

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

ESCUELA DE FORMACIÓN DE TECNÓLOGOS

MANUAL PARA EL PROCESO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE MUROS ANCLADOS DE CONCRETO LANZADO

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE TECNÓLOGO EN ADMINISTRACIÓN DE PROYECTOS DE CONSTRUCCIÓN

ANDRÉS JAIRO MUÑOZ BELTRÁN
reyam_epn@hotmail.com

DIRECTOR: Ing. Manuel Agustín Espinosa
maespinosal@hotmail.com

Quito, agosto, 2011

DECLARACIÓN

Yo Andrés Jairo Muñoz Beltrán, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Andrés Jairo Muñoz Beltrán

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Andrés Jairo Muñoz Beltrán, bajo mi supervisión.

Ing. Manuel Agustín Espinosa

DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

A la Escuela Politécnica Nacional que guarda muchos gratos momentos, igualmente a todos los profesores y miembros de esta prestigiosa institución quienes con sus enseñanzas sembraron en mi muchos sueños y deseos de superación y a mi director del proyecto Ing. Manuel Agustín Espinoza por su ayuda incondicional.

DEDICATORIA

A Dios por la vida, a mi madre por su infinito amor, paciencia y sabiduría que han guiado mi vida por un camino de bien.

CONTENIDO

CONTENIDO.....	I
ÍNDICE DE TABLAS.....	VI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VII
RESUMEN.....	IX
PRESENTACIÓN.....	X
CAPITULO 1. ANCLAJES Y SISTEMAS DE ANCLAJES.....	1
1.1 ASPECTOS GENERALES.....	1
1.2 DEFINICIONES.....	1
1.3 TIPOS DE ANCLAJES.....	2
1.3.1 <i>CLASIFICACIÓN GENERAL</i>	2
1.3.1.1 Anclajes mecánicos o de fricción.....	2
1.3.1.2 Anclajes de lechada o mortero de cemento.....	3
1.3.1.3 Anclajes con el uso de resinas sintéticas.....	3
1.3.2 <i>CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A SUS PROPOSITOS INICIALES Y FINALES</i>	4
1.3.2.1 SEGÚN SU VIDA DE SERVICIO PROYECTADA.....	4
1.3.2.2 SEGÚN SU NIVEL DE CARGA INICIAL DE TRACCIÓN.....	4
1.3.2.3 SEGÚN SU CAPACIDAD DE VARIAR LA CARGA DE TENSIÓN DENTRO DE SU VIDA DE ÚTIL.....	5
1.3.3 <i>CLASIFICACIÓN DE ACUERDO AL MÉTODO DE INYECCIÓN</i>	5
1.3.3.1 ANCLAJES INYECTADOS A GRAVEDAD.....	5
1.3.3.2 ANCLAJES INYECTADOS A PRESIÓN.....	6
1.3.3.3 ANCLAJES POST-INYECTADOS.....	7
1.3.4 <i>CLASIFICACIÓN DE ACUERDO AL SISTEMA DE TRABAJO</i>	8
1.3.4.1 SEGÚN SU MECANISMO DE FIJACIÓN.....	8
1.3.4.2 SEGÚN EL TIPO DE TENDÓN.....	9
1.3.4.3 SEGÚN SU INCLINACIÓN.....	9
1.4 UTILIZACIÓN PRINCIPAL DE LOS ANCLAJES.....	10
CAPITULO 2. MUROS ANCLADOS DE CONCRETO LANZADO.....	11
2.1 DESCRIPCIÓN.....	11

2.2	CONCEPTO	11
2.3	TIPOS DE MUROS ANCLADOS DE CONCRETO LANZADO.....	12
2.4	VENTAJAS	13
2.4.1	CONSTRUCCIÓN.....	13
2.4.2	DESEMPEÑO.....	13
2.4.3	COSTOS	13
2.5	DESVENTAJAS.....	14
CAPITULO 3. COMPONENTES Y MATERIALES CONSTITUYENTES DE LOS MUROS ANCLADOS DE CONCRETO LANZADO		15
3.1	GENERALIDADES	15
3.2	CABEZA DEL ANCLAJE.....	15
3.3	BARRAS DE ACERO.....	15
3.4	MATERIALES PLÁSTICOS	16
3.5	LECHADA DE CEMENTO	16
3.5.1	CEMENTO.....	16
3.5.2	ADITIVOS.....	17
3.5.3	AGUA	17
3.6	OTROS MATERIALES.....	18
3.7	SISTEMAS Y MATERIALES DE PROTECCIÓN PARA LOS ANCLAJES.....	20
3.7.1	SISTEMAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN	20
3.7.2	NIVELES DE PROTECCIÓN PARA LA CORROSIÓN	21
3.7.3	CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL NIVEL DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN.....	21
3.8	MATERIALES DE PROTECCIÓN.....	22
CAPITULO 4. INVESTIGACIONES IN-SITU, ENSAYOS DE LABORATORIO Y RECOMENDACIONES		
24		
4.1	ESTUDIO GEOTÉCNICO	24
4.1.1	Investigaciones in situ.....	25
4.1.2	Ensayos en campo y muestreo	26
4.1.2.1	Perforaciones.....	26
4.1.2.2	Ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	28
4.1.2.3	Ensayos de Veleta	29
4.1.2.4	Métodos Geofísicos	30

