación bilinear para la superficie de falla circular.

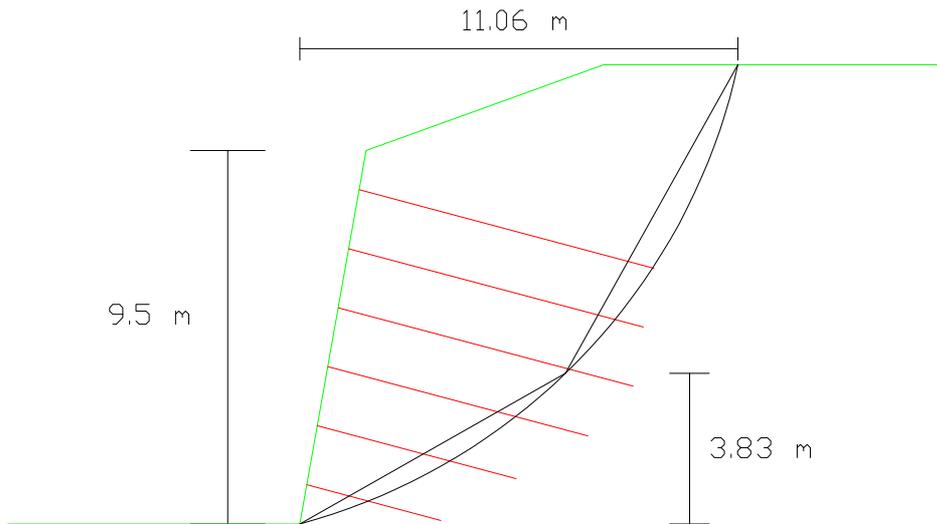


Gráfico 5.13

Aproximación Bilinear de la Superficie de Falla Circular

Luego, se divide cada línea de aproximación en el bloque A y el bloque B

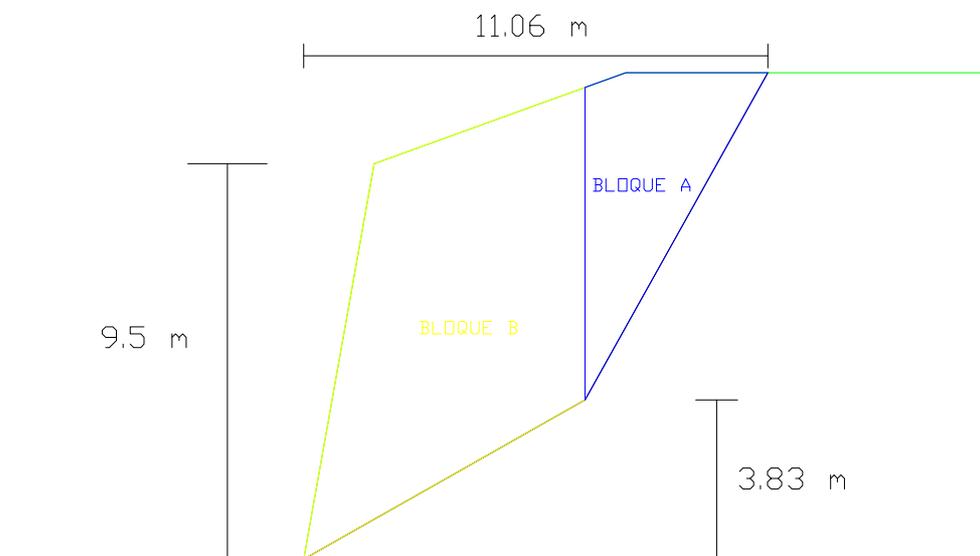


Gráfico 5.14

Bloque A y B

Después, se traza los diagramas de distribución de tensiones para cada anclaje. Como se utilizarán los mismos anclajes con la misma distribución, los diagramas de distribución de tensiones son los gráficos 5.7, 5.8, 5.9, 5.10 de este manual.

Para obtener las tensiones de los anclajes en el bloque A, se calcula la distancia a la que se interseca el anclaje con la superficie de falla bilinear del bloque.

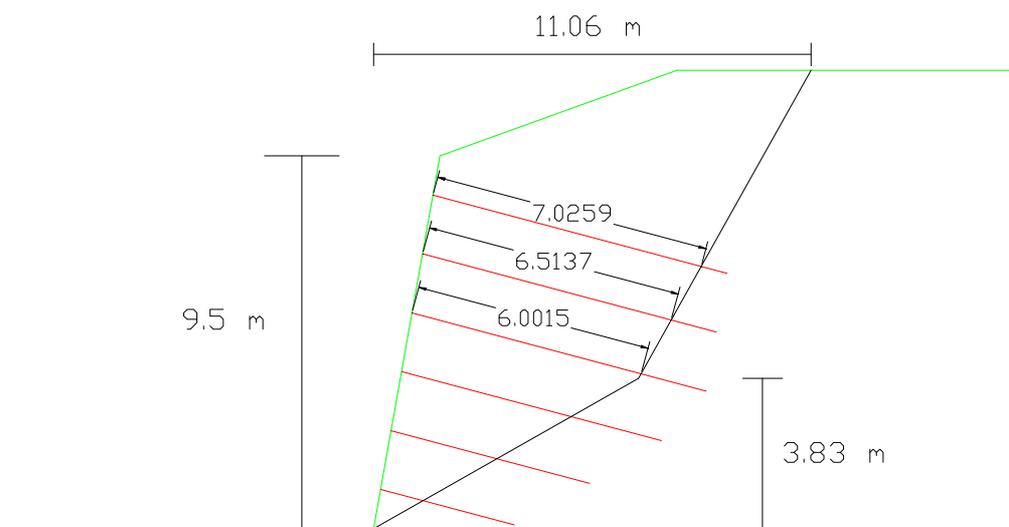


Gráfico 5.15

Intersección Anclaje-Bloque A

Luego, se ubica esas distancias de intersección en el gráfico 5.7 (todos los anclajes en este bloque miden 7.7 m) y se obtiene las tensiones en los anclajes. Las tensiones obtenidas son las siguientes:

T_1 : 20.9 kN

T_2 : 36.2 kN

T_3 : 51.4 kN

A continuación, se calcula la tensión por cada metro en el bloque A (T_A). Esto se calcula dividiendo la suma de las tensiones en cada anclaje para la separación entre ellos.

$$T_A: (T_1 + T_2 + T_3) / S_v = (20.9 + 36.2 + 51.4) / 1.5 = 72.3 \text{ kN/m}$$

Después, se calcula la distancia de intersección anclajes-Bloque B

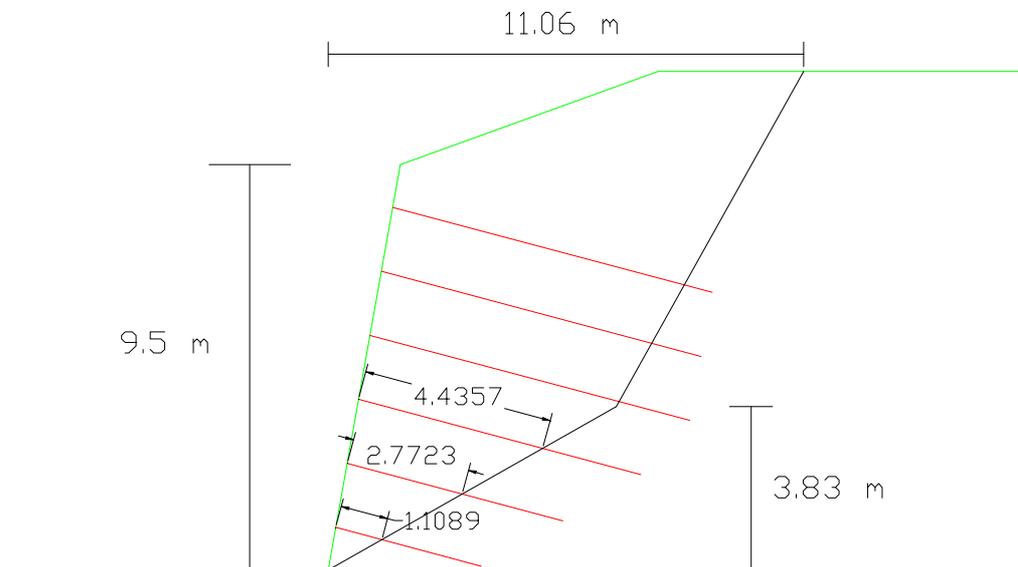


Gráfico 5.16

Intersección Anclaje-Bloque B

Luego, se ubica esas distancias de intersección en los gráficos 5.8, 5.9 y 5.10 y se obtiene las tensiones en los anclajes. Las tensiones obtenidas son las siguientes:

T_4 : 71.2 kN

T_5 : 73 kN

T_6 : 71.8 kN

A continuación, se calcula la tensión por cada metro en el bloque B (T_B).

$$T_B: (T_4 + T_5 + T_6) / S_v = (71.2 + 73 + 71.8) / 1.5 = 144 \text{ kN/m}$$

En resumen, se tiene los siguientes datos para cada bloque:

Bloque A:

α_A : 60.96° (Ver gráfico 3.2 de este manual)

L_A : 9.00 m (Ver gráfico 3.2 de este manual)

W_A : Área Bloque * $\gamma = 17.01 \text{ m}^2 * 18 \text{ kN/m}^3 = 306.2 \text{ kN/m}$

T_A : 72.3 kN/m

Bloque B:

α_B : 29.75° (Ver gráfico 3.2 de este manual)

L_B : 7.72 m (Ver gráfico 3.2 de este manual)

W_B : Área Bloque * $\gamma = 47.3 \text{ m}^2 * 18 \text{ kN/m}^3 = 851.4 \text{ kN/m}$

T_B : 144 kN/m

Por último, se debe calcular la tensión por cada metro en la unión del bloque A con el bloque B (T). Para ello, primero se calcula la distancia de la intersección anclaje-unión.

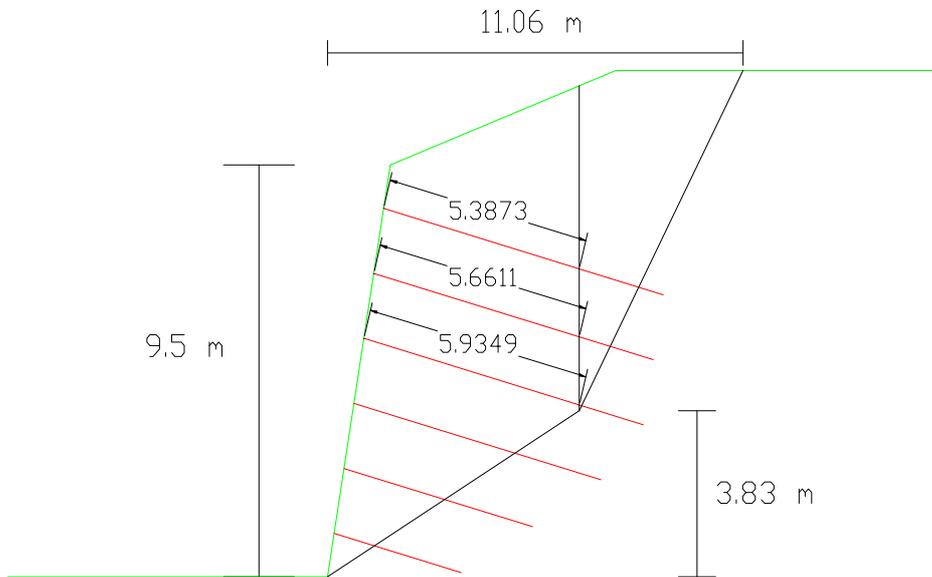


Gráfico 5.17

Intersección Anclaje-Unión

Luego, se ubica esas distancias de intersección en el gráfico 5.7 y se obtiene las tensiones en los anclajes. Las tensiones obtenidas son las siguientes:

T_1 : 70.1 kN

T_2 : 61.8 kN

T_3 : 53.5 kN

A continuación, se calcula T

$$T: (T_1 + T_2 + T_3) / S_v = (70.1 + 61.8 + 53.5) / 1.5 = 123.6 \text{ kN/m}$$

Al final, se introduce todos estos datos en la hoja de cálculo de Excel para este caso y con la función Solver se calcula el factor de seguridad ante estabilidad global. Las fórmulas utilizadas para este cálculo se encuentran en la sección 3.1.1 de este manual.

ϕ_U	34	°
c_U	5	Kn/m ²
β	0	°
θ	15	°

α_A	60.96	°	Base Slope Angle
L_A	9	m	Base Length
W_A	306.2	Kn/m	Block Weight
T_A	72.3	Kn/m	Nail Force

α_B	29.75	°	Base Slope Angle
L_B	7.72	m	Base Length
W_B	851.8	Kn/m	Block Weight
T_B	144	Kn/m	Nail Force

T	123.6	Kn/m	Interslice Nail Force
-----	-------	------	-----------------------

ϕ	25.82	°
FS_G	1.39	Factor of Safety

0.000

Tabla 5.1

Cálculo del Factor de Seguridad ante Estabilidad Global con Solver

Como se indica en la tabla 5.1 el factor de seguridad calculado por Excel es:

$$FS_G = 1.39$$

5.5.4 Análisis por el programa SNAILZ

Para realizar el análisis de la estabilidad global con el programa SNAILZ se necesita el esfuerzo de unión suelo-anclaje (q_u). Este se obtiene a partir de la resistencia al arrancamiento última (Q_u). De la sección 3.2.2 de este manual se tiene:

$$q_u = \frac{Q_u}{\pi * D_{DH}} = \frac{60}{\pi * 0.2} = 95.49 kN / m^2$$

A continuación se introduce los datos pertinentes al talud en cuestión (BSF = 0.5) con la longitud de los refuerzos especificada y se realiza el análisis. El output es el siguiente:

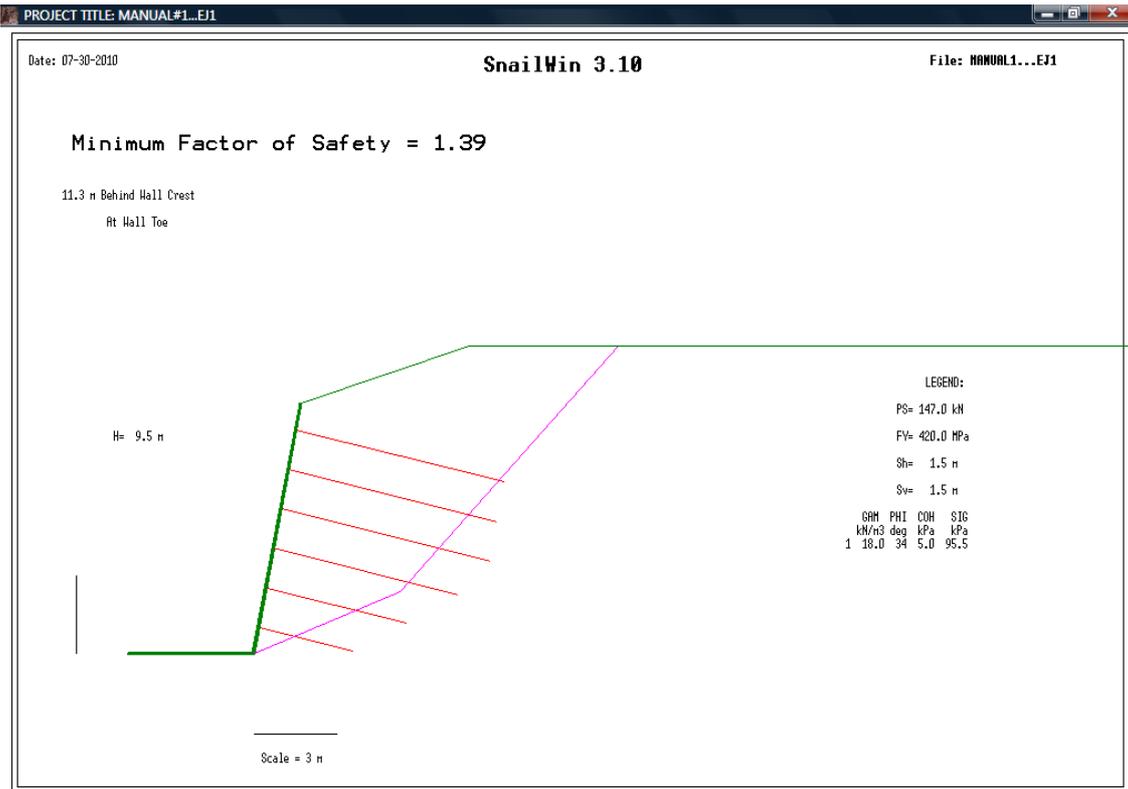


Gráfico 5.18

Evaluación de la Estabilidad Global con el Programa SNAILZ

De este análisis se obtiene un factor de seguridad ante estabilidad global de 1.39 en una superficie de falla que termina a 13 metros del pie del talud.

5.5.5 Comparación de Resultados

Con el primer método se obtuvo un factor de seguridad de 1.418, con el segundo se obtuvo un factor de seguridad de 1.394 y con el tercero se obtuvo un factor de seguridad de 1.391. Los factores de seguridad calculados manualmente (primero y segundo método) varían muy poco con respecto al factor de seguridad calculado con el programa SNAILZ. Lógicamente, la aproximación bilinear del segundo método arroja un resultado más exacto que la aproximación unilineal del primer método. La única diferencia notable entre los tres métodos es la ubicación y geometría del plano de falla circular. Esta diferencia se debe a lo difícil que es calcular con exactitud la ubicación del plano de falla más crítico. Por ello, el

programa SNAILZ analiza 56 planos de falla diferentes en cada nodo, es decir, 560 planos de falla de entre los cuales encuentra el más crítico. Este software además de realizar los cálculos con gran rapidez, presenta la posibilidad de cambiar algún dato como por ejemplo la longitud de los anclajes y volver a correr el programa de manera simultanea para así obtener el factor de seguridad deseado. Con esta revisión se pudo comprobar que los datos arrojados por SNAILZ son precisos y confiables, por lo que es viable utilizar este programa para el diseño de muros anclados de hormigón proyectado.

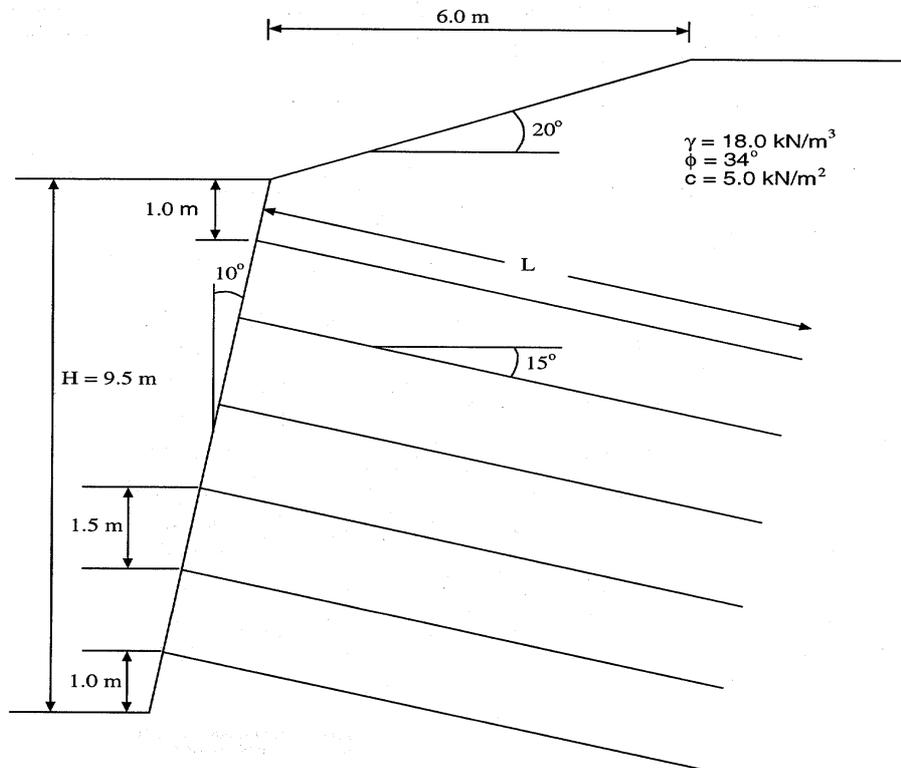
Capítulo 6

Ejemplo de Diseño

6.1 Introducción

Para comprender mejor el proceso de diseño explicado en el capítulo 4, se presentará un ejemplo de diseño para un talud dado. Este ejemplo viene de un ejemplo presentado por Byrne et al. (1998) en su reporte. Sin embargo, en este capítulo se diseñará el muro con el método de diseño propuesto por Elias et al. (2003).