4.1.2.5	Pruebas de permeabilidad "in-situ"	30
4.1.2.6	Muestreo	31
4.1.3	<i>Investigaciones en laboratorio</i>	31
CAPITULO 5.	ANÁLISIS DE MUROS ANCLADOS	34
5.1	INTRODUCCIÓN	34
5.1.1	<i>Conceptos de transferencia de carga en muros anclados</i>	34
5.1.2	<i>Estados límites</i>	37
5.2	MODOS DE FALLA EXTERNA	39
5.2.1	<i>Estabilidad Global</i>	40
5.2.1.1	Mecanismos de Resistencia	40
5.2.1.2	Análisis de la estabilidad global con equilibrio-límite	40
5.2.1.3	Análisis simplificado de la estabilidad global	41
5.2.1.4	Procesos de análisis de estabilidad global	43
5.2.2	<i>Análisis de Estabilidad al Deslizamiento</i>	44
5.2.3	<i>Capacidad de carga</i>	47
5.2.4	<i>Consideraciones sísmicas en la estabilidad del muro anclado de concreto lanzado</i>	49
5.2.5	<i>Selección de los coeficientes sísmicos</i>	50
5.2.6	<i>Efectos de los sismos en la estabilidad al deslizamiento</i>	52
5.3	MODOS DE FALLA INTERNA	56
5.3.1	<i>Falla por arrancamiento del anclaje</i>	57
5.3.2	<i>Interacción suelo-anclaje y distribución de la fuerza de tensión</i>	62
5.3.3	<i>Diseño para LA falla por tensión del anclaje</i>	66
5.4	MODOS DE FALLA POR CONEXIÓN DEL REVESTIMIENTO	68
5.4.1	<i>Fuerzas de tensión en el revestimiento del muro</i>	70
5.4.2	<i>Falla por flexión</i>	71
5.4.2.1	Capacidad de flexión del revestimiento	73
5.4.2.2	Límite del reforzamiento en el revestimiento	80
5.4.3	<i>Capacidad de corte al punzonamiento</i>	81
5.5	DEFORMACIONES DE MUROS ANCLADOS	87
5.5.1	<i>Desplazamiento del muro</i>	87
5.5.2	<i>deformaciones permanentes por sismos</i>	90
5.6	FACTORES DE SEGURIDAD	91
5.7	COMBINACIONES DE CARGA	92
5.8	OTRAS CONSIDERACIONES DE DISEÑO	95
5.8.1	<i>Diseño de drenajes</i>	95

5.8.2	<i>diseño de soporte para la carga muerta del revestimiento</i>	100
CAPITULO 6. DISEÑO DE MUROS ANCLADOS		102
6.1	INTRODUCCION	102
6.2	PASO 1	104
6.2.1	<i>Esquema del muro</i>	104
6.2.2	<i>Distancias horizontales y verticales de los anclajes</i>	104
6.2.3	<i>Patrón de ubicación de los anclajes</i>	105
6.2.4	<i>Inclinación de los anclajes</i>	107
6.2.5	<i>Longitud de los anclajes y distribución</i>	107
6.2.5.1	Longitud uniforme de los anclajes	108
6.2.5.2	Longitud variable de los anclajes	108
6.2.6	<i>Selección del tipo de anclaje</i>	112
6.2.7	<i>Selección de las propiedades del suelo</i>	112
6.2.8	<i>Otras consideraciones iniciales</i>	112
6.3	PASO 2: DISEÑO PRELIMINAR USANDO ESQUEMAS SIMPLIFICADOS	113
6.3.1	<i>Proceso del diseño preliminar</i>	121
6.4	DISEÑO FINAL	124
6.4.1	<i>Modos de falla externa</i>	125
6.4.2	<i>Consideraciones sísmicas</i>	128
6.4.3	<i>Modos de Falla Interna</i>	134
6.4.3.1	Resistencia al arrancamiento del anclaje (R_p)	134
6.4.3.2	Resistencia a la tracción del anclaje (R_T)	134
6.4.4	<i>Diseño del revestimiento</i>	135
6.5	ESTIMACIONES DE LAS DEFORMACIONES MÁXIMAS DEL MURO	143
6.6	OTRAS CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO	144
6.6.1	<i>Drenaje</i>	144
6.6.2	<i>Cargas Externas</i>	145
6.6.3	<i>Soporte de la carga muerta del revestimiento</i>	145
CAPITULO 7. EJERCICIO DE DISEÑO		146
7.1	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	146
7.2	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	146
7.2.1	<i>trabajos de campo</i>	146
7.3	PASO 1 – CONSIDERACIONES INICIALES	147
A.	Esquema del Muro	147

B.	Espaciamiento horizontal y vertical de los anclajes	148
C.	Patrón de ubicación de los anclajes	148
D.	Inclinación de los anclajes, i	148
E.	Longitud de los anclajes y distribución	148
F.	Selección del tipo de anclaje	150
G.	Selección de propiedades del suelo	150
H.	Otras consideraciones iniciales	150
a.	Corrosión Potencial	150
b.	Selección del nivel de protección contra la corrosión	150
c.	Métodos de perforación	151
d.	Diámetro de la perforación	151
e.	Resistencia al arrancamiento.....	152
f.	Factores de seguridad	152
g.	Cargas	153
7.4	PASO 2 - DISEÑO PRELIMINAR USANDO GRÁFICOS SIMPLIFICADOS	154
7.5	PASO 3 – DISEÑO FINAL.....	161
7.6	PASO 4 - ESTIMACIONES DE LAS DEFORMACIONES MÁXIMAS DEL MURO.....	181
7.7	PASO 5 – OTRAS CONSIDERACIONES	182
7.8	RESUMEN DEL DISEÑO.....	183
CAPITULO 8.	PROCESOS CONSTRUCTIVOS	185
8.1	FASES DE CONSTRUCCIÓN DE MUROS ANCLADOS.....	185
8.1.1	<i>Excavación</i>	186
8.1.2	<i>Perforación del terreno</i>	190
8.1.2.1	Equipos de perforación	191
8.1.2.2	Métodos de perforación.....	193
8.1.2.3	Diámetros y profundidades	194
8.1.2.4	Tolerancias.....	195
8.1.3	<i>Colocación del anclaje</i>	195
8.1.3.1	Tolerancias en la instalación de los anclajes	198
8.1.4	<i>Inyección</i>	198
8.1.5	<i>ENsayos de la lechada</i>	199
8.1.5.1	Equipos de inyección	199
8.1.5.2	Procedimientos de inyección.....	200
8.1.5.3	Inyección previa	202
8.1.5.4	Reinyecciones.....	203
8.1.5.5	Características de la lechada	203
8.1.6	<i>Colocación de la cabeza de anclaje</i>	204