6.2 Ejemplo



(Byrne et al., 1998)

Gráfico 6.1

Talud para Ejemplo 1

6.2.1 Paso 1: Consideraciones Iniciales del Muro Anclado de Hormigón Projectado

A) Layout del Muro

El siguiente talud requiere de un muro anclado de hormigón proyectado para mejorar su estabilidad. Su altura es de 9.5 m y su inclinación respecto a la vertical es de 10°. También, este talud tiene una pendiente superior de 20° y 6 m de longitud horizontal.

B) Espaciamiento Vertical y Horizontal de Anclajes

El espaciamiento tanto vertical como horizontal de los anclajes será de 1.5 m. Este espaciamiento puede variar si el diseño así lo requiere.

C) Ubicación y distribución de los anclajes en el muro

Para este caso se utilizará una distribución triangular, es decir los anclajes inferiores no estarán alineados con los anclajes superiores. Ejemplo de esta distribución se presenta en la sección 4.2.1 del capítulo 4.

D) Inclinación de los anclajes

Los anclajes tendrán uniformemente una inclinación de 15° a lo largo de toda la estructura.

E) Longitud de los anclajes

La longitud de los anclajes será uniforme a lo largo de toda la estructura.

F) Características del refuerzo a utilizarse

Se utilizará anclajes con módulo de fluencia $F_y = 420$ MPa

G) Propiedades del Suelo

Los estudios de suelo determinaron que el talud consiste de una sola capa de arenas limosas medio densas. Las características del suelo: ángulo de fricción, cohesión y peso unitario han sido determinadas con los estudios de suelo pertinentes y están presentadas en la parte superior izquierda de la gráfica 5.1. También, no se ha encontrado agua subterránea que pueda influir en la presión del muro. El esfuerzo de unión último suelo-anclaje (q_u), calculado con ayuda de la tabla 3.4 de este manual, es de 130 kPa.

H) Otras Consideraciones Iniciales

- Método de Perforación: Se utilizará un taladro giratorio para las perforaciones
- Diámetro de Perforación: Se ha seleccionado un diámetro de perforación de 200 mm
- Cargas Actuantes: Para el diseño de este talud se considerará únicamente la carga muerta actuante. Esta carga comprende básicamente del peso del talud.
- Factores de Seguridad: Se usarán los factores de seguridad recomendados por Elias et al (2003) que están resumidos en la tabla 3.8 de este manual.

6.2.2 Paso 2: Diseño Preliminar usando las Tablas del Apéndice A.

Primeramente se obtiene la resistencia al arrancamiento normalizada (μ) de acuerdo a la fórmula de la sección 4.2.2 de este manual.

$$\mu = \frac{q_u * D_{DH}}{FS_p * \gamma * S_H * S_V} = \frac{130 * 0.2}{2 * 18 * 1.5 * 1.5} = 0.321$$

Luego, obtenemos la cohesión normalizada para nuestro caso con la fórmula de la sección 4.2.2 de este manual:

$$c^* = \frac{c}{\gamma * H} = \frac{5}{18 * 9.5} = 0.029$$

Como en el apéndice A no existe una tabla para la condición inclinación del talud (α) y pendiente superior (β) existente en este caso, se debe interpolar los datos. De las tablas A4 y A6 (a) se obtiene lo siguiente:

	β°	L/H
$\alpha=10^\circ$	10	0.52
	30	0.80

Tabla 6.1**Datos para la Interpolación de L/H**

Con estos datos se hace una interpolación lineal para obtener la relación L/H para una inclinación del talud de 10° y una pendiente superior de 20° ($L/H = 0.66$).

Se realiza el mismo procedimiento para obtener la $t_{\max-s}$. En la tabla 6.2 se presentan los datos obtenidos en el apéndice A de las tablas A4 y A6 (b) y la interpolación realizada para una inclinación del talud de 10° y una pendiente superior de 20° .

	β°	$t_{\max-s}$
$\alpha=10^\circ$	10	0.190
	20	0.200
	30	0.210

Tabla 6.2**Interpolación para encontrar t_{\max}**

Luego, de la tabla A7 del apéndice A se obtiene:

$$C_{1L}: 0.71$$

$$C_{1F}: 1.77$$

Con las fórmulas de la sección 4.2.2 se calcula:

$$C_{2L} = -4.0 \cdot c^* + 1.09 = 0.974$$

$$C_{2F} = -4.0 \cdot c^* + 1.09 = 0.974$$

Con estos datos calculados (C_{3L} no es necesario calcular ya que se utiliza el mismo factor de seguridad global para el que se elaboró la tabla) se obtiene los valores corregidos de:

$$\frac{L}{H}(\text{corregida}) = C_{1L} \cdot C_{2L} \cdot \frac{L}{H} = 0.46$$

$$t_{\max-s}(\text{corregida}) = C_{1F} \cdot C_{2F} \cdot t_{\max-s} = 0.35$$

Luego, a la relación L/H corregida se le multiplica por la altura del muro (9.5 m) para obtener una longitud inicial de los anclajes de 4.36 m.

Después, se encuentra la tensión máxima de diseño $T_{\max-s}$ con la $t_{\max-s}$ corregida y la fórmula presentada en la sección 4.2.2 de este manual:

$$T_{\max-s} = t_{\max-s} * \gamma * H * S_H * S_V = 0.35 * 18 * 9.5 * 1.5 * 1.5 = 134.66 \text{ kN}$$

Luego, se calcula el área que requiere cada refuerzo con la fórmula:

$$A_t = \frac{T_{\max-s} * FS_T}{F_y} = \frac{134.66[\text{kN}] * 1.80}{0.42[\text{kN} / \text{mm}^2]} = 577 \text{ mm}^2$$

Esta área calculada se compara con las áreas disponibles en el mercado ecuatoriano. Del apéndice B se selecciona una barra número 9 que tiene como área 645 mm^2 y 28.7 mm de diámetro. A este diámetro se le suma los 50 mm (25 a cada lado) de recubrimiento mínimo y se obtiene un diámetro de 78.7 mm que es compatible con un diámetro de perforación de 200 mm .

6.2.3 Paso 3: Diseño Final.

1. Modos de Falla Externos

A) Estabilidad Global

Primero, se realiza un análisis de la estabilidad global del talud con el programa SNAILZ (inputs pre-factorados) tomando en cuenta los datos obtenidos en el diseño preliminar (longitud de anclajes). Se obtiene que para la longitud de anclaje de 4.40 m , el factor de seguridad ante estabilidad global es de 1.18 .

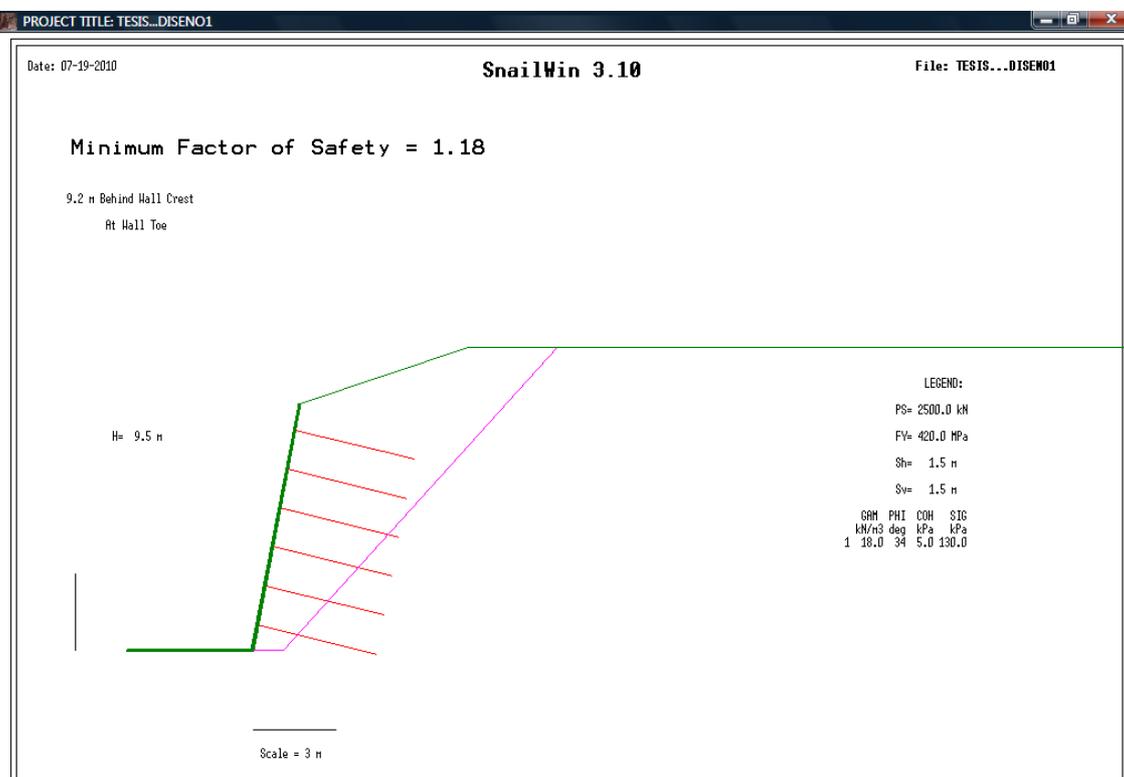


Gráfico 6.2

Análisis de Estabilidad con SNAILZ para una L=4.4 m

Este factor de seguridad es menor al 1.35 especificado por Elias et al. (2003) y por ende no es aceptable. Luego, modificando la longitud de los anclajes y realizando nuevamente el análisis, se obtiene que para anclajes de 5.5 m de longitud el factor de seguridad es de 1.38. Como este factor de seguridad es mayor al 1.35 especificado por Elias et al. (2003), se determina que la longitud definitiva de los anclajes es de 5.5 metros.

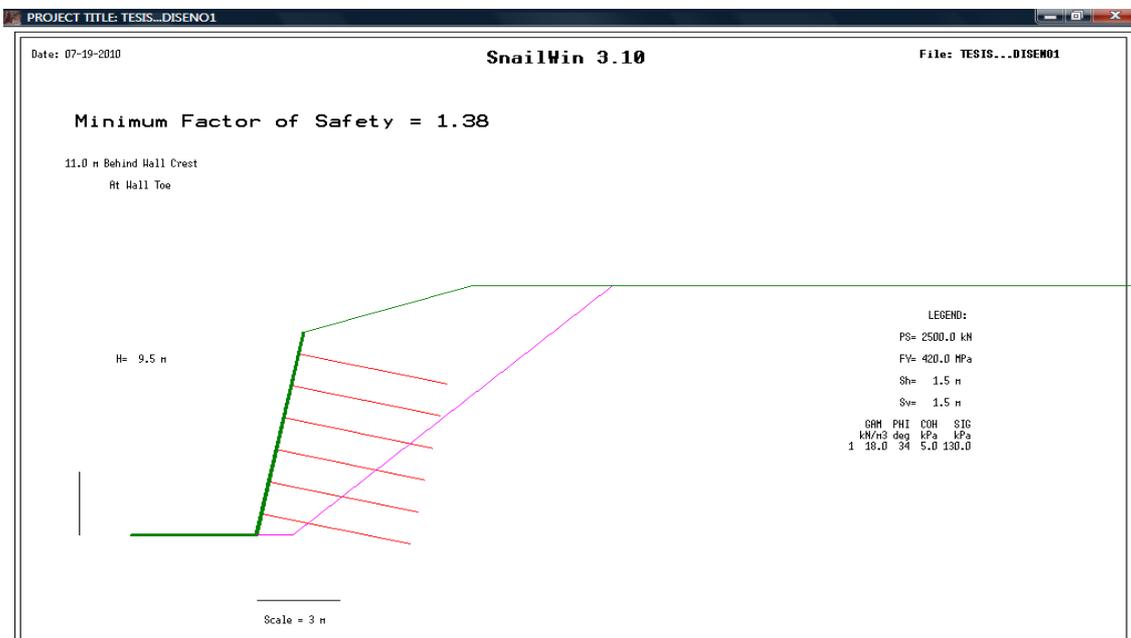


Gráfico 6.3

Análisis de Estabilidad con SNAILZ para una L=5.5 m

Tomando en cuenta la facilidad y rapidez del programa SNAILZ para calcular la estabilidad global de taludes, se realiza tres cálculos más de estabilidad global.

El primer cálculo es cuando se ha excavado los primeros 1.5 metros de el talud y todavía no existe ningún anclaje instalado.

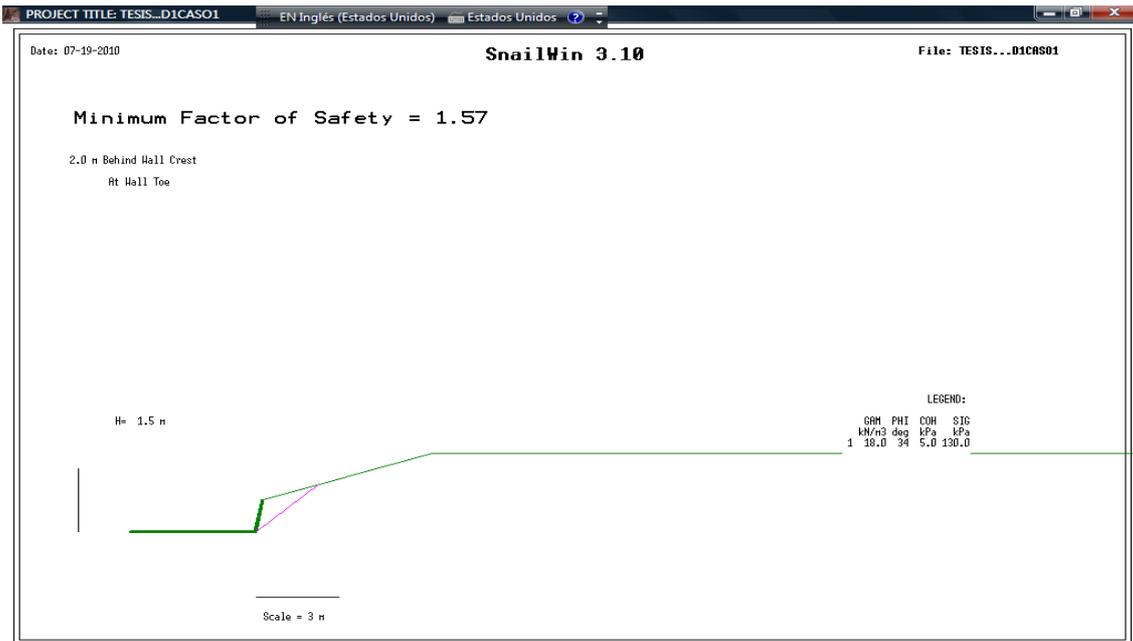


Gráfico 6.4

Análisis de Estabilidad para Condición 1

En este caso el factor de seguridad es de 1.57 lo cual es aceptable.

El segundo caso a considerar es cuando se ha excavado la mitad de el talud y se han instalado ya la mitad de los anclajes.

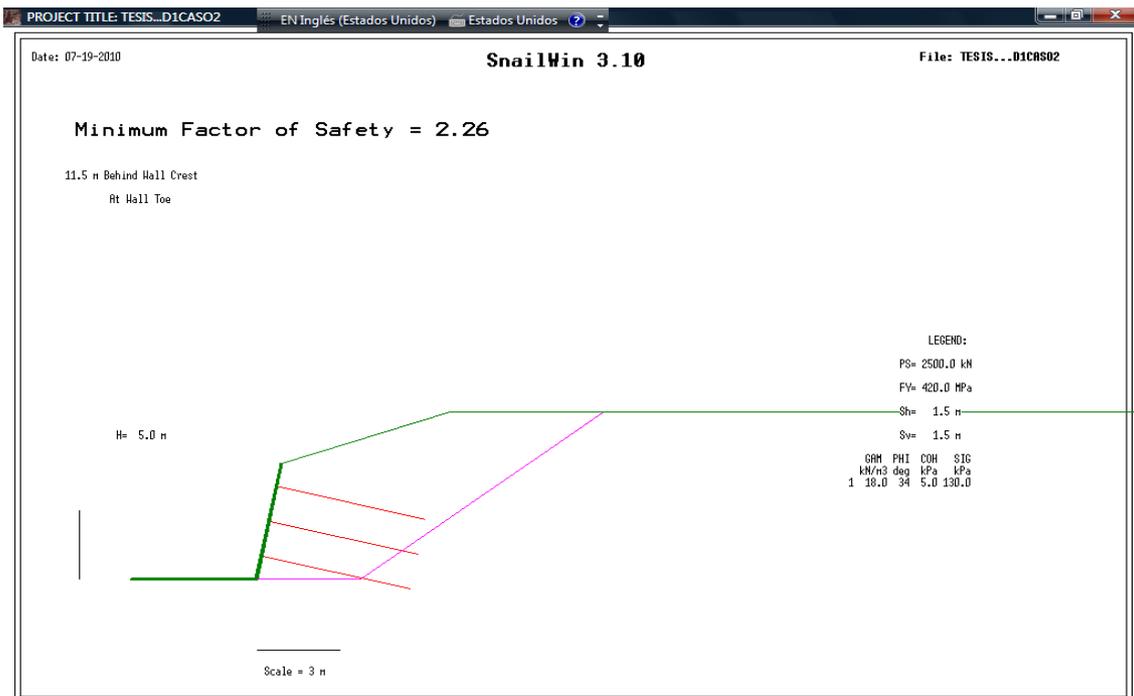


Gráfico 6.5

Análisis de Estabilidad para Condición 2

En este caso el factor de seguridad es 2.26 y es aceptable.

El tercero y último caso a considerar es cuando se han excavado los dos tercios de el muro y se han instalado 5 anclajes.

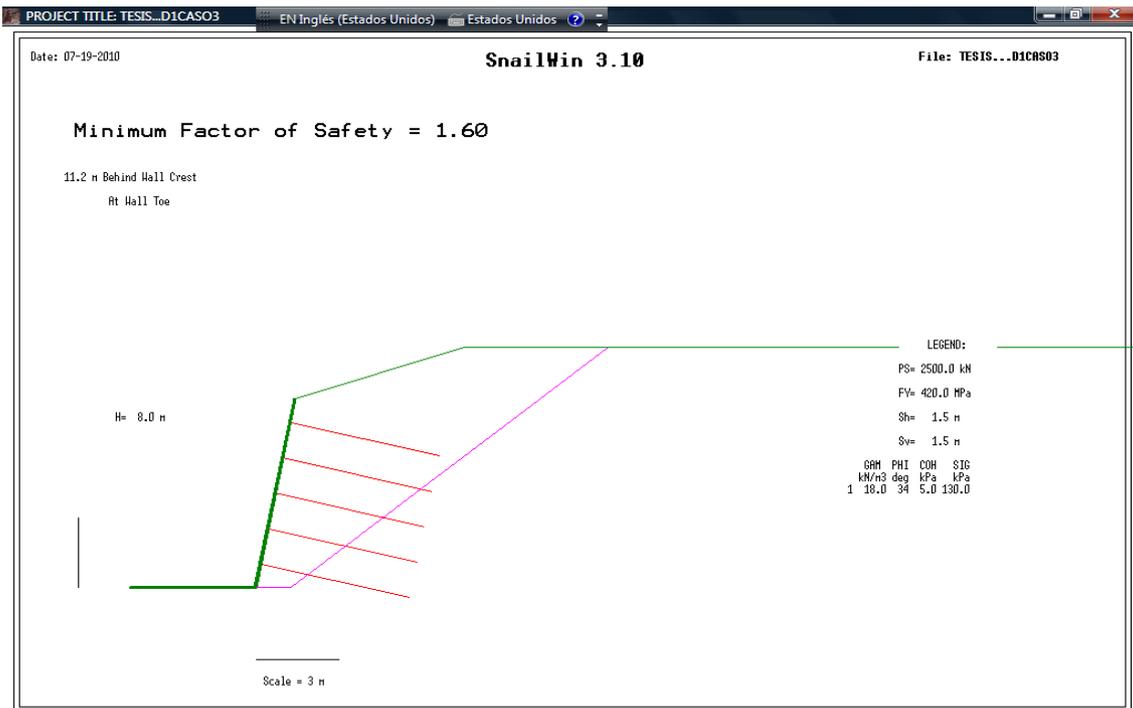


Gráfico 6.6

Análisis de Estabilidad para Condición 3

En este caso el factor de seguridad es de 1.60 y es aceptable.

B) Estabilidad ante Deslizamiento

Para calcular la estabilidad ante deslizamiento de este muro, se toma los siguientes datos (más información sobre estos datos se encuentra en la sección 3.1.2 de este manual):

H: 9.5 m

β : 20°

α : 10°

θ : 100°

c_b : 5 kN/m²

$$B_L: 6 + 9.5 \cdot \tan(10^\circ) = 7.68 \text{ m}$$

$$\Phi'_b: 34^\circ$$

$$\Phi': 34^\circ$$

$$\delta: 34^\circ$$

$$\gamma: 18 \text{ kN/m}^3$$

Primero, se debe calcular el ángulo de talud superior equivalente (β_{eq}). Como el talud superior en este caso no tiene una distancia horizontal mayor a $2H$ ($2 \cdot 9.5 = 19 \text{ m}$), su ángulo equivalente es el siguiente:

$$\beta_{eq} = \tan^{-1}(\Delta H / 2H) = \tan^{-1}(6 \cdot \tan(20) / 19) = 6.56^\circ$$

Después, se debe calcular la altura efectiva de empuje de la tierra (H_1). Con el gráfico 3.3 de este manual como referencia se calcula:

$$H_1 = H + (B_L - H \cdot \tan \alpha) \cdot \tan \beta_{eq} = 9.5 + (7.68 - 9.5 \cdot \tan(10)) \cdot \tan(6.56) = 10.19 \text{ m}$$

Luego, con la fórmula presentada en la sección 3.1.2 de este manual se obtiene el coeficiente de presión activo (K_A) para este talud:

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta + \phi')}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_A = \frac{\sin^2(100 + 34)}{\sin^2 100 * \sin(100 - 34) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(34 + 34) * \sin(34 - 20)}{\sin(100 - 34) * \sin(100 + 20)}} \right]^2} = 0.2487$$

Nota: Se desprecia la cohesión del suelo en la parte trasera del muro y se asume que el ángulo de interacción suelo-muro (δ) es igual al ángulo de fricción interna del suelo (ϕ).

Después, por métodos geométricos se encuentra el área de la parte de el talud que se esta analizando (Tomando en cuenta B_L); $A = 71.51 \text{ m}^2$. Con el peso unitario del suelo y 1 m de ancho del muro, se calcula el peso total (W) del área del talud que se está analizando.

$$W = A * \gamma = 71.51 * 18 = 1287.18 \text{ kN}$$

Luego, con la formula presentada en la sección 3.1.2 de este manual se calcula la presión activa ejercida por el suelo hacia el muro.

$$P_A = \frac{\gamma * H_1^2}{2} * K_A = \frac{18 * 10.19^2}{2} * 0.2487 = 232.42 \text{ kN}$$

Después, con la formula presentada en la sección 3.1.2 de este manual se calcula la sumatoria de las fuerzas resistentes.

$$\sum R = c_b \cdot B_L + (W + Q_D + P_A \sin \beta_{eq}) \tan \phi = 924.52 \text{ kN}$$

Luego, con la formula presentada en la sección 3.1.2 de este manual se calcula la sumatoria de las fuerzas deslizantes.

$$\sum D = P_A \cos \beta = 232.42 * \cos(6.56) = 230.9$$

El factor de seguridad ante deslizamiento se calcula como:

$$FS_{SL} = \frac{\sum R}{\sum D} = \frac{924.52}{230.9} = 4.00$$

Que es muy superior al ($FS_{SL} = 1.30$) recomendado por Elias et al. (2003), por lo que esta estructura es resistente al deslizamiento.

C) Estabilidad ante Capacidad de Carga

Como se esta construyendo sobre arenas densas y la estructura es liviana, la falla por capacidad de carga no es crítica y por lo tanto no será analizada.

2. Modos de Falla Internos

A) Falla por Arrancamiento

Como se menciona en la sección 4.2.3.2 de este manual, el modo de falla por arrancamiento ya ha sido analizado en el cálculo de la estabilidad global.

B) Falla por Tensión en el Anclaje

Dentro del output del programa SNAILZ para el cálculo de la estabilidad global se presenta los esfuerzos para cada anclaje en los diez nodos analizados por el programa y la tensión promedio de diseño (T_{avg-s}). Se toma los esfuerzos de cada

anclaje en el nodo de falla más crítico (menor FS_G) y se los transforma a tensiones como se ejemplifica en la tabla 6.3.

Anclaje N#	Presión (MPa)	Presión (kN/m ²)	Sección Transversal (m ²)	Tensión (kN)
1	0.000	0.000	0.00057	0.000
2	0.000	0.000	0.00057	0.000
3	60.730	60730.000	0.00057	34.798
4	130.940	130940.000	0.00057	75.029
5	201.140	201140.000	0.00057	115.253
6	271.340	271340.000	0.00057	155.478

Tabla 6.3

Calculo de las Tensiones en los Anclajes

Si se hubiera utilizado los valores últimos como inputs, el cálculo de la T_{max-s} sería el de la tabla 6.4.

Anclaje N#	Símbolo	Fuerza de Tensión en Anclaje (kN)
1	T_1	0.000
2	T_2	0.000
3	T_3	34.798
4	T_4	75.029
5	T_5	115.253
6	T_6	155.478
Máxima Tensión en Anclajes ($FS_G = 1.35$)	T_{max}	155.478
Tensión Promedio ($FS_G = 1.35$)	T_{avg}	63.426
Tensión Promedio ($FS_G = 1$)	T_{avg-s}	41.370

Promedio ($FS_G = 1$) / Promedio ($FS_G = 1.35$)	T_{avg-s} / T_{avg}	0.652
Tensión Máxima de Diseño	T_{max-s}	101.411

Tabla 6.4**Calculo de las Tensión Máxima de Diseño**

Sin embargo, como se utilizo los valores pre-factorados como inputs del programa SNAILZ, la tensión de diseño es la siguiente:

$$T_{max-s} = T_{max} = 155.48$$

Con la T_{max-s} calculada y la fórmula presentada en la sección 4.2.3.2 de este manual, se calcula el área de refuerzo necesaria:

$$A_t \geq \frac{T_{max-s} * FS_T}{F_y} = \frac{155.48[kN] * 1.80}{0.42[kN / mm^2]} = 666.34 mm^2$$

Esta área calculada se la compara con las disponibles en el mercado y se selecciona una barra número 9 del apéndice B de este manual que tiene como área 645 mm² y 28.7 mm de diámetro. A este diámetro se le suma los 50 mm (25 a cada lado) de recubrimiento mínimo y se obtiene un diámetro de 78.7 mm que es compatible con un diámetro de perforación de 200 mm.

3. Modos de Falla de la Pantalla del Muro

Primeramente, se calcula la fuerza de tensión del anclaje en la cara del muro usando la fórmula presentada en la sección 4.2.3.3 de este manual.

$$T_o = T_{\max-s} [0.6 + 0.2(S_{\max} - 1)] = 155.48 * [0.6 + 0.2 * (1.5 - 1)] = 108.84 kN$$

Luego, se define las propiedades de los materiales a ser utilizados en la cara del muro:

- Pantalla: 100 mm de espesor (h = 100 mm)
- Acero de refuerzo para malla, F_y : 420 MPa (60 ksi)
- Se selecciona una malla electrosoldada tipo 8-15 AS
- No se utilizan varillas adicionales en la cara del anclaje
- Resistencia a la compresión del hormigón, F'_c : 21 MPa (3000 psi)
- Placa de unión anclaje-muro: 200 x 200 mm y 19 mm de espesor ($L_{BP} = 200$ mm)

A) Falla por Flexión de la Pantalla del Muro

Primero, se calcula el porcentaje mínimo de refuerzo que debe haber en cualquier parte de la pantalla:

$$\rho_{\min} = 0.24 * \frac{\sqrt{F'_c}}{F_y} = 0.24 * \frac{\sqrt{3000}}{60} = 0.22\%$$

Luego, se calcula el porcentaje máximo de refuerzo que debe haber en cualquier parte de la pantalla:

$$\rho_{\max} = 0.05 * \frac{F'_c}{F_y} \left(\frac{90}{90 + F_y} \right) = 0.05 * \frac{3000}{60} \left(\frac{90}{90 + 60} \right) = 1.5\%$$

De acuerdo a la tabla B.1 del Apéndice B, el área de refuerzo por unidad de longitud de una malla electrosoldada tipo 8-15 AS es de 335.1 mm²/m. Como no se utilizan varillas adicionales en la cara del anclaje y se utiliza la misma malla a lo largo de toda el área de influencia del anclaje ($S_v \times S_H$), se tiene lo siguiente:

$$a_{vm} = a_{hm} = a_{vn} = a_{hn} = 335.1 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Es decir, el área por unidad de longitud de refuerzo horizontal y vertical, en la cara del anclaje y en el medio del área de influencia del anclaje es la misma. Luego, se transforma esta área por unidad de longitud a 0.335 mm²/mm para que sean consecuentes las unidades. Con estos datos se calcula el porcentaje de refuerzo.

$$\rho_{vn} = \rho_{hn} = \rho_{vm} = \rho_{hm} = \frac{a_{ij}}{0.5h} \times 100 = \frac{0.335}{0.5 * 100} * 100 = 0.67\%$$

El porcentaje de refuerzo tanto horizontal como vertical, en el medio de el área de influencia y en la cara del anclaje no es menor que el ρ_{\min} calculado anteriormente. También, el porcentaje de refuerzo tanto horizontal como vertical, en el medio del área de influencia y en la cara del anclaje no es mayor que el ρ_{\max} calculado anteriormente. Por lo tanto, la utilización de una malla electrosoldada tipo 8-15 AS para este muro es aceptable.

$$(\rho_{\min} \leq \rho) \text{ y } (\rho_{\max} \geq \rho)$$

Luego, se calcula el porcentaje de refuerzo total de refuerzo en la pantalla del muro:

$$\rho_{\text{tot}} = \rho_n + \rho_m = 0.67\% + 0.67\% = 1.34\%$$

Con la tabla 3.5 de este manual se determina el valor de $C_F = 2$. Luego, se calcula la resistencia a flexión (R_{FF}) con cualquiera de las fórmulas presentadas en la sección 3.3.1 de este manual ya que el área de refuerzo y la separación entre anclajes es la misma a lo largo del talud.

$$R_{FF} = \frac{C_F}{265} * (a_{vn} + a_{vm}) * \left(\frac{S_h * h}{S_v} \right) * F_y = \frac{2}{265} (335.1 + 335.1) * \left(\frac{1.5 * 0.1}{1.5} \right) * 420 = 21244 \text{ kN}$$

Después, se verifica que esta resistencia sea mayor o igual a la tensión en la cara de el muro (T_o), tomando en cuenta el factor de seguridad a la flexión seleccionado.

$$\begin{aligned} R_{FF} &\geq FS_{FF} * T_o \\ 212.44 &\geq 1.35 * 108.84 \\ 212.44 &\geq 146.93 \end{aligned}$$

Como la condición se cumple, la pantalla del muro es resistente a la flexión.

B) Falla por Punzonamiento de la Pantalla del Muro

Primero, se calcula el diámetro de la superficie de falla cónica (D'_c) con la fórmula de la sección 3.3.2 de este manual.

$$D'_c = L_{BP} + h = 200 + 100 = 300 \text{ mm}$$

Después, se calcula la fuerza máxima resistente al punzonamiento de la cara del muro:

$$V_F = 330 * \sqrt{F'_c} * \pi * D'_c * h = 330 * \sqrt{21} * \pi * 0.3 * 0.1 = 142.53kN$$

Luego, se calcula la resistencia al punzonamiento (R_{FP}) asumiendo de forma conservadora que $C_p=1$.

$$R_{FP} = C_p * V_F = 142.53 * 1 = 142.53kN$$

Después, se verifica que esta resistencia sea mayor o igual a la tensión en la cara de el muro (T_o), tomando en cuenta el factor de seguridad a la flexión seleccionado.

$$\begin{aligned} R_{FP} &\geq FS_{FP} * T_o \\ 142.53 &\geq 1.35 * 108.84 \\ 142.53 &\leq 146.93 \end{aligned}$$

Como la condición no se cumple, la pantalla del muro no es resistente al punzonamiento. En este caso se debe aumentar ligeramente el espesor de la pantalla a 120 mm y revisar nuevamente la flexión y el punzonamiento.

C) Falla por Flexión en la Cara del Muro

Primero, se interpola C_F de la tabla 3.5 de este manual.

h	C _F
100	2.000
120	1.800
150	1.500

Tabla 6.5

Interpolación de C_F

Luego, se calcula la resistencia a flexión de la cara del muro:

$$R_{FF} = \frac{C_F}{265} * (a_{vm} + a_{vm}) * \left(\frac{S_h * h}{S_v} \right) * F_y = \frac{1.8}{265} (335.1 + 335.1) * \left(\frac{1.5 * 0.12}{1.5} \right) * 420 = 229.44 kN$$

Después, se verifica que esta resistencia se mayor o igual a la tensión en la cara de el muro (T_o).

$$\begin{aligned} R_{FF} &\geq FS_{FF} * T_o \\ 229.44 &\geq 1.35 * 108.84 \\ 229.44 &\geq 146.93 \end{aligned}$$

Como la condición se cumple, la pantalla del muro es resistente a la flexión.

D) Falla por Punzonamiento de la Pantalla del Muro

Primero, se calcula el diámetro de la superficie de falla cónica

$$D'_c = L_{BP} + h = 200 + 120 = 320 \text{ mm}$$

Después, se calcula la fuerza máxima resistente al punzonamiento de la cara del muro:

$$V_F = 330 * \sqrt{F'_c} * \pi * D'_c * h = 330 * \sqrt{21} * \pi * 0.32 * 0.12 = 182.43kN$$

Luego, se calcula la resistencia al punzonamiento

$$R_{FP} = C_p * V_F = 182.43 * 1 = 182.43kN$$

Después, se verifica que esta resistencia se mayor o igual a la tensión en la cara de el muro

$$\begin{aligned} R_{FP} &\geq FS_{FP} * T_o \\ 182.43 &\geq 1.35 * 108.84 \\ 182.43 &\leq 146.93 \end{aligned}$$

Como la condición se cumple, la pantalla del muro es resistente al punzonamiento.

6.2.4 Paso 4: Estimación de Deformaciones Máximas en el Muro

Como el muro será construido sobre arenas limosas medio densas, se obtiene de la tabla 3.6 de este manual que δ_h/H y $\delta_v/H = 1/500$. Con este valor se aplica la fórmula mencionada en la sección 3.4 de este manual para calcular las deformaciones máximas de la estructura.

$$\delta_h = \delta_v = \left(\frac{\delta_{h,v}}{H} \right) * H = \left(\frac{1}{500} \right) * 9.5 = 0.019m$$

Esta deformación se va a producir en el tope del muro como se explica en el gráfico 3.13 de este manual. En este caso no existe una regulación para las deformaciones en este muro. Sin embargo, si se quisiera disminuir estas deformaciones se podría incrementar la longitud de los anclajes y hacer un rediseño.

Capítulo 7

Consideraciones Especiales en el Diseño

7.1 Introducción

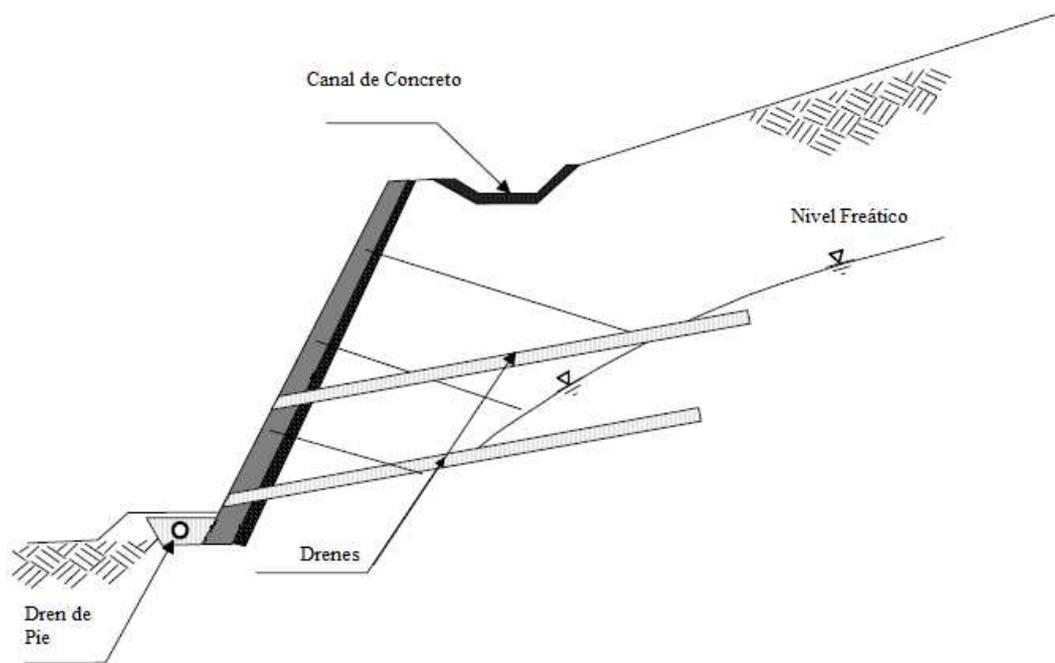
Después de que se ha diseñado estructuralmente el muro anclado de hormigón proyectado, se debe considerar soluciones para problemas específicos que surgen según la localización del muro y el tipo de talud. Estas situaciones son muy comunes de encontrar en los taludes del suelo ecuatoriano por lo que deben ser tenidas muy en cuenta tanto por el constructor como por el diseñador. En este capítulo se tratará específicamente el caso en que existan aguas tanto superficiales como subterráneas, el suelo del talud sea altamente corrosivo, existan varios

estratos de suelo en el mismo talud y por último el caso en que el talud contenga suelos expansivos.