8.1.7	<i>Colocación de malla electro soldada</i>	204
8.1.8	<i>APLICACIÓN del concreto lanzado</i>	206
8.1.9	<i>Acabados</i>	210
CAPITULO 9. ENSAYOS Y PRUEBAS EN LOS ANCLAJES		212
9.1	PRUEBAS Y ENSAYOS	212
9.1.1	<i>Ensayos de investigación</i>	212
9.1.1.1	Ensayos de investigación de la inyección de lechada	212
9.1.1.2	Ensayos de investigación de la capacidad de carga del anclaje	213
9.1.1.3	Ensayos de carga	214
9.1.1.4	Equipos de ensayos de carga	215
9.1.2	<i>Ensayos de adecuación</i>	218
9.1.3	<i>Proof Test (prueba de la cadena terminada)</i>	220
9.1.4	<i>Creep Test</i>	222
9.1.5	<i>Ensayos de aceptación o recepción</i>	223
9.1.6	<i>Ensayos de seguimiento</i>	223
9.1.7	<i>Cargas máxima a aplicar</i>	223
CAPITULO 10. PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN Y CONTROL		224
10.1	GENERALIDADES	224
10.1.1	<i>Roles de la inspección</i>	224
10.1.2	<i>Inspección de materiales de construcción</i>	225
10.1.2.1	Almacenamiento	226
10.1.2.2	Inspección de la protección a la corrosión	226
10.1.3	<i>Inspección de las actividades de construcción</i>	226
CAPITULO 11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		230
11.1	CONCLUSIONES	230
11.2	RECOMENDACIONES	231
BIBLIOGRAFÍA		232

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. ENSAYOS DE CONTROL DE AGUA	17
TABLA 2. CARACTERÍSTICAS DE LAS GRASAS UTILIZADAS EN SISTEMAS DE PROTECCIÓN PERMANENTES.....	18
TABLA 3. CARACTERÍSTICAS DE LAS GRASAS UTILIZADAS EN SISTEMAS DE PROTECCIÓN NO PERMANENTES.....	19
TABLA 4. REQUERIMIENTOS DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN	21
TABLA 5. OBJETIVOS DE LOS ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS EN FUNCIÓN DE LAS FASES DE UN PROYECTO.	25
TABLA 6. DESCRIPCIÓN DE LA DENSIDAD RELATIVA BASADOS EN EL VALOR DEL N-SPT	29
TABLA 7. DESCRIPCIÓN DE CONSISTENCIA BASADOS EN EL VALOR DEL N-SPT	29
TABLA 8. INDICADORES DE TERRENOS AGRESIVOS.....	31
TABLA 9. ENSAYOS EN LABORATORIO.....	32
TABLA 10. ESTIMACIÓN RESISTENCIA DE ADHERENCIA ÚLTIMA DE LOS ANCLAJES EN SUELO Y ROCAS, PARA DIFERENTES MÉTODOS DE PERFORACIÓN.	60
TABLA 11. FACTORES CF	77
TABLA 12. VALORES DE $(\Delta H/H)_I$ Y C EN FUNCIONES DE LAS CONDICIONES DEL SUELO	89
TABLA 13. FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS RECOMENDADOS PARA MUROS ANCLADOS DE CONCRETO LANZADO	91
TABLA 14. TIPOS DE CARGAS	93
TABLA 15. TIPOS DE CARGAS	94
TABLA 16. PASOS PARA EL DISEÑO DE MUROS ANCLADOS.....	102
TABLA 17. PARÁMETROS VARIABLES.....	114
TABLA 18. COEFICIENTES SÍSMICOS DEL SITIO.....	129
TABLA 19. RESISTENCIA PARA VARIOS MODOS DE FALLA (UNIDADES SI)	141
TABLA 20. ESTIMACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES Y VERTICALES.....	144
TABLA 21. CASOS DE CARGAS	161
TABLA 22. RESUMEN DE RESULTADOS.....	165
TABLA 23. MÁXIMAS FUERZAS DE DISEÑO	169
TABLA 24. PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DEL REVESTIMIENTO	173
TABLA 25. RESUMEN Y VERIFICACIÓN DE LAS CAPACIDADES DEL REVESTIMIENTO PARA EL CASO 2	181
TABLA 26. MÉTODOS Y PROCEDIMIENTOS DE PERFORACIÓN	192
TABLA 27. CICLOS DE CARGA EN PROOF TEST	222