7.2 Control de Aguas Superficiales y Subterráneas

Las aguas tanto superficiales como subterráneas presentan inconvenientes para un muro anclado de hormigón proyectado tanto durante la construcción del mismo como en la etapa útil también. Como se especifica en el capítulo 2 de este manual, durante la construcción de este tipo de muros es necesario anclar diferentes niveles del muro al talud conforme se va excavando más y más profundo hasta el final del talud. El flujo tanto de agua subterránea como de agua superficial debilita la estructura y puede causar una falla peligrosa de una parte del muro durante la construcción. El agua superficial y subterránea también afectan el desempeño del muro en su etapa útil ya que al saturar el suelo se incrementa la presión existente sobre la pantalla del muro y se puede ocasionar una falla de la estructura ya sea por deslizamiento o por arrancamiento inclusive. Es importante entender que como ya se ha mencionado anteriormente este tipo de muros no son diseñados con el trapecio de presiones del suelo o del agua sino con la superficie circular de falla del talud. Por lo tanto un excesivo aumento de presiones puede ser crítico para la estabilidad del muro.

Para el control del flujo de aguas superficiales tanto durante la etapa de construcción como en la etapa útil de este tipo de estructuras se debe implementar un canal de concreto en la superficie del talud que tenga una pendiente franca y que conduzca esta agua hacia un pozo, alcantarillado o cualquier elemento de captación. Es necesario acotar que este canal debe tener la geometría y el diseño hidráulico adecuado para poder soportar el caudal de aguas superficiales existente. Es importante que este canal no permita el desbordamiento del agua ya que esto generaría los problemas de excesiva presión sobre el muro previamente mencionados. Para evitar aún más la infiltración de las aguas superficiales en el talud se puede sembrar vegetación en la parte superior del talud. Esta es una solución simple y sin embargo es de gran utilidad no solo en este tipo de muros sino en cualquier muro que soporte un talud.



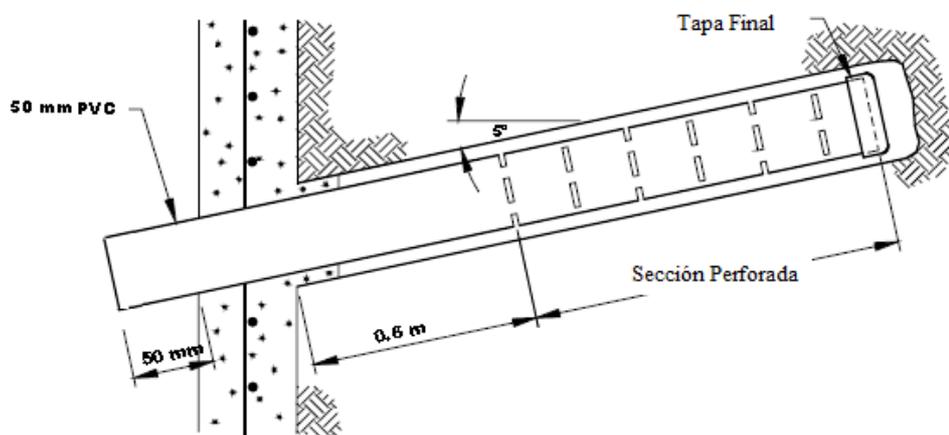
(Elias et al., 2003)

Gráfico 7.1

Control de Aguas Subterráneas y Superficiales

Aunque en lo posible se debe evitar construir muros anclados de hormigón proyectado en taludes que tengan el nivel freático alto, muchas veces esta situación es inevitable. Elias et al. (2003) recomienda que en los casos en que el nivel freático sea alto y el flujo de agua subterránea no permita que una excavación vertical de uno o dos metros se mantenga firme por dos días es impráctico y poco atractivo económicamente utilizar muros anclados de hormigón proyectado. Para el adecuado control de aguas subterráneas se debe instalar drenes tubulares a lo largo de toda la estructura. Se recomienda que en muros de este tipo exista un tubo de drenaje cada 10 metros cuadrados (Elias et al., 2003). Estos drenes son hechos con tubos de PVC con 50 mm de diámetro y una inclinación de 5° con respecto a la horizontal para que el agua caiga libremente. Los tubos tienen huecos a lo largo de toda su longitud para que por ellos ingrese el agua. El agua proveniente de estos drenes sale por la cara del muro y es recolectada en el dren ubicado al pie del muro para luego ser transportada ya sea al alcantarillado o a cualquier elemento de

captación. Estos drenes pueden ser instalados al mismo tiempo que los anclajes o después de que la cara del muro ya ha sido configurada con el hormigón proyectado. Aunque la primera opción es la de más fácil aplicación debido a que la cara del muro no está construida y por ende es más fácil instalar los drenes, se debe tener cuidado que el hormigón ingrese adentro de los drenes y obstruya el paso del agua. Este tipo de drenajes con el diámetro y la separación mencionadas anteriormente no perjudican el desempeño estructural de la cara del muro.



(Elias et al., 2003)

Gráfico 7.2

Composición de un Drenaje

7.3 Protección contra la Corrosión de los Anclajes

La corrosión se define como el proceso químico en el cuál el metal se deteriora, cambia sus propiedades y pierde su resistencia debido a su interacción con el ambiente que lo rodea (Elias et al., 2003). En este caso, los anclajes son varillas de acero que trabajan en un medio que puede ser corrosivo como es el suelo. Si este proceso químico se produce, la resistencia de los anclajes disminuye y el muro con el tiempo falla por tensión en los anclajes. Las características más importantes del suelo que lo hacen ser corrosivo son:

- Baja resistividad del suelo
- Alta concentración de cloruros y sulfuros en el suelo o en el agua subterránea
- PH del suelo o de aguas subterráneas muy alto o muy bajo

(Elias et al., 2003)

Por ello, es necesario analizar el suelo en el cuál se va a construir el muro anclado de hormigón proyectado para obtener el potencial corrosivo del mismo. Elias et al. (2003) presenta la siguiente tabla para caracterizar el potencial corrosivo necesario con las respectivas pruebas que se deben realizar.

Prueba	Unidades	Alto Potencial Corrosivo	Bajo Potencial Corrosivo	Método ASTM
pH	-	< 4.5 , > 10	5.5 < pH < 10	G51
Resistividad	ohm	< 2000	> 5000	G57
Sulfuros	ppm	> 200	< 200	D516
Cloruros	ppm	> 100	< 100	D512

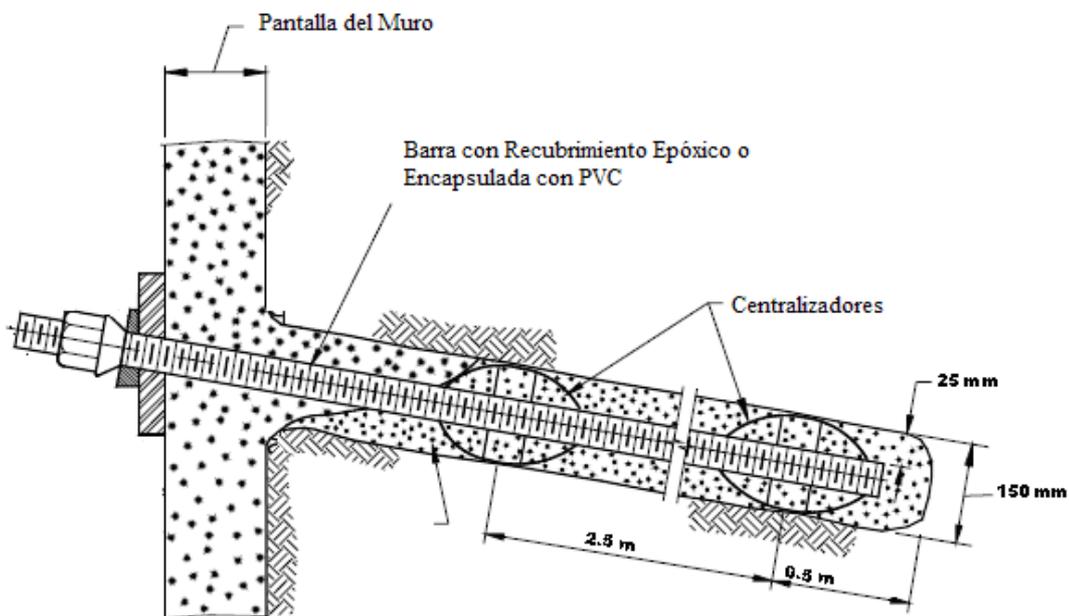
Tabla 7.1

Evaluación del Potencial Corrosivo del Suelo

Este tipo de pruebas aunque no se topa en el capítulo de estudios de suelos de este manual, también deben ser tomadas en cuenta dentro del estudio de suelos general para la realización de un muro anclado de hormigón proyectado. Si se da el caso de que el suelo presenta un alto potencial corrosivo, se deben tomar medidas para prevenir que esto suceda.

Aunque el mortero de cemento es un buen protector para la corrosión de los anclajes, muchas veces se necesita proteger la barra de acero con un

recubrimiento epóxico para aislarla completamente a la misma. Este recubrimiento epóxico se lo realiza antes de introducir el anclaje a la perforación y tiene como mínimo 0.4 mm de espesor (Elias et al., 2003). En los Estados Unidos se puede solicitar al proveedor de los anclajes que envíe las varillas para los anclajes ya protegidas con el recubrimiento epóxico. Las especificaciones técnicas para este recubrimiento epóxico se encuentran en la norma ASTM A-775.



(Elias et al., 2003)

Gráfico 7.3

Protección Contra la Corrosión

En caso de que no se disponga del recubrimiento epóxico y se desee realizar un tratamiento más agresivo contra la corrosión, se puede encapsular cada anclaje con un recubrimiento corrugado de PVC. La cápsula para cada anclaje debe tener como mínimo 1mm de espesor (Elias et al., 2003) y su recubrimiento corrosivo ayuda mucho a la adherencia anclaje-mortero de cemento aumentando así la resistencia al arrancamiento del anclaje. También, como el mortero de cemento

ayuda a la protección contra la corrosión, es sumamente necesario que el anclaje se encuentre en la mitad de la perforación por lo que los centralizadores descritos en el capítulo 2 de este manual se hacen muy útiles.

7.4 Diseño con Diferentes Estratos de Suelo en el mismo Talud

En muchas ocasiones los taludes no están compuestos únicamente por un solo estrato sino por muchos. Como ya se ha mencionado anteriormente, el programa SNAILZ permite realizar un análisis del factor de seguridad global del talud considerando varios estratos cada uno con sus respectivas características mecánicas del suelo. Es importante señalar que cada estrato tiene su propio esfuerzo de unión suelo-anclaje por lo que esto debe ser considerado dentro del cálculo de la resistencia al arrancamiento del muro. En estos casos, la verificación en obra del esfuerzo de unión suelo-anclaje tiene un papel fundamental ya que muchas veces los estratos no son rectos ni paralelos por lo que en muchos tramos se tiene un esfuerzo y en otros otro (Gráfico 7.4).

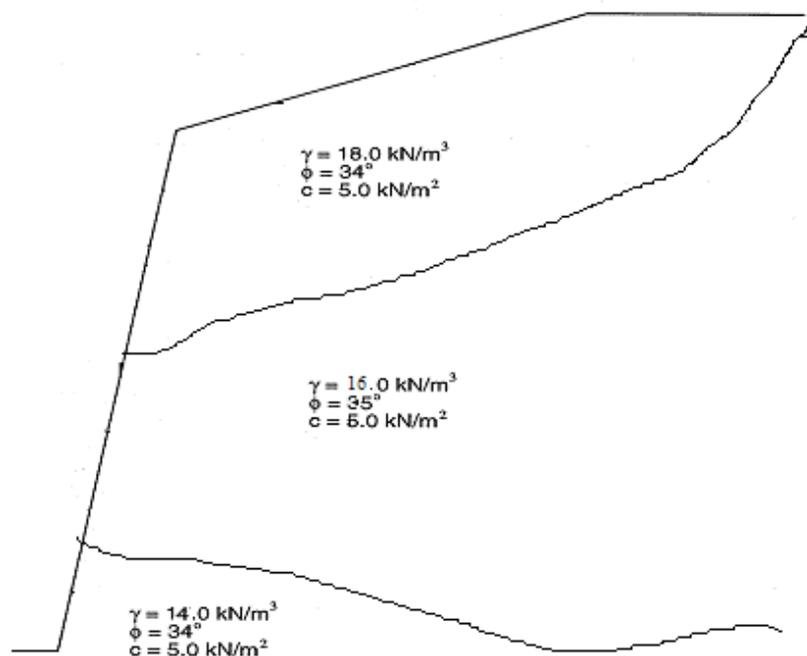


Gráfico 7.4

Estratos de Suelo en un Talud

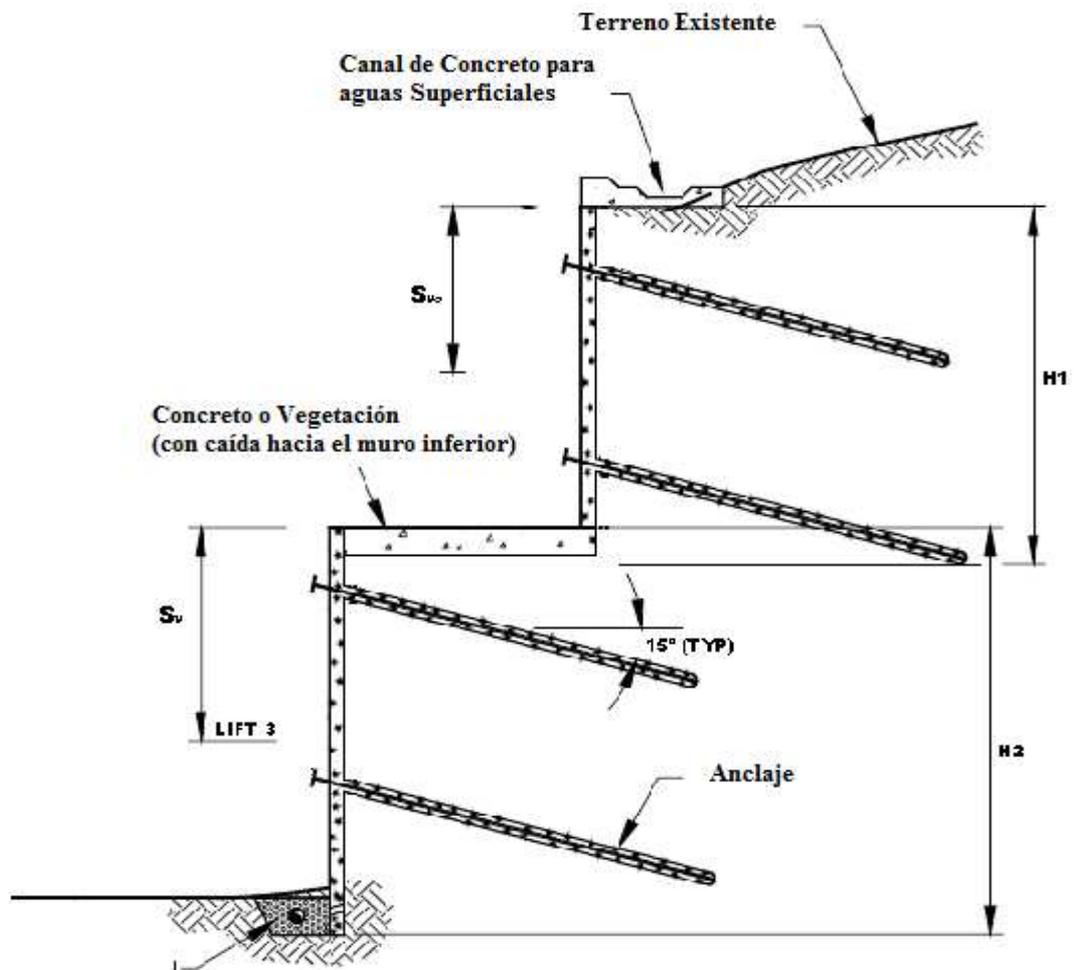
Tomando en cuenta estas consideraciones especiales se diseña exactamente igual que en taludes con un estrato único.

7.5 Talud con Suelos Expansivos

Según Byrne et al. (1998), actualmente no existe un procedimiento para diseñar muros anclados de hormigón proyectado en suelos altamente expansivos. Esto indica que taludes con arcillas expansivas no pueden ser estabilizados con este tipo de estructuras. Sin embargo, también señala que en caso de que se traten de estructuras temporales y que se tomen las respectivas precauciones para controlar significativos cambios en la humedad de dicho suelo, se puede diseñar siguiendo el procedimiento mencionado en el capítulo 4 de este manual.

7.6 Taludes de Altura Considerable

Cuando un talud tiene una altura considerable, el plano circular de falla tiene un diámetro mayor por lo que la superficie de falla también aumenta. Esta situación hace que los anclajes tengan que tener mayor longitud para estabilizar la superficie de falla con la superficie resistente. También, se tiene que implementar una técnica más avanzada de perforación utilizar maquinaria de mayor tamaño, etc. Todas estas consideraciones pueden hacer que la técnica de estabilizar ese talud con muros anclados de hormigón proyectado se vuelva poco atractiva económicamente. La solución para este tipo de situaciones es realizar una estructura escalonada compuesta por muchos muros de este tipo pero a diferentes niveles.



(Elias et al., 2003)

Gráfico 7.5**Talud Escalonado**

Entre muro y muro se construye una especie de “huella” de hormigón que tenga una adecuada caída y suficiente drenaje para no permitir que el agua lluvia ni el agua proveniente de los drenajes del muro superior ingresen al talud inferior saturando el suelo y causando los problemas mencionados en la sección 7.2 de este capítulo. Elias et al. (2003) señala que en los casos donde la “huella” de este tipo de estructuras es muy pequeña en comparación a la altura total del talud escalonado, la estructura puede ser modelada como un talud inclinado equivalente de 3° de inclinación con respecto a la vertical. Estos casos se producen cuando la longitud de la “huella” es menor que 1/20 de la altura total del talud escalonado (Elias et al.,

2003). Si la longitud de la "huella" es mayor que la altura del talud inferior (H_2), se analiza y diseña cada muro como un caso independiente sin tomar en cuenta el efecto de los demás muros que componen el talud escalonado. Si la longitud de la "huella" es menor que la altura del talud inferior (H_2), se diseña el talud inferior considerando al talud superior como sobrecarga en el diseño (Elias et al., 2003). Así se analiza sucesivamente cada escalón del talud y se diseña según las consideraciones mencionadas anteriormente.

Capítulo 8

Estudios del Suelo

8.1 Introducción

En los capítulos anteriores se ha mencionado que para diseñar correctamente un muro anclado de hormigón proyectado, se necesita tener datos del suelo como por ejemplo su cohesión, el ángulo de fricción interna, su peso específico, etc. Estos datos se obtienen mediante un correcto muestreo y estudio del suelo existente en el sitio. En este capítulo se presenta de manera general los procedimientos para el estudio del suelo tanto en el sitio como en el laboratorio para obtener sus propiedades, así como también una discusión de dos temas de gran importancia para el diseño de este tipo de estructuras como son: el esfuerzo de unión suelo-anclaje y el plano de falla del talud. Para este capítulo se ha utilizado como referencia la información presentada por Elias et al. (2003) y Das (2001). También, tomando en cuenta que este manual es una referencia para el diseño de muros de hormigón proyectado en el Ecuador, se ha utilizado la información presentada por César Landazuri & Enrique Santoyo en su Manual de Estudios Geotécnicos (1980). Sin embargo, para mayor información el diseñador deberá consultar la información detallada para la exploración del subsuelo que se encuentra en libros como el de Das (2001) o el de Fratelli (1993).