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. PARTES CARACTERÍSTICAS DE LOS SISTEMAS DE ANCLAJES.....	2
FIGURA 2. ANCLAJE INYECTADO A GRAVEDAD	6
FIGURA 3. ANCLAJE INYECTADO A PRESIÓN	7
FIGURA 4. ANCLAJE POST-INYECTADO	8
FIGURA 5. ANCLAJE POR ADHERENCIA	8
FIGURA 6. ANCLAJE POR FRICCIÓN	9
FIGURA 7. TIPOS DE ESTRUCTURA ANCLADA (SABATINI Y OTROS, 1999).....	10
FIGURA 8. TIPOS DE ANCLAJES.....	12
FIGURA 9. CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL NIVEL DE PROTECCIÓN.....	22
FIGURA 10. DISPOSICIÓN PRELIMINAR DE LAS PERFORACIONES GEOTÉCNICAS PARA MUROS ANCLADOS	27
FIGURA 11. SUPERFICIES POTENCIALES DE FALLA Y FUERZAS DE TENSIÓN.....	35
FIGURA 12. ESTABILIDAD POTENCIAL CRÍTICA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.	36
FIGURA 13. PRINCIPALES MODOS DE FALLA	37
FIGURA 14. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL DE UN MURO ANCLADO DE CONCRETO LANZADO USANDO MÉTODO DE FALLA DE CUÑA.	41
FIGURA 15. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO DE MUROS ANCLADOS DE CONCRETO LANZADO.	46
FIGURA 16. ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA	48
FIGURA 17. GEOMETRÍA GENÉRICA DEL MURO EN EL MÉTODO MONONOBE- OKABE	55
FIGURA 18. COEFICIENTE TOTAL DE PRESIÓN ACTIVA (A) PARA TALUD HORIZONTAL DEL DETRÁS DEL MURO, Y (B) PARA TALUD NO-HORIZONTAL DEL DETRÁS DEL MURO.....	55
FIGURA 19. MODO DE TRANSFERENCIA DEL ESFUERZO EN UN ANCLAJE	59
FIGURA 20. MODO DE TRANSFERENCIA DEL ESFUERZO EN UN ANCLAJE	62
FIGURA 21. DISTRIBUCIÓN SIMPLIFICADA DE LA FUERZA DE TENSIÓN DEL ANCLAJE	64
FIGURA 22. LOCALIZACIÓN ESQUEMÁTICA DE LAS FUERZAS DE TENSIÓN MÁXIMAS	66
FIGURA 23. MODOS DE FALLA DE CONEXIÓN DEL REVESTIMIENTO.....	69
FIGURA 24. FALLA POR FLEXIÓN PROGRESIVA EN REVESTIMIENTO DEL MURO.....	72
FIGURA 25. GEOMETRÍA USADA EN EL MODO DE FALLA POR FLEXIÓN	75
FIGURA 26. DISTRIBUCIÓN DE LA PRESIÓN DEL SUELO DETRÁS DEL REVESTIMIENTO	78
FIGURA 27. MODOS DE FALLA DE CORTE POR PUNZONAMIENTO.....	83
FIGURA 28. GEOMETRÍA DE UN CONECTOR DE CORTANTE (“HEADED-STUD”),	84
FIGURA 29. DEFORMACIÓN DEL MURO ANCLADO DE CONCRETO LANZADO	90
FIGURA 30. DRENAJES EN MUROS ANCLADOS	96
FIGURA 31. TIRAS DE DRENAJE BAJO EL CONCRETO LANZADO TEMPORAL.....	98
FIGURA 32. DETALLES DE UN GEOCOMPUESTO.....	98

FIGURA 33. DETALLES DE UN DRENAJE TÍPICO.....	99
FIGURA 34. CONCEPTO DEL ANCLAJE TIPO PUNTAL.....	101
FIGURA 35. PATRÓN DE UBICACIÓN DE LOS ANCLAJES.....	106
FIGURA 36. VARIACIÓN DE LA UBICACIÓN DE LOS ANCLAJES.....	109
FIGURA 37. EFECTOS DE LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES DE LAS LONGITUDES DE LOS ANCLAJES.....	110
FIGURA 38. PARA $A = 0^\circ$ Y $B = 0^\circ$	115
FIGURA 39. PARA $A = 0^\circ$ Y $B = 10^\circ$	116
FIGURA 40. PARA $A = 10^\circ$ Y $B = 0^\circ$	117
FIGURA 41. PARA $A = 10^\circ$ Y $B = 10^\circ$	118
FIGURA 42. PARA $A = 0$ Y $B = 30^\circ$	119
FIGURA 43. PARA $A = 10^\circ$ Y $B = 30^\circ$	120
FIGURA 44. FACTORES DE CORRECCIÓN.....	122
FIGURA 45. ESTABILIDAD PARA FUERZAS SÍSMICAS.....	132
FIGURA 46. PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y SECCIÓN DE DISEÑO.....	147
FIGURA 47. LONGITUD UNIFORME DE ANCLAJES.....	149
FIGURA 48. LONGITUD NO UNIFORME DE ANCLAJES.....	149
FIGURA 49. CASO 1.....	162
FIGURA 50. CASO 2.....	162
FIGURA 51. CASO 3.....	163
FIGURA 52. CASO 4.....	163
FIGURA 53. CASO 5.....	164
FIGURA 54. CASO 6.....	164
FIGURA 55. FASES DE CONSTRUCCIÓN.....	185
FIGURA 56. EXCAVACIÓN INICIAL E INSTALACIÓN DEL ANCLAJE.....	187
FIGURA 57. EJEMPLO DE EXCAVACIÓN ALTERNATIVA, ESTABILIZACIÓN CON BERMA.....	189
FIGURA 58. EJEMPLO DE EXCAVACIÓN ALTERNATIVA, ESTABILIZACIÓN DE RANURA SEGMENTADA.....	190
FIGURA 59. MÉTODO DE PERFORACIÓN A ROTACIÓN.....	194
FIGURA 60. INYECCIÓN DE LECHADA A TRAVÉS DE UN TUBO.....	201
FIGURA 61. SUJETADOR DE LA MALLA ELECTROSOLDADA AL TALUD.....	205
FIGURA 62. REVESTIMIENTO DE MUROS ANCLADOS.....	207
FIGURA 62. POSICIONES CORRECTAS PARA LA APLICACIÓN DEL CONCRETO LANZADO.....	209
FIGURA 63. OPERACIONES DE LAS PRUEBAS DE CARGA.....	216
FIGURA 64. GATO HIDRÁULICO USADO PARA PRUEBAS DE CARGA EN LOS ANCLAJES.....	218

RESUMEN

El propósito de este trabajo es dar a conocer la descripción básica, el método de diseño y las recomendaciones para la construcción de muros anclados de concreto lanzado usados en aplicaciones de ingeniería que se han presentado en las publicaciones presentadas por el “Department of Transportation Federal Highway Administration (FHWA)” de los Estados Unidos y otras investigaciones a nivel mundial.

Inicialmente se presentan los sistemas de anclajes, sus componentes y materiales constituyentes y los tipos de anclajes existentes.

Posteriormente se resumen los estudios in situ y los ensayos de laboratorio necesarios para el desarrollo de muros anclados de concreto lanzado.

A continuación se presenta una descripción paso a paso para el diseño de muros anclados de concreto lanzado, descritos en la publicación FHWA0-IF-03-017, por el “Department of Transportation Federal Highway Administration (FHWA)”.

Finalmente se plantea los procesos y recomendaciones necesarias para la inspección y construcción de muros anclados de concreto lanzado.

PRESENTACIÓN

El propósito de este manual es facilitar el diseño, construcción e inspección de los muros anclajes de concreto lanzado, que en inglés se los denomina “Soil Nail Walls” y son la aplicación de anclajes pasivos, como una técnica relativamente nueva de reforzamiento in-situ de suelos para la estabilización de taludes y excavaciones. El método de diseño presentado en este documento es basado en el Allowable Stress Design (ASD) y que han sido mantenidos en su totalidad en este manual.

La técnica de los muros anclados de concreto lanzado, se ha ido incrementando en los últimos años, ya que ofrece al contratista ventajas técnicas y económicas en comparación con otros sistemas de reforzamiento tradicionales.

CAPITULO 1. ANCLAJES Y SISTEMAS DE ANCLAJES

1.1 ASPECTOS GENERALES

Este manual se basa en la terminología normalizada y definiciones dadas para los elementos y sistemas de anclajes descritos en las referencias AASHTO Task Force 27 (1990) y PTI (1996); las cuales se ha adoptado y usado para la realización de este documento.

En general, dentro de las técnicas de reforzamiento in-situ se puede mencionar tres categorías principales usados en la estabilización de taludes y soportes de excavaciones, estas son: anclajes pretensados o activos, micro-pilotes, anclajes pasivos; el presente estudio está dirigido enteramente a los sistemas de anclajes pasivos o en un término muy conocido "soil nail".

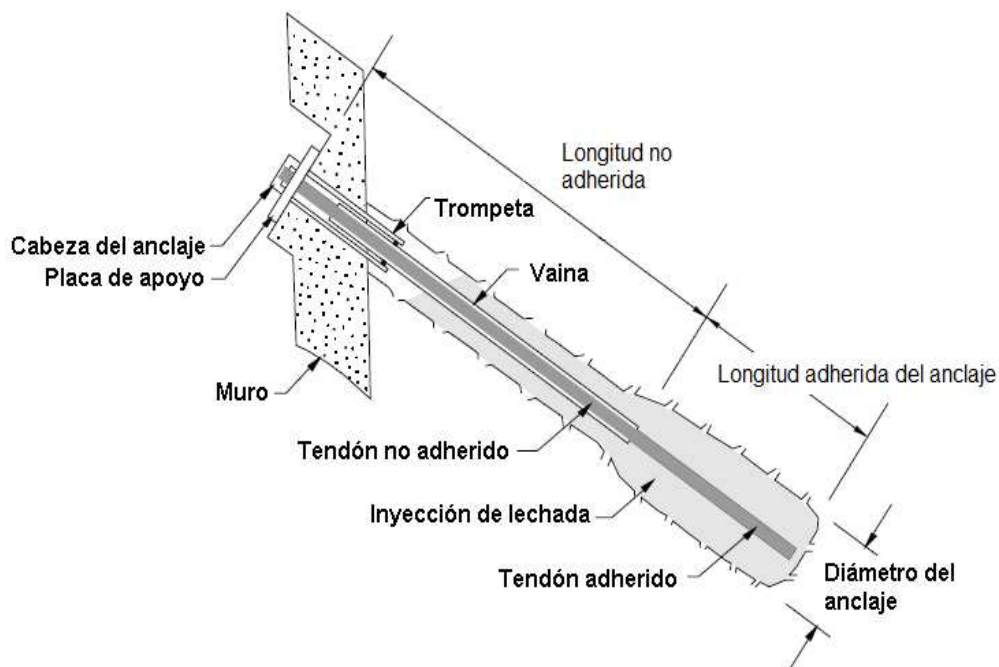
1.2 DEFINICIONES

Los anclajes son elementos estructurales instalados en el suelo o roca, que permiten transmitir esfuerzos de tracción desde la superficie del terreno hasta la zona interior del mismo.

El sistema de anclaje puede consistir simplemente de un tendón de barra ó un tendón de cordones de acero, que comúnmente son encapsulados en vainas y reforzados con un cuerpo de lechada de cemento protegiéndolos del medio que los rodea.

De manera general, los sistemas de anclaje constan de las siguientes partes: zona de anclaje, la longitud no adherida y la longitud adherida del anclaje que es conocida como la raíz del anclaje, ver Figura 1.

Figura 1. Partes características de los sistemas de anclajes



Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems.

1.3 TIPOS DE ANCLAJES

1.3.1 CLASIFICACIÓN GENERAL

Los tipos de anclajes más comunes se los puede clasificar de la siguiente manera:

1.3.1.1 Anclajes mecánicos o de fricción

Estos son muy comunes al ser usados dentro de las obras civiles y también en obras de minería. Constan de un sistema de casquillo expansor, que dentro del mercado hay una gran variedad pero no es necesario numéralos en este manual.

Son muy eficaces y su instalación es rápida y recomendable para usarlos en roca dura, pero en el caso de lodolitas, lutitas o areniscas poco cementadas y de baja resistencia no es aconsejable el uso de estos.