8.2 Recolección de Información Preliminar

Antes de iniciar cualquier estudio de suelo, se debe recolectar la información ya existente sobre el sitio. Esta puede ser encontrada en:

- Mapas topográficos del área
- Información geológica del sitio
- Reportes geotécnicos preparados para muros de hormigón proyectado en lugares cercanos
- Reportes geotécnicos preparados para otras estructuras existentes en el sitio (cimentaciones, pilas, etc.)
- Información hidrológica sobre el sitio
- Información Sísmica del sitio (Si se desea hacer un diseño sismorresistente)

Esta información puede ser sumamente útil ya que en algunos casos presenta un ahorro sustancial al gasto por investigación. También, al saber un problema existente con anterioridad, se pueden efectuar los correctivos de manera anticipada. Sin embargo, el diseñador debe tener mucho cuidado y verificar la calidad de los estudios realizados para obtener la información y así verificar la credibilidad de la misma. También, se debe proceder con cautela al extrapolar datos de reportes geotécnicos para muros de hormigón proyectado en lugares cercanos ya que muchas veces las características del suelo pueden variar drásticamente de un sitio a otro cercano.

8.3 Reconocimiento del Sitio

Antes de iniciar la exploración del subsuelo, el ingeniero debe realizar una inspección visual del sitio para obtener información sobre algunas características del suelo. Además, el reconocimiento del sitio permite determinar características del suelo que necesiten ser tomadas en cuenta para el diseño de este tipo de muros. El reconocimiento del sitio debe obtener la siguiente información:

- Accesibilidad al sitio de la obra
- Condiciones de tráfico en el sitio de la obra (si existiera)
- Limitaciones de espacio
- Erosión en el terreno

- Estructuras subterráneas cercanas existentes
- Estructuras en la superficie existentes
- Desempeño de taludes o excavaciones cercanas
- Asentamiento de estructuras cercanas
- Evidencia de corrosión en estructuras cercanas
- Nivel del agua freática (se determina revisando pozos cercanos)
- Estratificación del Suelo

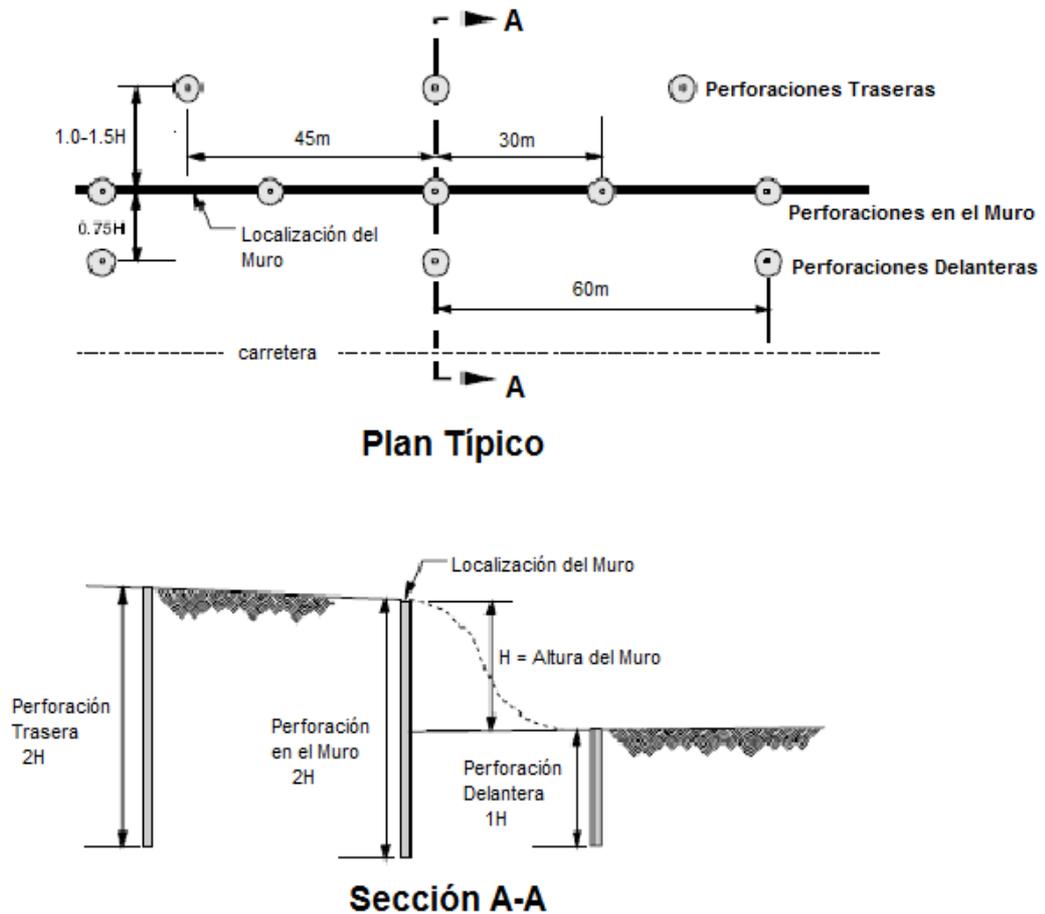
La estratificación del suelo puede ser visible o no sin embargo, siempre se debe realizar investigaciones del sitio para corroborar esta característica. También, el nivel del agua freática se puede determinar revisando pozos cercanos. Después de haber realizado el reconocimiento del sitio, el ingeniero puede delinear la exploración del sitio necesario así como también aspectos especiales del diseño que deben ser considerados.

8.3 Exploración del Subsuelo

La exploración del subsuelo se realiza para obtener sus características para el diseño. Este se realiza mediante diferentes procedimientos que pueden estar divididos en dos categorías: investigación de características del suelo en el sitio e investigación de características del suelo en el laboratorio. Estas categorías son utilizadas en conjunto para obtener los datos necesarios sobre el suelo que sean útiles en el diseño de este tipo de estructuras. Los procedimientos aquí mencionados siguen las especificaciones de la AASHTO y de la ASTM para realizar la exploración del subsuelo. Mayor información sobre estos procesos puede encontrarse en el capítulo Exploración del Subsuelo de Das (2001) o en el Manual de Estudios Geotécnicos de Landazuri & Santoyo (1980).

Para realizar la exploración del subsuelo se debe realizar perforaciones con el fin de obtener muestras del terreno que se va a analizar. La profundidad y localización de estas perforaciones se determina dependiendo de la disponibilidad de información geotécnica del sitio, localización esperada de la capa freática, estratigrafía visible del suelo y otras constantes del proyecto determinadas en la

información preliminar y en el reconocimiento visual del sitio. El criterio ingenieril predomina en estos casos, sin embargo, el siguiente esquema puede ser usado como referencia al realizar las perforaciones:



(Elias et al., 2003)

Gráfico 8.1

Esquema para Perforaciones

En este gráfico se muestran las distancias máximas recomendadas. Las perforaciones tienen que ser más profundas cuando se encuentran suelos altamente compresibles en el sitio. Si se encuentra roca en la altura especificada, se debe extraer núcleos para observar las características de ellas.

8.3.1 Investigación en el Sitio

Esta categoría de exploración del subsuelo abarca todos los estudios y análisis que son realizados en el lugar en donde se va a construir el muro sin necesidad de recurrir a un laboratorio. Elias et al. (2003) presenta una tabla en la que se resumen los tipos de investigación en el sitio más importantes:

	Actividad	Proceso de Referencia	Más Conveniente Para:	No Conveniente Para:	Resultados Obtenidos
Procedimiento	Preservación y Transporte de Muestras Completas de Suelo	ASTM D4220-95	Todos	NA	Muestras Alteradas
	Muestras Obtenidas con un Tubo de Pared Delgada	ASTM D1587-00	Arcillas, Limos	Arenas, Gravas	Muestras Inalteradas
	Exploraciones del Subsuelo	ASTM D5434-97	Todos	NA	Varios

Prueba	Penetración Estándar (SPT)	ASTM D1586-99	Arena, Limo	Arcillas y Gravas	Estratigrafía, Valores de N, Densidad Relativa, Agua Freática, Muestras Alteradas
	Penetración del Cono (CPT)	ASTM D5778-95	Arena, Limo y Arcilla	Gravas	Estratigrafía, Tipo de Suelo, Capacidad, Densidad Relativa, Presión de Poros
	Corte con Veleta (VST)	ASTM D2573-94	Arcillas Suaves a Medianamente Suaves	Arenas y Gravas	Esfuerzo Cortante (No Drenado)
	Presurímetro (PMT)	ASTM D4719-00	Rocas Suaves, Arenas Densas, Gravas,	Arcillas Suaves y Arenas Sueltas	Tipo de Suelo
	Dilatómetro (DMT)	ASTM D6635-01	Arenas y Arcillas	Gravas	Tipo de Suelo, Esfuerzo Cortante (No Drenado)

Tabla 8.1

Investigación en el Sitio

Estas pruebas y procedimientos son los más generales y por tanto los más utilizados para obtener los datos. Las normas ASTM referencian cada proceso y lo estandarizan para su utilización. Sin embargo, otro tipo de pruebas y procedimientos se encuentran detallados en Das (2001).

De las perforaciones se obtiene muestras alteradas o inalteradas del suelo. Según Das (2001), el grado de alteración de una muestra de suelo se expresa como:

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100$$

En donde:

A_R : Grado de Alteración

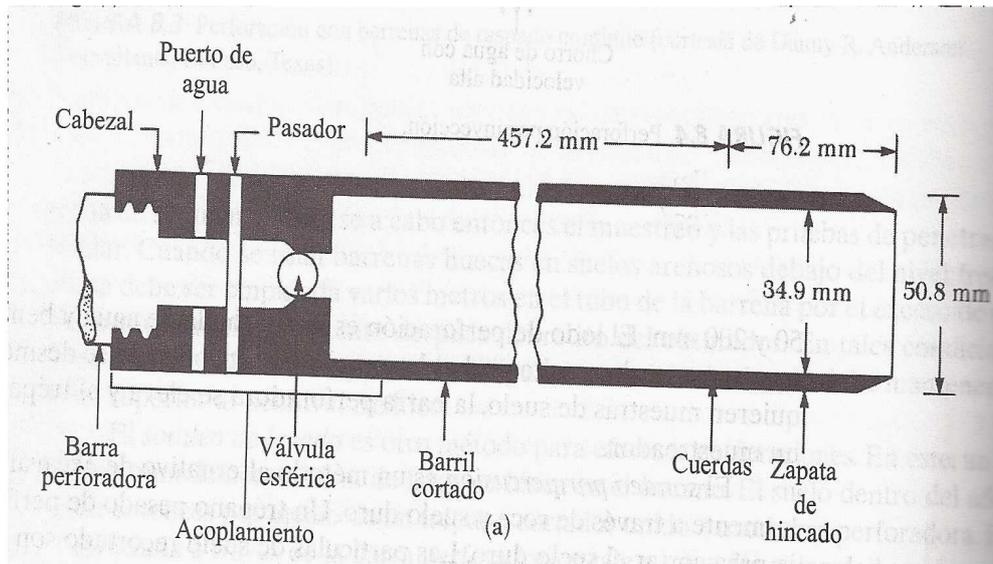
D_o : Diámetro Exterior del Tubo Muestreador

D_i : Diámetro Interior del Tubo Muestreador

Si se obtiene un grado de alteración del 10% o menor se puede considerar a la muestra inalterada.

A) Penetración Estándar (SPT)

Este procedimiento es el más común de todos y el más utilizado para la exploración de suelo en la construcción de muros de hormigón proyectado. Para este procedimiento se utiliza un penetrómetro estándar que consiste en una zapata de acero para el hincado, un tubo de acero cortado longitudinalmente en dos y un acoplador en la parte superior. Este acoplador conecta el muestreador a la barra de perforación. El penetrómetro estándar tiene un diámetro interior de 34.93 mm y un diámetro exterior de 50.8 mm.



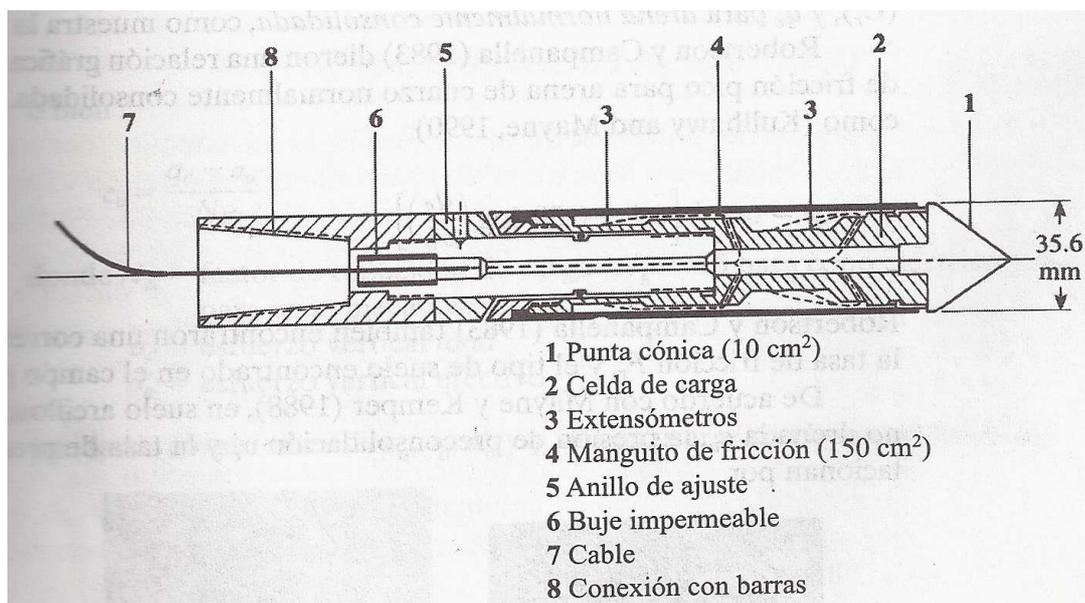
(Das, 2001)

Gráfico 8.2**Esquema de un Penetrómetro Estándar**

A una profundidad de perforación predeterminada, este muestreador se hincó en el suelo con golpes de martillo en la parte superior de la varilla de perforación. El peso estándar del martillo es de 62.3 N y la altura de caída del mismo para cada golpe es de 762 mm. Se registra el número de golpes necesarios para que el muestreador penetre tres intervalos de 152.4 mm. El número de golpes en los dos últimos intervalos se suman para obtener el número de penetración estándar (N) a esa profundidad. Generalmente este proceso se realiza a intervalos de 1.5 m de profundidad (Das, 2001). También, la prueba de penetración estándar o con tubo muestreador de media caña se utiliza para obtener muestras alteradas pero representativas del suelo. Estas muestras se obtienen luego de realizar los tres intervalos de golpes. Para ello, se retira el muestreador, la zapata y el acoplador y la muestra del suelo que está en el tubo se coloca en una botella y se transporta a un laboratorio pertinente.

B) Penetración de Cono (CPT)

Este tipo de prueba se utiliza para determinar los materiales presentes en un perfil de suelo y encontrar sus propiedades ingenieriles. La prueba consiste en introducir un cono estándar normado por la ASTM en el terreno a una tasa constante de 20 mm/s para medir su resistencia a la penetración. En la actualidad, de esta prueba se obtiene dos resultados: la resistencia de cono (q_c) que es igual a la fuerza vertical aplicada al cono dividida para su área horizontal proyectada, y la resistencia por fricción (f_c) que es la resistencia medida por un manguito situado arriba del cono con respecto al suelo que se está penetrando (Das, 2001). En esta prueba se puede utilizar conos de fricción mecánica y conos de fricción eléctrica siendo los de fricción eléctrica los más utilizados. En el penetrómetro de cono eléctrico de fricción la punta esta unida a un grupo de barras de acero. Al introducir la punta en el terreno se tiene alambres en los transductores que pasan por el centro de las barras y transmiten la información.



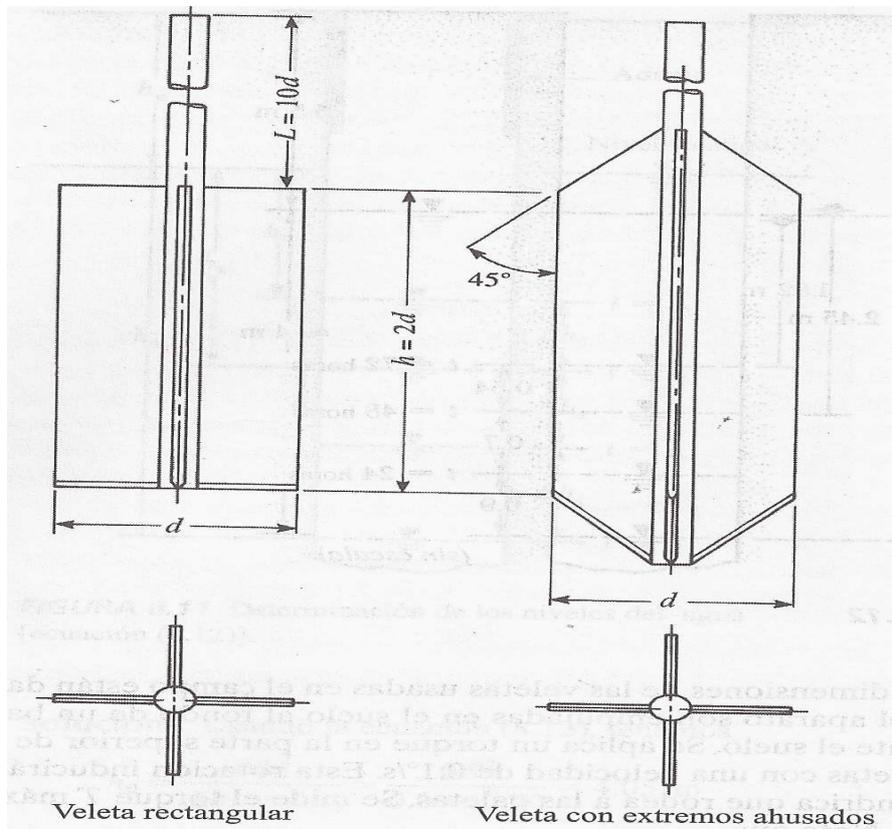
(Das, 2001)

Gráfico 8.3

Esquema de un Penetrómetro de Cono Eléctrico

C) Corte con Veleta (VST)

La prueba de corte con veleta se utiliza para determinar la resistencia al corte no drenada de suelos arcillosos. La veleta es un aparato de cuatro paletas en el extremo de una varilla. La altura h de las paletas es dos veces su diámetro. La prueba consiste en introducir una veleta en el fondo de una perforación, aplicar un torque en la parte superior de la barra para que esta gire con una velocidad de 0.1 $^{\circ}/s$. Esta velocidad de rotación inducirá la falla en un suelo. Luego, se anota el torque (T) máximo que se debe aplicar para que el suelo falle.



(Das, 2001)

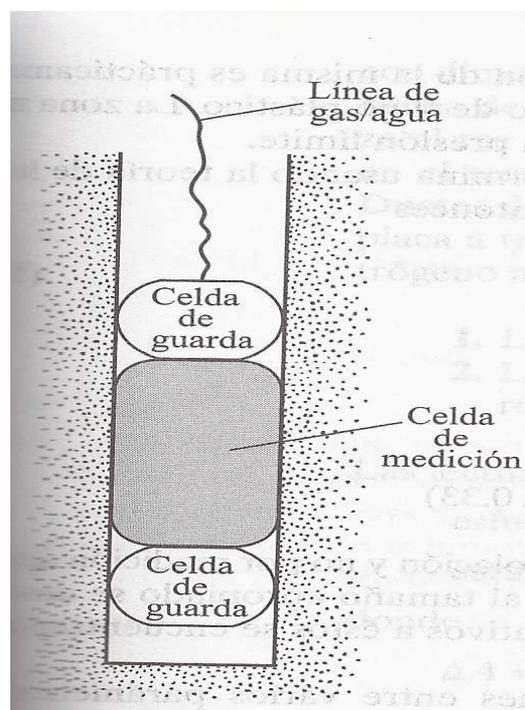
Gráfico 8.4

Esquema de una Veleta

D) Prueba del Presurímetro (PMT)

La prueba del presurímetro fue diseñada por Menard en 1956 para medir la resistencia y la deformabilidad de un suelo. Consiste en una sonda con tres celdas de las cuales la superior y la inferior son celdas de guarda y la

intermedia es la celda de medición. Se inserta el presurímetro en una perforación que tenga entre 1.03 y 1.2 veces su diámetro. Luego, se expande la celda de medición por medio de un líquido o gas y se mide la expansión volumétrica. Esto se realiza hasta que el suelo falla o se alcanza la presión límite de la sonda. Se considera que el suelo ha fallado cuando el volumen total de la perforación expandida es aproximadamente dos veces el volumen de la cavidad original (Das, 2001). Los resultados de esta prueba se muestran en una gráfica presión versus volumen en donde p_1 es la presión crítica.