1.3.1.2 Anclajes de lechada o mortero de cemento

Son los más económicos, pero menos adecuadas que los anclajes mecánicos o de resinas, ya que la colocación de la lechada o mortero de cemento es el problema más difícil de resolver, a pesar de que en la actualidad se cuenta con varios métodos de inyección de la lechada han demostrado ser una solución exitosa, pero no al 100%; de los cuales se puede mencionar la manguera corta de "Perfobolt" en la cual se usa un mortero espeso, otro sistema que vale la pena mencionar es el desarrollado por US Bureau of Mines (Oficina Norteamericana de Minas) la cuál desarrolló un cartucho de cemento-agua para el anclaje y la cementación de los anclajes. El cartucho es una mezcla de polvo de cemento seco y gotas de agua del tamaño de un alfiler encerradas en glóbulos de cera.

1.3.1.3 Anclajes con el uso de resinas sintéticas

Utiliza cartuchos de resina estos anclajes se utiliza cuando se necesita una alta resistencia y una instalación rápida, su costo es muy elevado pero se justifica fácilmente con la rapidez por el avance de la colocación de los anclajes.

El sistema consiste en introducir cartuchos de caucho de 25 mm de diámetro y 200 mm de longitud, que en su interior contiene resina líquida y un catalizador que solidifica la mezcla cuando entra en contacto. En donde los tiempos de curado son cortos y van desde 1 – 90 minutos.

La desventaja de este sistema es la capacidad máxima de tracción (400 KN). Además, la resina no es tan efectiva como la lechada de cemento en la protección del acero contra la corrosión.

1.3.2 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A SUS PROPOSITOS INICIALES Y FINALES

1.3.2.1 SEGÚN SU VIDA DE SERVICIO PROYECTADA

- **Anclaje permanente:** Es usado como aplicación permanente teniendo una vida de servicio de 75 a 100 años. En este tipo de anclajes, es muy importante la aplicación de sistemas de protección contra la corrosión en todas las partes constituyentes del anclaje.
- **Anclaje temporal:** Es de uso temporal, teniendo una vida de servicio que puede ser de 18 a 36 meses, pero este periodo puede ser menor o mayor según las condiciones del proyecto. En este tipo de anclajes no son muy importantes los sistemas de protección contra la corrosión, comúnmente es de utilización provisional para una fase constructiva de muros de sótanos.

1.3.2.2 SEGÚN SU NIVEL DE CARGA INICIAL DE TRACCIÓN

- **Anclaje activo:** Es el anclaje que se somete a una carga de tensado a través de cilindros hidráulicos después de su ejecución. Las cargas de tensión están entre el 90 al 100 % de la resistencia característica del anclaje prevista para el proyecto, de esta manera comprime el terreno evitando desplazamientos, por lo tanto es recomendado para la fijación de estructuras y para la contención en excavaciones profundas.
- **Anclaje pasivo:** Conocido también como anclaje de fricción y difiere del activo, en que las cargas de tensión son bajas y no inferiores al 10% de la resistencia característica del anclaje prevista para el proyecto, ya que entran en tracción cuando se presentan deslizamientos del terreno contrarrestando ese desplazamiento, adecuadas para el uso en donde se proyecta pequeños desplazamientos.

- **Anclaje mixto:** Es el anclaje que se somete a una carga de tensado a través de cilindros hidráulicos después de su ejecución. Las cargas de tensión están entre el 50 al 60% de la resistencia característica del anclaje prevista para el proyecto, dándoles la capacidad de contrarrestar posibles desplazamientos del terreno.

1.3.2.3 SEGÚN SU CAPACIDAD DE VARIAR LA CARGA DE TENSIÓN DENTRO DE SU VIDA DE ÚTIL

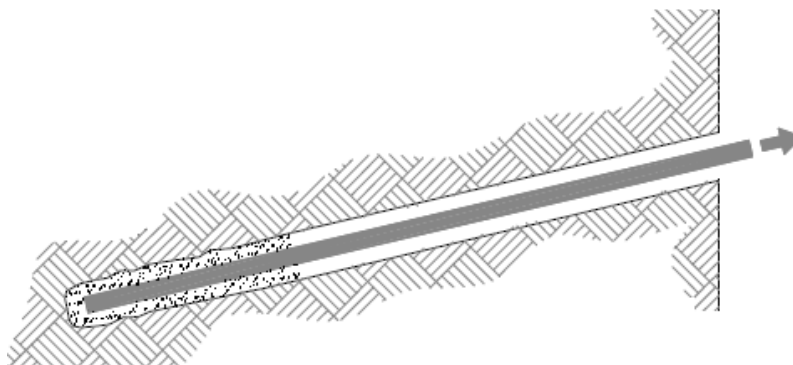
- **Anclaje retensable:** Permite incrementos de tensión durante su vida útil, pero no admite reducciones de tensión.
- **Anclaje retensable – destensable:** Permite incrementos o reducciones de tensión durante su vida útil.
- **Anclaje no retensable – no destensable:** No permite incrementos o reducciones de tensión durante su vida útil.

1.3.3 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO AL MÉTODO DE INYECCIÓN

1.3.3.1 ANCLAJES INYECTADOS A GRAVEDAD

Para estos anclajes se realiza una perforación que luego se llena con mortero de cemento inyectado a gravedad sin expandir el diámetro inicial de la perforación, ver Figura 2. Este proceso es usado por lo general en roca y estratos de suelo de compacidad alta o suelos altamente cohesivos, usando equipos de perforación a rotación.

Figura 2. Anclaje inyectado a gravedad



Fuente: Anclajes y sistemas de anclaje.