(Das, 2001)

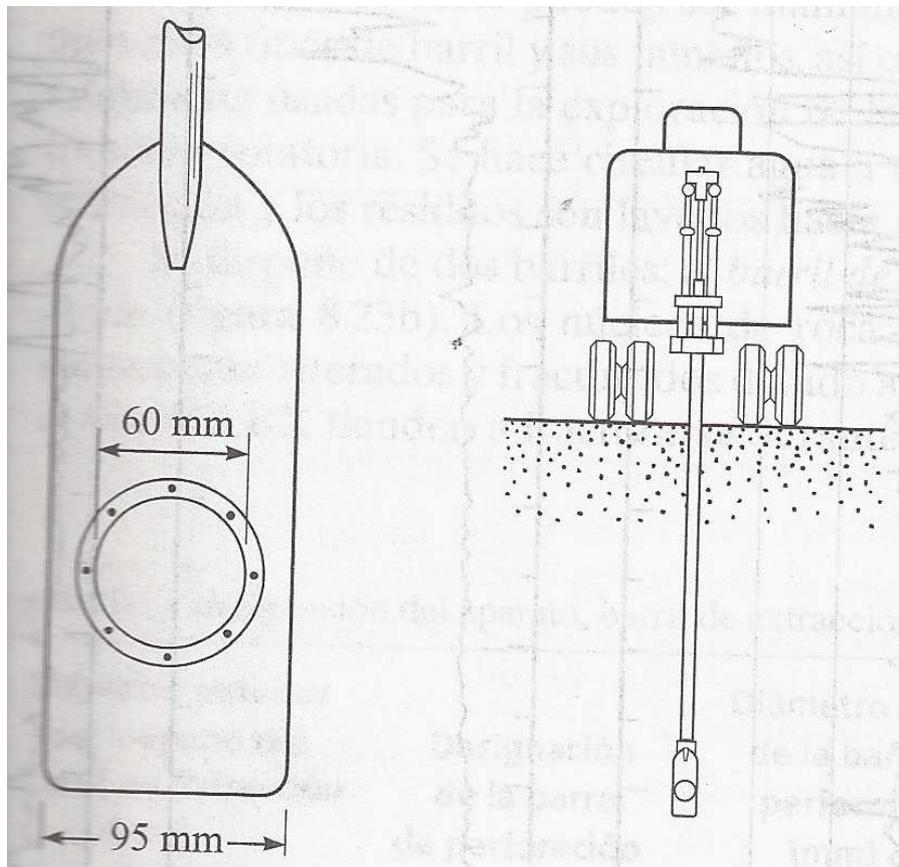
Gráfico 8.5

Esquema de un Presurímetro

E) Prueba del Dilatómetro (DMT)

La prueba del dilatómetro se realiza para encontrar muchas características ingenieriles del suelo en cuestión. El equipo consiste básicamente en una placa plana de 220 mm de longitud por 95 mm de ancho y 14 mm de espesor. Una delgada membrana de acero circular y expandible con diámetro de 60 mm se ubica

en el centro de la placa. Este dilatómetro se inserta en el terreno usando una sonda como la de la prueba de penetración del cono. Luego, se usa gas nitrógeno a presión para inflar la membrana tomando con ayuda de elementos eléctricos de medición la presión para levantar la membrana (A) y la presión para que la membrana se expanda 1.1 mm hacia el suelo que la rodea (B). A partir de ahí se corrige estas presiones y se las utiliza para determinar parámetros ingenieriles del suelo.



(Das, 2001)

Gráfico 8.6

Esquema de un Dilatómetro y su Sonda

8.3.2 Datos y Correlaciones Obtenidas de la Investigación en el Sitio

A partir de los métodos para la investigación en el sitio, se puede obtener las características mecánicas del suelo a estudiarse. Muchos estudios se han hecho y se ha obtenido muchas correlaciones con los datos del campo. En esta sección se presentan los principales para cada método según Das (2001), Elias et al. (2003) y Landazuri & Santoyo (1980).

F) Penetración Estándar (SPT)

Primero, Elias et al. (2003) presenta las siguientes tablas para la correlación entre el número de penetración estándar N y la densidad de los suelos no cohesivos.

Densidad Relativa	N
Muy sueltos	0-4
Sueltos	5-10
Medianamente Densos	11-30
Densos	31-50
Muy Densos	>51

Tabla 8.2

Densidad de Suelos no Cohesivos basado en N

Además, presenta la correlación entre el número de penetración estándar N y la consistencia de los suelos finos.

Consistencia	N
Muy Blanda	0-1

Blanda	2-4
Rigidez Media	5-8
Firme	9-15
Muy Firme	16-30
Dura	31-60
Muy Dura	>61

(Elias et al., 2003)

Tabla 8.3**Consistencia de Suelos Finos basado en N**

También, Das (2001) presenta la correlación entre la consistencia de arcillas y le número de penetración estándar.

Consistencia	N
Muy Blanda	0-2
Blanda	2-5
Rigidez Media	5-10
Firme	10-20
Muy Firme	20-30
Dura	>30

Tabla 8.4**Consistencia de Arcillas basado en N**

Por otro lado, Das (2001) señala que el valor de N es afectado por la presión efectiva de sobrecarga por lo que su valor debe ser corregido. Es decir, al valor de N obtenido en el campo se le debe multiplicar por un factor de corrección:

$$N_{\text{cor}} = C_N \cdot N$$

En donde:

N_{cor} : Valor de N corregido

C_N : Factor de corrección

Varias formas de calcular C_N han sido propuestas, sin embargo la más popular es la propuesta por Liao y Whitman en 1986:

$$C_N = 9.78 \sqrt{\frac{1}{\sigma'_o}}$$

En donde:

σ'_o : Esfuerzo Efectivo Vertical Actuante (kN/m^2)

Con estos datos, Das (2001) presenta dos fórmulas para calcular el ángulo de fricción interna de suelos granulares:

$$\Phi^\circ = 27.1 + 0.3N_{cor} - 0.00054(N_{cor})^2$$

$$\phi^\circ = \sqrt{20N_{cor}} + 20$$

También, Elias et al (2003) presenta la siguiente tabla que relaciona el número de penetración estándar con el ángulo de fricción interna de suelos no cohesivos:

Valor de N in situ	Φ (°)
--------------------	------------

0 a 4	<28
4 a 10	28 a 30
10 a 30	30 a 36
30 a 50	36 a 41
>50	>41

(En este caso el N no es corregido)

Tabla 8.5

Relación entre N y ϕ

Adicionalmente, Landazuri & Santoyo (1980) presentan otra tabla que también relaciona N con el ángulo de fricción interna:

Valor de N in situ	ϕ (°)
<4	<30
4 a 10	30 a 35
10 a 30	35 a 40
30 a 50	40 a 45
>50	>45

Tabla 8.6

Relación entre N y ϕ (2)

G) Penetración de Cono (CPT)

La resistencia del cono estático se puede correlacionar también con el ángulo de fricción interna de acuerdo a la siguiente tabla:

q_c	ϕ (°)
<20	<30
20 a 40	30 a 35
40 a 120	35 a 40
120 a 200	40 a 45
>200	>45

(Landazuri & Santoyo, 1980)

Tabla 8.7**Relación entre q_c y ϕ** **H) Corte con Veleta (VST)**

En el ensayo con la veleta se mide el torque máximo (T) aplicado para que falle el terreno. Se obtiene la resistencia cortante no drenada del suelo a partir de la fórmula:

$$c_u = \frac{T}{K}$$

(Das, 2001)

En donde:

T: Torque Máximo

K: Constante cuya magnitud depende de la forma de la veleta

$$K = \left(\frac{\pi}{10^6} \right) * \left(\frac{d^2 h}{2} \right) * \left(1 + \frac{d}{3h} \right)$$

(Das, 2001)

En donde:

d: Diámetro de la veleta (cm)

h: Altura medida de la veleta (cm)

8.3.3 Estudios en el laboratorio

En la siguiente tabla se presentan los estudios de laboratorio para obtener las propiedades del suelo más relevantes en el diseño de este tipo de estructuras. Para mayor información sobre cualquiera de estos procesos se debe consultar los libros de mecánica de suelos o los manuales de ensayo de laboratorios.

Proceso	Nombre de la Prueba	Especificación ASTM
Clasificación	Clasificación SUCS	D2487-00
Parámetros de Búsqueda	Granulometría	D422-63
	Contenido de Humedad	D2216-98
	Límites de Atterberg	D4318-00
	Contenido Orgánico	D2974-00
	Peso Específico	D854-00
Esfuerzo	Resistencia a la Compresión No Confinada	D2166-00
	Prueba Triaxial No Drenada y No Consolidada	D2850-95
	Prueba Triaxial No Drenada y Consolidada	D4767-95
	Corte Directo	D3080-98
Conductividad Hidráulica	Permeabilidad	D2434-68
Compresibilidad	Consolidación Unidimensional	D2435-96
Otros	Capacidad Expansiva	D4546-96

Tabla 8.8

Estudios de Laboratorio

8.4 Estudios de la fuerza de Fricción del suelo

La resistencia al arrancamiento de un muro anclado de hormigón proyectado depende de el diámetro de perforación, el diámetro del anclaje y el esfuerzo de fricción del suelo (esfuerzo de unión suelo-anclaje). Determinar este esfuerzo de fricción es crucial para realizar un diseño acorde con la realidad por lo que se debe dar mucha importancia a este paso. En la tabla 3.4 de este manual se presentan unos valores referenciales para el esfuerzo de fricción del suelo. Sin embargo, es necesario adaptar esta información a una situación de la vida real realizando pruebas de campo en el sitio de construcción del muro para determinar la fuerza de fricción real existente y que será utilizada en el diseño de dicha estructura.

Elias et al., (2003) señala que para los suelos sin cohesión, la sobrecarga actuante y la naturaleza del suelo granular afectan el ángulo de fricción que a la vez afecta el esfuerzo de fricción del suelo. En cambio, para suelos finos el esfuerzo de fricción es generalmente una fracción de la resistencia cortante del suelo. También, Elias et al., (2003) indica que generalmente el esfuerzo de fricción aumenta cuando mayor es la resistencia cortante del suelo. Sin embargo, esta relación no es proporcional. El esfuerzo de fricción último se puede estimar del campo con la prueba del presurímetro y la siguiente fórmula:

$$q_u \text{ (kPa)} = 14 P_L \text{ (MPa)} [6 - P_L \text{ (MPa)}]$$

(Elias et al., 2003)

En donde:

P_L : Presión crítica del suelo obtenida con el presurímetro.

Para rocas, el esfuerzo de fricción último puede ser estimado como el 10% de la resistencia a la compresión de la misma. Sin embargo este valor puede llegar hasta un máximo de 4000 kPa (PTI, 1996). El esfuerzo de fricción entre el suelo y el anclaje tiende a incrementarse cuando se coloca la lechada de cemento a presión. Elías y Jurán (1991) señalan que el esfuerzo de fricción suelo-refuerzo cuando la

lechada es colocada a presión tiende a ser el doble que cuando esta es colocada a gravedad.

Por otro lado, Byrne et al. (1998) presenta las siguientes tablas para la estimación del esfuerzo de unión último en diferentes tipos de suelo (q_u). Estas tablas pueden ser usadas como complemento a la tabla 3.4 de este manual en el momento de realizar el diseño por arrancamiento del muro.

Método Constructivo	Tipo de Suelo	q_u (kN/m ²)
Hueco Perforado	Limo no Plástico	20-30
	Arena medianamente densa y Arena Limosa	50-75
	Arena Limosa y Grava Densa	80-100
	Arena Limosa y Grava muy Densa	120-240
	Loess	25-75

Tabla 8.9

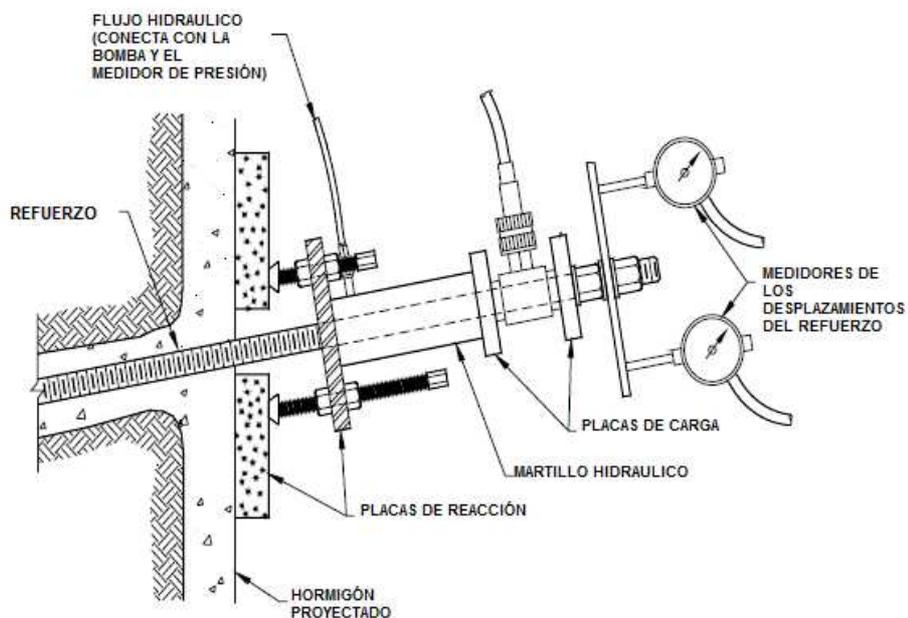
q_u para Suelos no Cohesivos

Método Constructivo	Tipo de Suelo	q_u (kN/m ²)
Hueco Perforado	Arcilla Rígida	40-60

	Limo Arcilloso Rígido	40-100
	Arcilla Arenosa Rígida	100-200

Tabla 8.10 **q_u para Suelos Cohesivos**

Para lograr una mejor interpretación de la fricción del suelo y como esta afecta la unión del suelo con el refuerzo, se debe realizar pruebas en el campo tanto antes de la construcción del muro como durante ella. Las pruebas en el campo antes de la construcción se llaman pruebas de verificación. Este tipo de pruebas sirven para determinar el esfuerzo último de unión suelo-refuerzo y el factor de seguridad recomendado para el diseño. Esta prueba se realiza con ayuda de un gato hidráulico y anclajes “sacrificados” ya que estos no se pueden volver a utilizar en la construcción del muro. El gato hidráulico aplica cierta presión en el anclaje y mide cuanto este se desplaza.



(Elías et al., 2003)

Gráfico 8.7

Esquema de un Gato Hidráulico

En el apéndice C de este manual, se especifica el procedimiento para realizar las pruebas de verificación en los anclajes así como también los resultados que son aceptables. Las pruebas de campo que se realizan durante la construcción del muro se llaman pruebas de desempeño. Este tipo de pruebas se realiza con el mismo procedimiento que las pruebas de verificación pero con un cierto número de los anclajes ya insertados para determinar si las condiciones de diseño no han cambiado durante la construcción.

8.5 Estudios del Plano de Falla Crítico del Talud

Cuando se diseñen muros anclados de hormigón proyectado, la superficie de falla crítica del talud juega un papel fundamental para decidir como este fallará y así determinar la zona activa y pasiva del talud, la longitud de los anclajes, el diámetro de perforación, etc. Landazuri & Santoyo (1980), Das (2001) y Fratelli (1993) señalan que el análisis de estabilidad de taludes se basa en evaluar las magnitudes de las fuerzas favorables a la falla contra las desfavorables y así elaborar un factor de seguridad. Sin embargo, si la superficie de falla crítica del talud no ha sido correctamente determinada, de nada sirve la correcta determinación de las fuerzas actuantes en él.

La superficie de falla crítica de un talud se produce en donde los esfuerzos cortantes provocados por la masa de suelo que falla son superiores a la resistencia cortante del suelo. Por medio de estudios y pruebas se ha determinado que la superficie de falla crítica es circular y tiene una forma de una “cuchara de café” con su extremo más ancho en el pie del talud (Fratelli, 1993). La localización exacta y la forma de la superficie de falla crítica de determinado talud deben ser encontradas de acuerdo a diferentes métodos propuestos. Das (2001) señala que “Para encontrar la superficie crítica por deslizamiento (de un talud), se hacen varias pruebas con diferentes círculos de prueba. El valor mínimo del factor de seguridad así obtenido es el factor de seguridad contra deslizamiento del talud y el círculo

correspondiente es el círculo crítico” (p.355). El programa SNAILZ hace exactamente lo indicado por Das (2001) ya que dentro de unos límites especificados por el diseñador, el programa evalúa 10 planos de falla del talud, eligiendo el más crítico. Sin embargo, es importante que el calculista de este tipo de estructuras sepa con anterioridad donde teóricamente se encuentra la superficie de falla más crítica para así introducir unos límites de búsqueda menores y obtener resultados veraces del programa.

De acuerdo a Landazuri & Santoyo (1980), los círculos de falla críticos se dividen en círculo de talud, círculo de pie y círculo de base.