1.3.3.2 ANCLAJES INYECTADOS A PRESIÓN

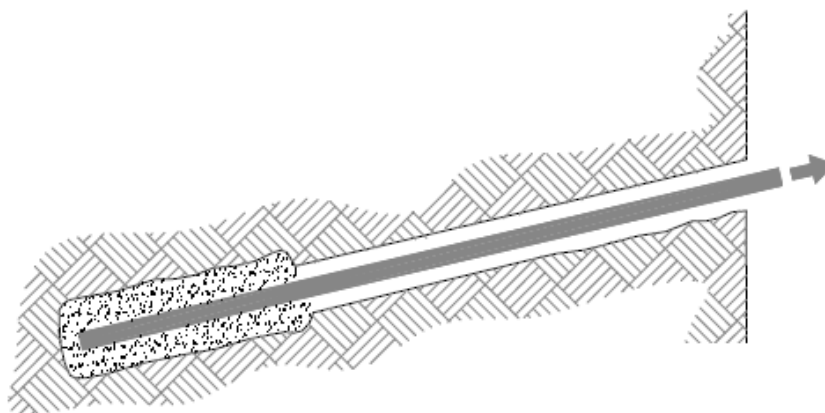
Para estos anclajes se realiza una perforación que luego se llena con mortero de cemento inyectado a presión, provocando que el diámetro en la raíz aumente con respecto al diámetro de la perforación, ver Figura 3.

Este proceso generalmente es utilizado para suelos granulares gruesos y finos sin cohesión y estratos de roca fisurada. La presión de inyección para el mortero de cemento es mayor a $3,5 \text{ kg/cm}^2$, en la zona adherida del anclaje.

La perforación, habitualmente se ejecuta usando técnicas de barrenador de vástago o técnicas rotatorias con cañerías de encamisado. Cuando el barrenador o la camisa se retiran, la lechada se inyecta bajo presión dentro del agujero. Este procedimiento de inyección incrementa la resistencia al arrancamiento debido a que:

- Aumenta la tensión normal (es decir, la presión de confinamiento) en la raíz, como resultado de la compactación del material que lo rodea.
- Incrementa el diámetro efectivo de la inyección de mortero en la zona de la raíz.

Figura 3. Anclaje inyectado a presión



Fuente: Anclajes y sistemas de anclaje.

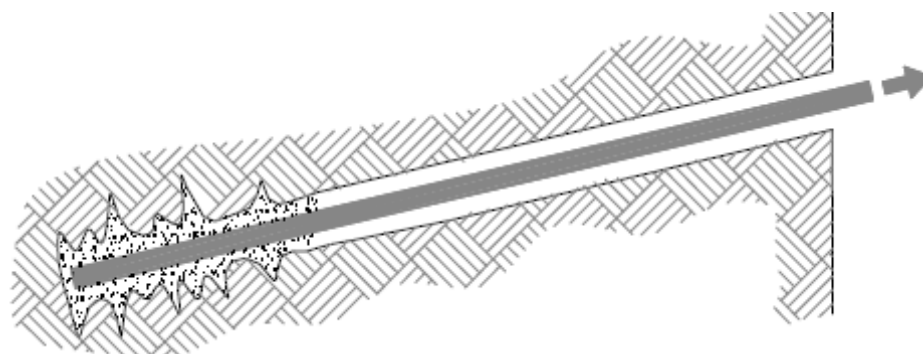
1.3.3.3 ANCLAJES POST-INYECTADOS

Los anclajes post-inyectados usan inyecciones múltiples retardadas para agrandar el cuerpo de la raíz del tipo de anclajes inyectados a gravedad. Éstas se realizan con intervalos de 1 o 2 días y se ejecuta a través de un tubo de inyección sellado instalado con el tendón, ver Figura 4.

El tubo está equipado con válvulas de control en la zona de adherencia, que permite una inyección adicional bajo gran presión dentro de la lechada inicial que ya ha sido realizada. Esta lechada adicional fractura la inyección inicial y la encastra más afuera, dentro del suelo, agrandando el cuerpo de la inyección.

De esta manera el bulbo tiene la forma de un cilindro con fracturas, cuyo diámetro es por lo menos dos veces el de la perforación. Además, las altas presiones de inyección, aseguran una buena adherencia entre el bulbo y el suelo circundante.

Figura 4. Anclaje post-inyectado



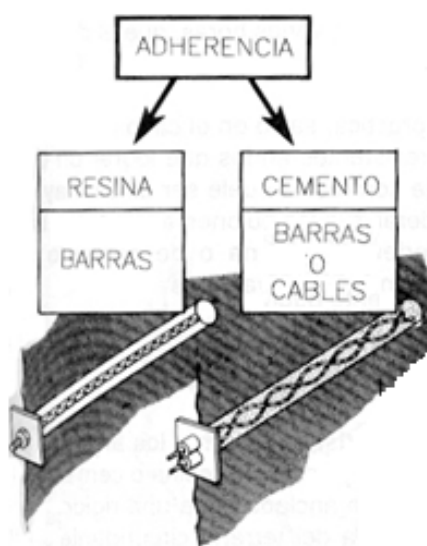
Fuente: Anclajes y sistemas de anclaje.

1.3.4 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO AL SISTEMA DE TRABAJO

1.3.4.1 SEGÚN SU MECANISMO DE FIJACIÓN

- **Anclaje por adherencia:** La adherencia del anclaje se consigue utilizando lechada o mortero de cemento o con el uso de resinas sintéticas. Figura 5.