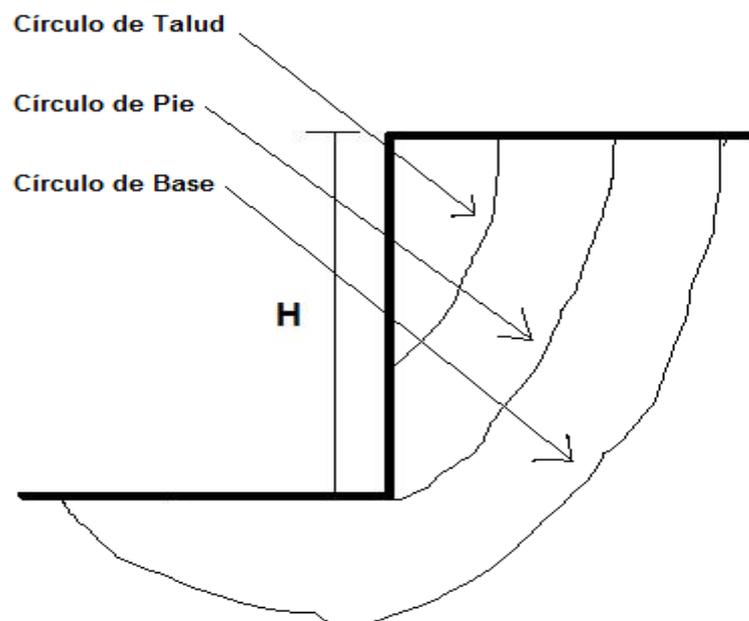
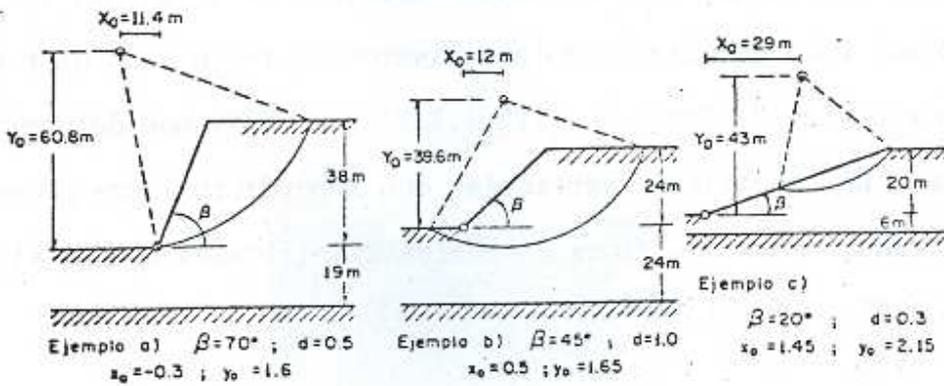
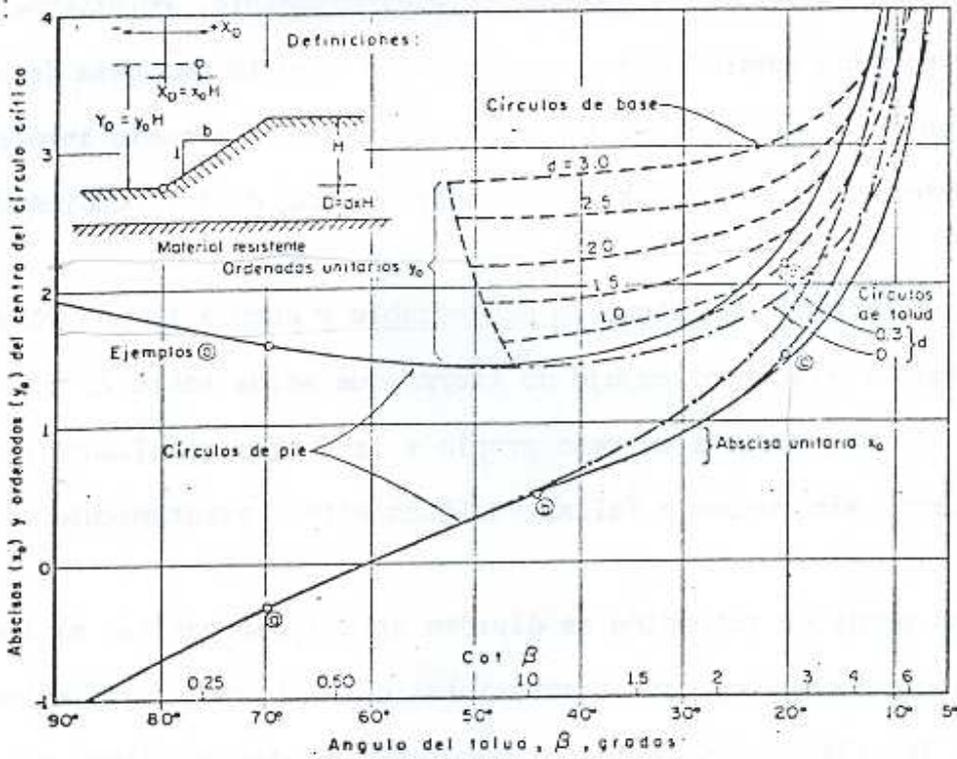


Gráfico 8.8

Círculos de Falla Críticos del Talud

Las fallas de círculo de talud generalmente se originan cuando el talud tiene un estrato firme en la parte inferior por lo que el deslizamiento únicamente se produce en el estrato débil. En cambio, la falla de círculo de base generalmente se produce cuando el suelo es muy blando. Para suelos cohesivos no friccionantes,

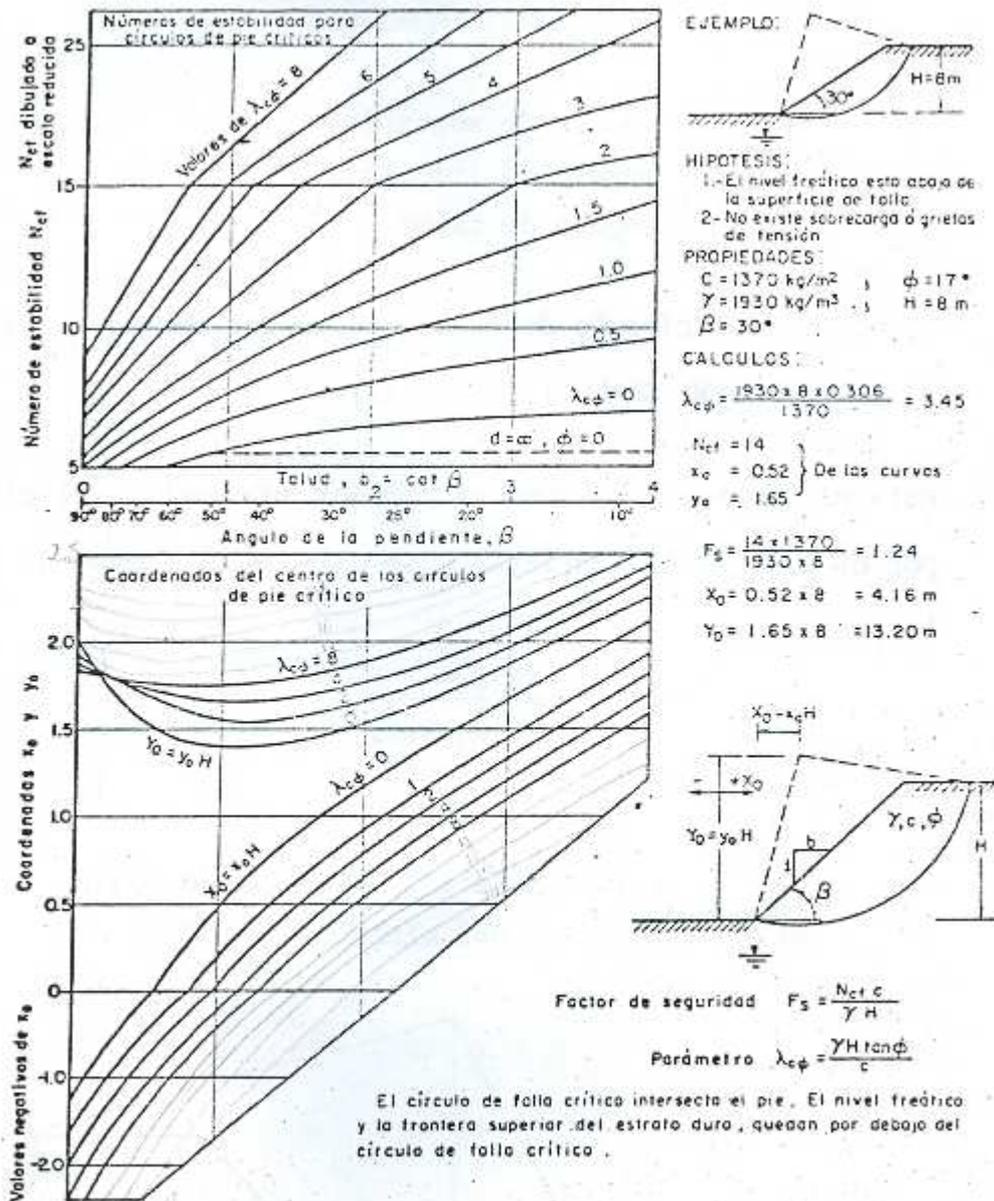
($\phi=0$), el centro teórico del círculo crítico se encuentra con ayuda de la siguiente tabla:



(Landazuri & Santoyo, 1980)

Tabla 8.11
Coordenadas del Círculo Crítico cuando $\phi=0$

Para suelos cohesivos friccionantes, ($\phi > 0$), el centro teórico del círculo de pie crítico de los taludes se encuentra con ayuda de la siguiente tabla:



(Landazuri & Santoyo, 1980)

Tabla 8.12

Coordenadas del Círculo Crítico cuando $\phi > 0$

Con estos datos, se puede obtener una información preliminar de la localización del círculo de falla crítico del talud y esta información deberá ser tomada en cuenta al momento de introducir la zona de búsqueda de la superficie de falla crítica en el programa SNAILZ. También, esta información puede ser utilizada como método para verificar si la superficie de falla encontrada por el programa SNAILZ coincide con la superficie de falla teórica especificada en las tablas 8.10 y 8.11 de este manual.

8.5 Condiciones del Suelo

Los muros anclados de hormigón proyectado son una alternativa a escoger entre muchas otras. En gran parte su competitividad técnica y económica frente a otro tipo de muros depende mucho del tipo y características del suelo en donde se encuentra el talud que se quiere estabilizar. En esta sección se presenta un resumen de las condiciones favorables y desfavorables para construir este tipo de estructuras.

8.5.1 Condiciones Favorables para la utilización de M.A.H.P.

- Un corte vertical de 1m dentro de la excavación se no se desliza por lo menos por uno o dos días
- El nivel freático se encuentra debajo de el talud a estabilizar
- Suelos Finos con alta rigidez
- Suelos granulares densos con cohesión aparente
- Roca Erosionada sin planos de falla

(Elias et al., 2003)

8.5.2 Condiciones Regulares para la utilización de M.A.H.P.

- Relleno altamente compactado
- Suelos Residuales

(Elias et al., 2003)

8.5.3 Condiciones Desfavorables para la utilización de M.A.H.P.

- Suelos secos, no cohesivos y pobremente graduados
- Taludes con el nivel freático alto
- Suelos con gran cantidad de guijarros y cantos (dificultad de perforación)
- Suelos finos con poca rigidez
- Suelos Orgánicos
- Roca erosionada con planos de falla visibles y abundantes
- Suelos granulares con muy poca cohesión

(Elias et al., 2003)

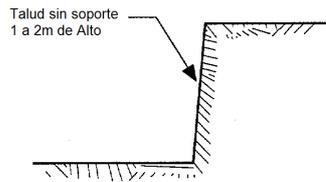
Capítulo 9

Manual para el Diseño y Construcción de Muros Anclados de Hormigón Proyectado

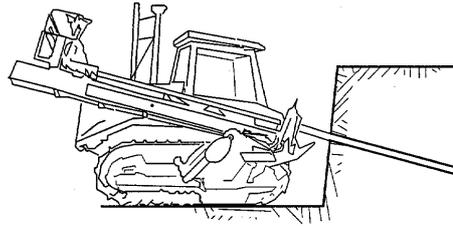
9.1 Introducción

En este capítulo se presenta a modo de conclusión un resumen que brevemente detalla las partes más importantes tanto de la construcción como el diseño de muros anclados de hormigón proyectado. El lector reconocerá que la información presentada ya ha sido discutida anteriormente sin embargo se encuentra condensada en este capítulo. Junto a cada información, especificación técnica o dirección presentada en este capítulo se encuentra la referencia del que capítulo o sección previa de donde esta se obtuvo. Este último capítulo pretende ser un “manual de bolsillo” que sirva como base y referencia para el diseño y/o la construcción de muros anclados de hormigón proyectado.

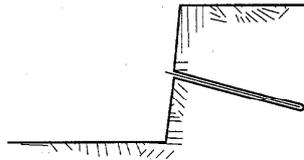
9.2 Construcción de Muros Anclados de Hormigón Proyectado



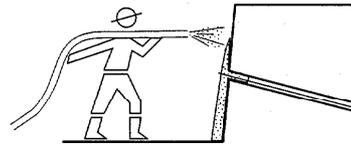
Excavación Talud Inicial



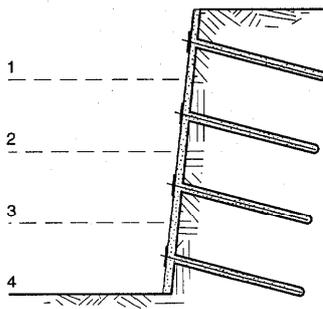
Perforación del Hueco para Anclaje



Instalación del Anclaje y centralización con mortero de Cemento



Instalación de refuerzos y configuración de pantalla con hormigón proyectado. Reforzado de anclaje con placas



Repetición del mismo proceso en los taludes inferiores hasta completar el muro

(Byrne et al., 1998)

Paso 1: Excavación del Primer Talud

Primeramente, se debe trazar canales y bajantes para desviar toda corriente de agua que esté circulando por la parte superior del talud para así eliminar la posibilidad de que la presión de esta agua ocasione una falla en el talud. La inclinación inicial del talud debe ser tal que permita al talud final obtener la inclinación con la cual se realiza el diseño, es decir, el ángulo de inclinación del talud inicial debe ser igual al ángulo de inclinación del talud completo. La altura tanto del primer corte debe ser de 1 a 2m. (Sección 2.2.1)

Paso 2: Perforación de los Orificios para los Anclajes

Cuando el primer talud ya se encuentra configurado, se procede a realizar las perforaciones en el mismo con la inclinación, diámetro y longitud de los anclajes determinada en el diseño. En este proceso también es importante la maquinaria y el método de perforación utilizado ya que este es tomado en cuenta para la resistencia al arrancamiento de los anclajes. (Sección 2.2.2)

Paso 3: Instalación de los anclajes y vertido del mortero de cemento en las perforaciones

Luego de que se han realizado las perforaciones, se procede a instalar los anclajes. Por motivos de diseño y recubrimiento ante la corrosión, los anclajes deben estar ubicados en el centro de la perforación. El mortero de cemento utilizado es una mezcla entre arena, cemento y agua con una relación agua/cemento que generalmente varía entre 0.4 a 0.5 (Elias et al., 2003). Los morteros rígidos utilizados para conseguir una buena centralización del anclaje tienen por lo general un asentamiento de 30mm medido con el cono de Abrahms (Elias et al., 2003). En el caso que se requiera que el mortero se deslice más rápidamente hasta el fondo del anclaje, se pueden utilizar aditivos plastificantes. (Sección 2.2.3)

Paso 4: Instalación de Drenajes en el Muro

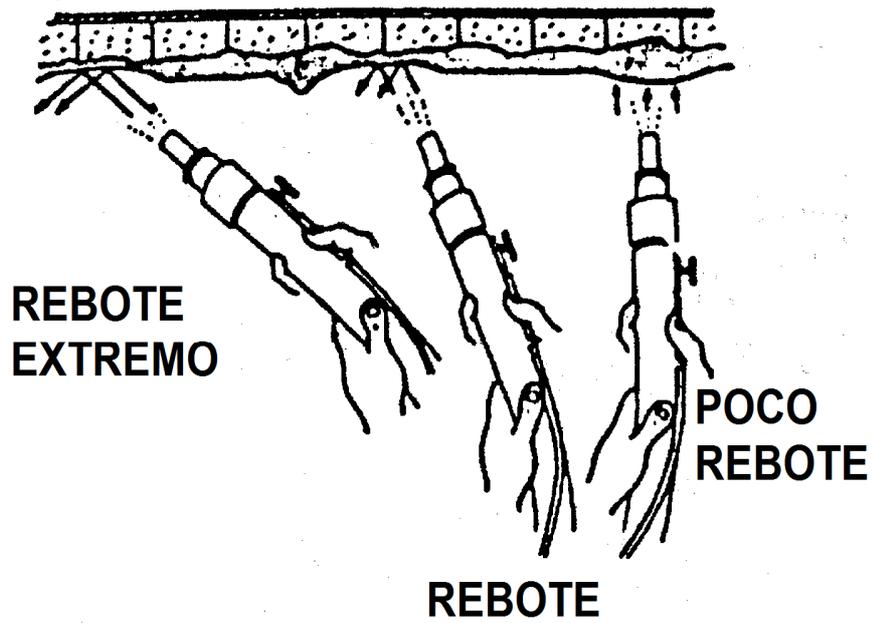
Antes de armar la pantalla del muro se deben colocar los drenajes con los criterios señalados en el capítulo 7. (Sección 2.2.4)

Paso 5: Armado de la Pantalla del Muro

Cuando los anclajes y drenajes ya han sido instalados, se procede a configurar la pantalla del muro con la malla electrosoldada antes de disparar el hormigón proyectado. En algunos casos se puede utilizar varillas adicionales ubicadas en la zona de anclaje para incrementar la resistencia al punzonamiento de la misma. La pantalla del muro sirve como complemento estructural a los anclajes ya que recoge las tensiones que se generan en el muro y los traslada hacia los anclajes. Su grosor típico varía entre 6 y 12cm y está determinado en el diseño de la misma. La malla electrosoldada que será utilizada está determinada de acuerdo al diseño establecido (Sección 3.3). Esta debe ser colocada de manera vertical, en lo posible con soportes o pesos en los extremos para que no se mueva al momento del hormigonado. El traslape entre malla y malla debe ser por lo menos de 0.2 m (Elias et al., 2003). Sin embargo, para facilidades constructivas se puede traslapar un cuadro entre malla y malla. (Sección 2.2.5)

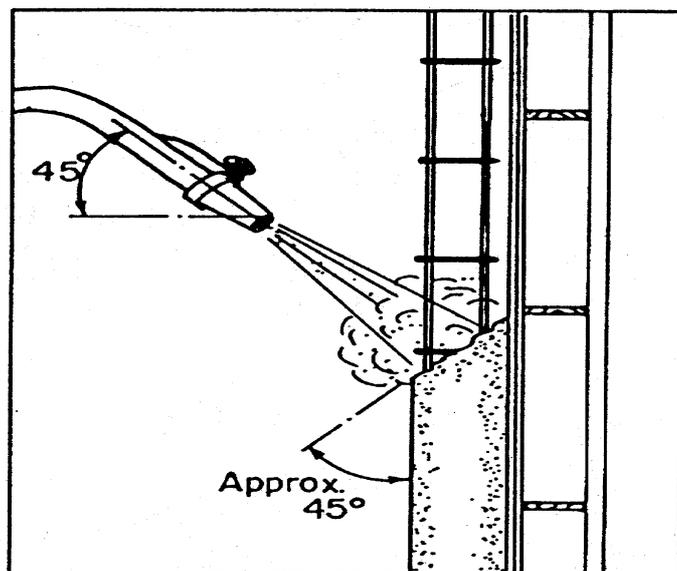
Paso 6: Aplicación del Hormigón Proyectado

Cuando ya se ha terminado de armar el refuerzo del muro, se procede a disparar el hormigón proyectado formando la pantalla del muro. Para lograr una correcta aplicación del hormigón proyectado se debe minimizar el rebote que se produce entre el hormigón y la superficie aplicada. Para ello, se debe tratar de que la manguera de lanzado se encuentre totalmente en ángulo recto a la superficie proyectada (Byrne et al., 1998).

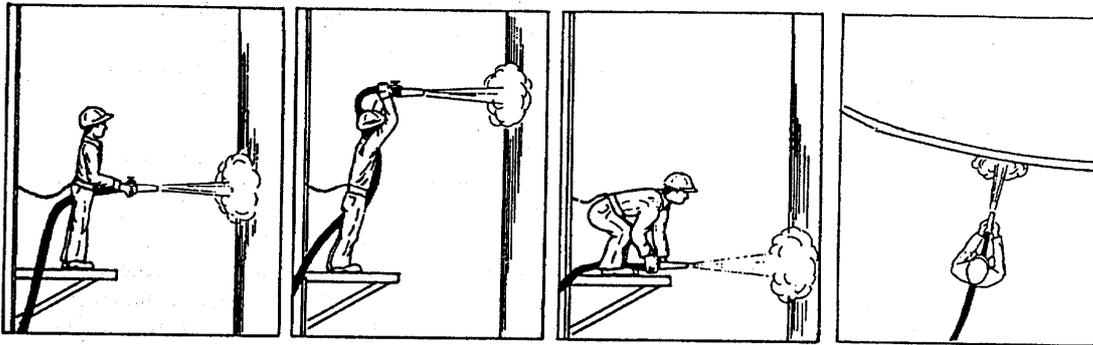


(Byrne et al., 1998)

También, para superficies de ancho considerable la manguera debe estar orientada a un ángulo de 45° en dirección vertical como se indica en los siguientes gráficos:



(Byrne et al., 1998)

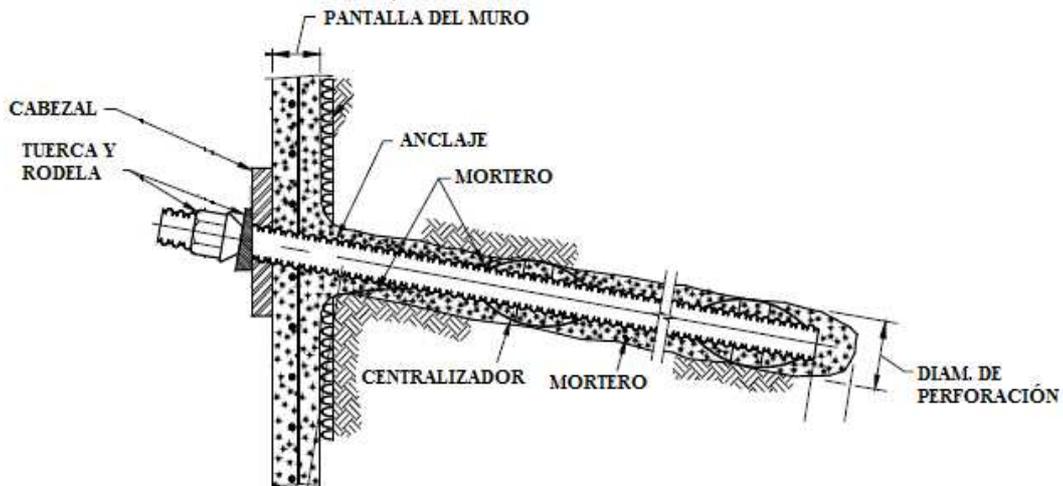


(Byrne et al., 1998)

También, es importante notar que si el refuerzo del muro (malla electrosoldada) no está firme, habrá más rebote del hormigón. (Sección 2.2.6)

Paso 7: Refuerzo Anclaje-Muro

Una vez terminada la aplicación del hormigón proyectado se debe esperar de dos a tres horas hasta que el hormigón fragüe y se pueda proceder a reforzar los anclajes en el muro. Este refuerzo se realiza mediante la colocación de un cabezal en la unión anclaje-superficie del muro. Este cabezal consiste en una placa cuadrada de acero A36 típicamente de 200x200mm y 19mm de espesor. También, esta placa consta de un hueco redondo en la mitad por donde se introduce el anclaje. A este cabezal se le asegura a la pantalla ajustando muy superficialmente con una llave inglesa una tuerca con su respectiva arandela. Esta tuerca, que generalmente es proveída por el distribuidor de los anclajes debe tener la misma resistencia que ellos y su espesor es casi siempre mayor que el cabezal. (Sección 2.2.7)



(Elias et al., 2003)

Paso 8: Repetición del Proceso

Se excava los siguientes cortes y se repite los pasos 1 a 7 en los respectivos taludes hasta configurar el muro completo.

9.3 Diseño Paso a Paso de un Muro Anclado de Hormigón Proyectoado

Consideraciones Iniciales

Paso 1: Definir layout, espaciamiento vertical y horizontal de los anclajes, distribución, ángulo de inclinación, longitud de los anclajes y materiales a utilizarse (Sección 4.2.1).

Diseño Preliminar

Paso 2: A partir de las tablas del apéndice A, obtener valores preliminares para la longitud, el diámetro y el espaciamiento de los refuerzos de manera aproximada. Esto se obtiene realizando los siguientes doce pasos:

13. Para un talud específico, calcular la resistencia al arrancamiento normalizada (μ) a partir de el esfuerzo de unión suelo-anclaje último (q_u), el diámetro de perforación (D_{DH}), el factor de seguridad ante arrancamiento (FS_P), el peso unitario del suelo atrás del muro (γ), la separación horizontal y vertical entre anclajes (S_H y S_V).

$$\mu = \frac{q_u D_{DH}}{FS_P \gamma S_H S_V}$$

(Sección 4.2.2)

14. Obtener la relación L/H a partir de los gráficos [A1.a] hasta el [A6.a]. (Apéndice A)
15. Obtener la fuerza de tensión normalizada t_{max-s} a partir de los gráficos [A1.b] hasta el [A6.b]. (Apéndice A)
16. Utilizando la tabla A7 del apéndice A, obtener los factores de corrección C_{1L} y C_{1F} .
17. Utilizando las fórmulas de la sección 4.2.2 de este manual, encontrar los valores para C_{2L} , C_{2F} y C_{3L} .

18. Calcular la relación L/H (corregida) y la $t_{\max-s}$ (corregida) con las siguientes fórmulas de la sección 4.2.2

$$\frac{L}{H}(\text{corregida}) = C_{1L} \cdot C_{2L} \cdot C_{3L} \cdot \frac{L}{H}$$

$$t_{\max-s}(\text{corregida}) = C_{1F} \cdot C_{2F} \cdot t_{\max-s}$$

19. Multiplicar la relación L/H (corregida) por la altura del muro para encontrar la longitud de los anclajes.

20. Con la fórmula:

$$t_{\max-s} = \frac{T_{\max-s}}{\gamma H S_H S_V}$$

Calcular $T_{\max-s}$ a partir de la $t_{\max-s}$ corregida.

21. Con $T_{\max-s}$ calcular la sección (área) necesaria para un anclaje con la fórmula:

$$A_t = \frac{T_{\max-s} F S_T}{f_y}$$

22. Comparar el área de la sección calculada con las áreas comerciales disponibles y elegir la más similar

23. Verificar que el diámetro de anclaje seleccionado entre en el diámetro de perforación con un mínimo recubrimiento de 25mm de lechada de cemento

24. Si la longitud y/o el diámetro de el anclaje no son viables, seleccionar otro espaciamiento entre anclajes y/u otro diámetro de perforación; calcular nuevamente la resistencia al arrancamiento normalizada (μ) y volver al paso 1.

Para realizar un diseño con una longitud de anclajes no uniforme a lo largo del talud consultar la parte final de la sección 4.2.2

Diseño Final

Paso 3: Chequeo de Estabilidad Global

- Introducir en el programa SNAILZ todos los datos sobre el talud a ser diseñado: altura, pendiente, características del suelo, cargas actuantes, etc. (Capítulo 5 y Sección 4.2.3.1)
- Introducir el BSRF (Bond Strength Reduction Factor). Elias et al. (2003) recomienda que el factor de seguridad ante arrancamiento sea igual a 2, por lo que el BSRF es igual a 0.5. (Capítulo 5)
- Introducir como dato el diámetro de perforación que ha sido utilizado en el diseño preliminar.

- También, el programa SNAILZ requiere que se introduzca la resistencia al punzonamiento de la cara del muro y el módulo de fluencia del acero en el anclaje. (Capítulo 5)
- Para el primer análisis introducir la longitud de los anclajes calculada en el diseño preliminar.
- Hacer el siguiente proceso Iterativo: (1) Calcular el factor de seguridad ante estabilidad global con los datos introducidos en el programa SNAILZ. (2) Comparar el factor de seguridad global obtenido en el output del programa, con el FS_G recomendado por Elias et al. (2003). (3) Aumentar o reducir la longitud de los anclajes si el factor de seguridad ante estabilidad global calculado no es satisfactorio y volver al paso (1)
- Si se desea reducir la longitud de los anclajes sin reducir el factor de seguridad global, se puede aumentar el diámetro de perforación o reducir el espaciamiento entre anclajes.

Paso 4: Chequeo de Estabilidad Ante Deslizamiento

- Calcular el ángulo equivalente de talud superior (β_{eq}) según las características del talud en cuestión (Sección 3.1.2)
- Calcular la altura sobre la cuál la presión de tierra actúa (H_1) como se indica en la sección 3.1.2.
- Calcular el K_A para el empuje de suelos
- Calcular las fuerzas horizontales resistentes, ΣR . (sección 3.1.2)

- Calcular las fuerzas horizontales deslizantes, ΣD . (sección 3.1.2)
- Calcular el factor de seguridad ante deslizamiento definido como ($FS_{SL} = \Sigma R / \Sigma D$). Compararlo con el FS_{SL} recomendado por Elias et al. (2003).
- Si el factor de seguridad ante deslizamiento es menor al recomendado, se debe aumentar la longitud de todos los anclajes si la distribución es uniforme y la longitud de los anclajes inferiores si la distribución no es uniforme.

Paso 5: Chequeo de Capacidad de Carga

- Calcular el factor de seguridad ante capacidad de carga con la siguiente fórmula:

$$FS_H = \frac{S_u N_c}{H_{eq} \left(\gamma - \frac{S_u}{B'} \right)}$$

En donde:

S_u : Esfuerzo cortante del suelo no drenado

N_c : Factor de capacidad de carga, calculado a partir del gráfico 3.6

(Sección 3.1.3)

- Compara el factor de seguridad ante capacidad de carga (FS_H) calculado con el recomendado por Elias et al. (2003) (Sección 3.1.3).

- Si el factor de seguridad (FS_H) calculado es menor que el recomendado, el sitio no es óptimo para la construcción de este tipo de estructura.

Paso 6: Chequeo de Falla por Tensión

- El programa SNAILZ, en el cálculo de la falla por estabilidad global del talud; provee dentro de su output la tensión promedio en los anclajes (T_{avg-s}) para un factor de seguridad global (FS_G) igual a 1. (Capítulo 5)
- Calcular la tensión promedio en los anclajes (T_{avg}) sumando las tensiones que indica el output del programa SNAILZ y dividiéndolas para el número de anclajes existente en el talud (Sección 4.2.3.2).
- Seleccionar la tensión máxima en los anclajes (T_{max}) de el output de todas las tensiones en el programa SNAILZ
- Calcular la tensión máxima de diseño (T_{max-s}) con la fórmula de la sección 3.2.2:

$$T_{max-s} = \frac{T_{avg-s}}{T_{avg}} \times T_{max}$$

- Con la tensión máxima de diseño (T_{max-s}), el módulo de fluencia del acero F_y y el factor de seguridad ante la falla por tensión seleccionado (FS_T); calcular el área de la sección transversal de cada anclaje:

$$A_t \geq \frac{T_{\max-s} FS_T}{f_y}$$

- Comparar esta área de sección transversal calculada con las áreas comerciales disponible y seleccionar la que tenga una magnitud similar.
- Verificar que el anclaje con el área calculada entre en el diámetro de perforación seleccionado anteriormente con un recubrimiento mínimo de 25 mm de lechada de cemento.

Paso 7: Chequeo de Falla por Flexión de la Pantalla del Muro

- Calcular las fuerzas de tensión de el anclaje en la cara de el muro (T_o) con la siguiente fórmula:

$$T_o = T_{\max-s} [0.6 + 0.2(S_{\max} - 1)]$$

(Sección 3.3)

- Seleccionar el ancho de la pantalla de hormigón proyectado [e.g., 100, 150, 200 (mm)]
- Seleccionar los materiales a ser utilizados en la pantalla del muro:

f_y del acero a ser utilizado [e.g., 400, 420, 520 (MPa)]

Malla Electrosoldada (Referirse al apéndice B para características disponibles en el Ecuador)

Varillas Adicionales (Waler Bars, Referirse al apéndice B para características disponibles en el Ecuador)

f_c del hormigón [e.g., 21, 24, 28 (MPa)]

Geometría de la placa de Conexión cara-anclaje (Mínimo 200 x 200 mm y 19 mm de espesor)

- Calcular el porcentaje de refuerzo mínimo que debe haber en cualquier sitio de la cara del muro con la siguiente fórmula:

$$\rho_{\min} [\%] = 0.24 \frac{\sqrt{f'_c [\text{psi}]}}{f_y [\text{ksi}]}$$

(Sección 3.3.1)

- Calcular el porcentaje de refuerzo máximo que debe haber en cualquier sitio de la cara del muro con la siguiente fórmula:

$$\rho_{\max} [\%] = 0.05 \frac{f'_c [\text{psi}]}{f_y [\text{ksi}]} \left(\frac{90}{90 + f_y [\text{ksi}]} \right)$$

(Sección 3.3.1)

- De acuerdo al tipo de malla electrosoldada que se haya seleccionado y si se utilizan varillas adicionales en la cara del anclaje, determinar el área por unidad de longitud de refuerzo en el medio de el área de influencia (a_m) y en la cara del anclaje (a_n) en dirección tanto vertical como horizontal de el área de influencia. El gráfico 3.11 ejemplifica el cálculo de a_m y a_n y del área de influencia (Sección 3.3.1).
- En caso de que se requiera utilizar varillas adicionales en la cara del refuerzo, se debe recalcular el área por unidad de longitud tanto vertical como horizontal en la cara del anclaje:

$$a_n = a_m + \frac{A_{vw}}{S_H}$$

(Sección 3.3.1)

- Calcular el porcentaje de refuerzo (ρ) en dirección tanto horizontal como vertical para el medio del área de influencia y la cara del anclaje:

$$\rho_n = \frac{a_n}{0.5h} \times 100$$

$$\rho_m = \frac{a_m}{0.5h} \times 100$$

(Sección 3.3.1)

- Verificar que el porcentaje de refuerzo ya sea horizontal como vertical, en el medio de el área de influencia o en la cara del anclaje no sea menor que el ρ_{\min} calculado anteriormente ($\rho_{\min} \leq \rho$). Si se da el caso en que es menor, se debe incrementar el a_m y/o el a_n para satisfacer esta condición.
- Verificar que el porcentaje de refuerzo ya sea horizontal como vertical, en el medio del área de influencia o en la cara del anclaje no sea mayor que el ρ_{\max} calculado anteriormente ($\rho_{\max} \geq \rho$). Si se da el caso en que es mayor, se debe disminuir el a_m y/o el a_n para satisfacer esta condición.
- Con la tabla 3.5, seleccionar un valor para C_F de acuerdo al espesor de la pantalla del muro. Este valor toma en cuenta la redistribución de las presiones según la rigidez del muro. Si el espesor es diferente a los mencionados en la tabla, se puede interpolar los datos.
- Calcular la resistencia a flexión de la pantalla del muro. Este valor es el menor obtenido entre los dos calculados a partir de las siguientes fórmulas:

$$R_{FF} [\text{kN}] = \frac{C_F}{265} \times (a_{vn} + a_{vm}) [\text{mm}^2/\text{m}] \times \left(\frac{S_h h [\text{m}]}{S_v} \right) \times f_y [\text{MPa}]$$

$$R_{FF} [\text{kN}] = \frac{C_F}{265} \times (a_{hn} + a_{nm}) [\text{mm}^2/\text{m}] \times \left(\frac{S_v h [\text{m}]}{S_H} \right) \times f_y [\text{MPa}]$$

(Sección 3.3.1)

- Con el factor de seguridad recomendado por Elias et al. (2003) para la falla por tensión (FS_{FF}) verificar que la resistencia a flexión sea mayor que la

fuerza de tensión en la cara del muro. Es decir, que la siguiente afirmación se cumpla:

$$R_{FF} \geq FS_{FF} T_o$$

- En caso de que la afirmación mencionada anteriormente no se cumpla, se puede aumentar ya sea el espesor de la pantalla del muro, el f_y del acero de refuerzo, el f'_c del hormigón y/o la cantidad de acero de refuerzo utilizada. Con estas correcciones se debe analizar nuevamente la falla por flexión de la pantalla. (Sección 3.3.1)

Paso 8: Chequeo de Falla por Punzonamiento de la Pantalla del Muro

- Calcular la resistencia al punzonamiento de el cono resultante de la superficie de falla:

$$V_F \text{ [kN]} = 330 \sqrt{f'_c \text{ [MPa]}} \pi D_c' \text{ [m]} h_c \text{ [m]}$$

(Sección 3.3.2)

- Calcular la resistencia a la falla por punzonamiento de la pantalla:

$$R_{FP} = C_P V_F$$

(Sección 3.3.2)

- Con el factor de seguridad recomendado por Elias et al. (2003) para la falla por punzonamiento (FS_{FP}) verificar que la resistencia al punzonamiento sea mayor que la fuerza de tensión en la cara del muro. Es decir, que la siguiente afirmación se cumpla:

$$R_{FP} > FS_{FP} T_o$$

(Sección 3.3.2)

- En caso de que la afirmación mencionada anteriormente no se cumpla, se puede aumentar ya sea el espesor de la pantalla del muro o el f_c del hormigón. Con estas correcciones se debe analizar nuevamente la falla por punzonamiento de la pantalla.

Paso 9: Estimación de Deformaciones Máximas en el Muro

- Definir la altura de el muro (H) y su pendiente (α) (Sección 3.4)
- Identificar las condiciones del tipo de suelo en el cual se va a construir el muro (rocoso rígido, arenoso, fino)
- Estimar las deformaciones horizontales y verticales (δ_h y δ_v) con la tabla 3.6 y la fórmula de la sección 3.4:

$$\delta_h = \left(\frac{\delta_h}{H} \right)_i \times H$$

- Interpretar la localización y dirección de esas deformaciones con ayuda de el gráfico 3.13
- Comparar las deformaciones calculadas con la máxima deformación permisible para este muro. La máxima deformación permisible puede estar dada por regulaciones municipales o particulares para el muro que se va a construir.
- Si la deformación calculada es mayor que la deformación permisible se puede o aumentar la pendiente del talud o aumentar ligeramente la longitud de los anclajes.

BIBLIOGRAFÍA

Byrne, R.J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., y Ueblacker, G. (1998). *“Diseño y Monitoreo de Soil Nail Walls”* Reporte FHWA-SA-96-69R, Administración Federal de Autopistas, Washington, D.C.

Caquot, A.I., y Kerisel, J. (1948). *“Tablas para el Cálculo de la Presión Pasiva y Activa y Capacidad de Carga de Cimentaciones”* Librairie du Bureau des Longitudes, de L’ecole Polytechnique, Gauthier-villars, Paris, France.

Chan C. et al. (2008). *“Guía para Soil Nail Walls”* Geoguía 7, Región Administrativa Especial, Hong Kong.

Clouterre (1993). “*Recomendaciones CLOUTERRE 1991 - Soil Nailing Recommendations 1991*” English Translation, Presses de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Das, Braja (2001). “*Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*” 1^{ra} Ed., Thomson Learning, Inc.

Elias, V., Espinoza, D., Lazarte, C.A., y Sabatini, P. (2003). “*Circular en Ingeniería Geotécnica # 7: Soil Nail Walls*” Reporte FHWA0-IF-03-017, Administración Federal de Autopistas, Washington, D.C.

Fratelli, Maria Gracia. (1993) “*Suelos, Fundaciones y Muros*” 1^{ra} Ed., Bonalde Editores.

Landazuri, C. y Santoyo E. (1980). “*Manual de Estudios y Proyectos para Desarrollos Industriales: Estudios Geotécnicos*” Reporte 9177, Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, Ciudad de México, México.

Liao, S. S. C., y Whitman, R. V. (1986) “*Factores de Corrección para la Sobrecarga, SPT en Arenas*” jornal de Ingeniería Geotécnica, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, Vol. 112, No. 3,373-377.

Plumelle, C. Schlosser, F., Oclage, P., y Knochenmus, G. (1990). “*Proyecto Nacional Francés de Investigación en Soil Nailing: CLOUTERRE*” Publicación Especial Geotécnica No. 25, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, pp. 660-675

Seible, F. (1996). “*Respuesta Estructural de la Cara de un Soil Nail Wall*” Reporte No. SSRP-96/01, División de Ingeniería Estructural, Universidad de California, San Diego.

Terzaghi, K., Peck, R., y Mesri, G. (1996). “*Mecánica de Suelos en la Práctica Ingenieril*” 3^{ra} Ed., J. Wiley & Sons, Inc.