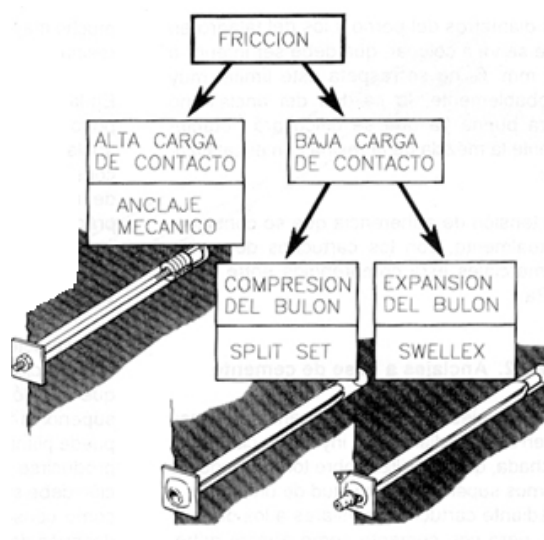
Figura 5. Anclaje por adherencia



Fuente: Anclajes y sistemas de anclaje

- **Anclaje por fricción:** Son anclajes mecánicos que se fijan al macizo rocoso de mejor manera que los adherido, ver la Figura 6.

Figura 6. Anclaje por fricción



Fuente: Esquema de clasificación de los bulones (M.A. Martínez, 2005)

1.3.4.2 SEGÚN EL TIPO DE TENDÓN

- Anclaje de barra de acero.
- Anclaje de cordones de acero.

1.3.4.3 SEGÚN SU INCLINACIÓN

Dependiendo de la inclinación con respecto a la horizontal son:

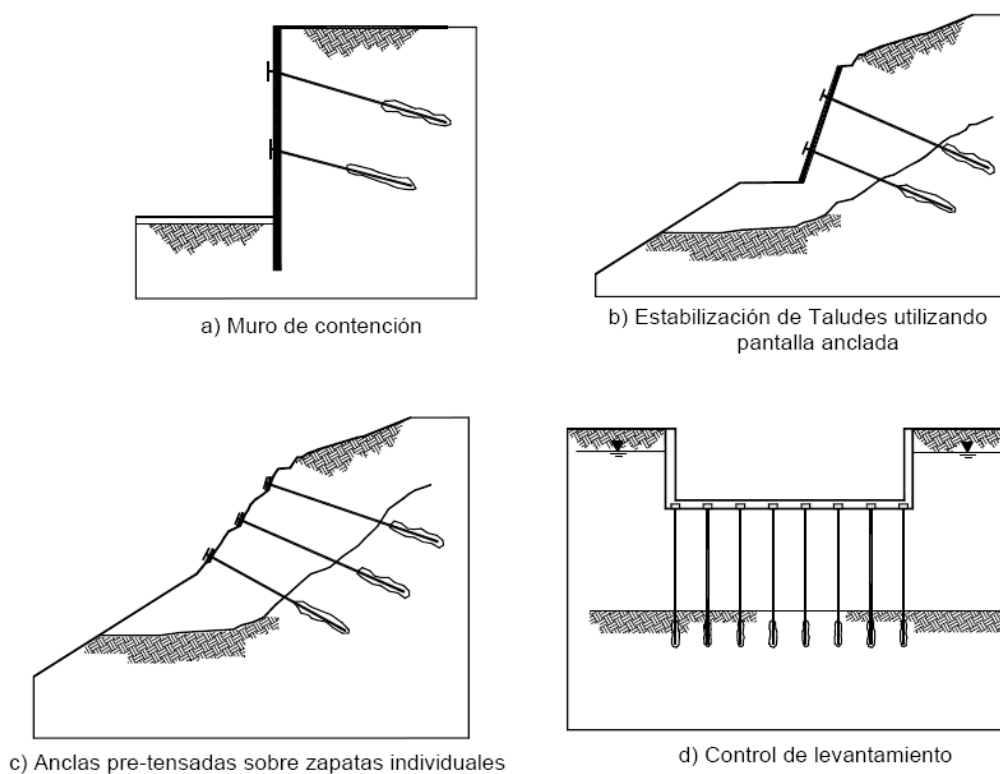
- **Anclaje descendente:** Se da cuando la longitud adherida del anclaje está por debajo de la zona de anclaje.
- **Anclaje ascendente:** Ocurre cuando la longitud adherida del anclaje está por encima de la zona de anclaje.

1.4 UTILIZACIÓN PRINCIPAL DE LOS ANCLAJES

Los anclajes tienen una gran variedad de aplicación en la estabilización de estructuras en diferentes obras civiles, Figura 7, ya sea en:

- Sistemas de contención de tierras (taludes).
- Dentro de las aplicaciones subterráneas se incluye la estabilización de la circunferencia de muchos túneles durante los procesos de excavación al estilo NATM (New Austrian Tunneling Method).
- Aseguramiento de zanjas de obras
- Otros, Figura 7.

Figura 7. Tipos de estructura anclada (Sabatini y otros, 1999)



Fuente: Deslizamientos - Técnicas De Remediación

CAPITULO 2. MUROS ANCLADOS DE CONCRETO LANZADO

2.1 DESCRIPCIÓN

Este sistema de reforzamiento ha sido usado durante las dos últimas décadas dentro de muchos proyectos de ingeniería, la técnica original fue desarrollada en Europa, siendo una modificación de los muros anclados pretensados. En diferentes publicaciones a nivel mundial se los describe como “muros claveteados”, “pantallas delgada de concreto lanzado” y su denominación en ingles de “soil nail wall”, en este presente trabajo se los denominó como Muros Anclados de Concreto Lanzado.

2.2 CONCEPTO

El concepto básico de los muros anclados de concreto lanzado es un reforzamiento al terreno con la inclusión de barras corrugadas de acero con un recubrimiento de lechada de cemento y espaciadas de manera simétrica en el talud o excavación y colocadas de arriba hacia abajo, superficialmente se realiza una reforzamiento de concreto lanzado generando continuidad superficial y apoyo a los refuerzos.

Los muros anclados de concreto lanzado se diseñan con anclajes pasivos con la capacidad de resistir la fuerza de presión creada por el suelo, el reforzamiento actúa a través de la interacción anclaje-lechada generando una resistencia a tensión cuando se producen desplazamientos, incrementando la estabilidad al deslizamiento.

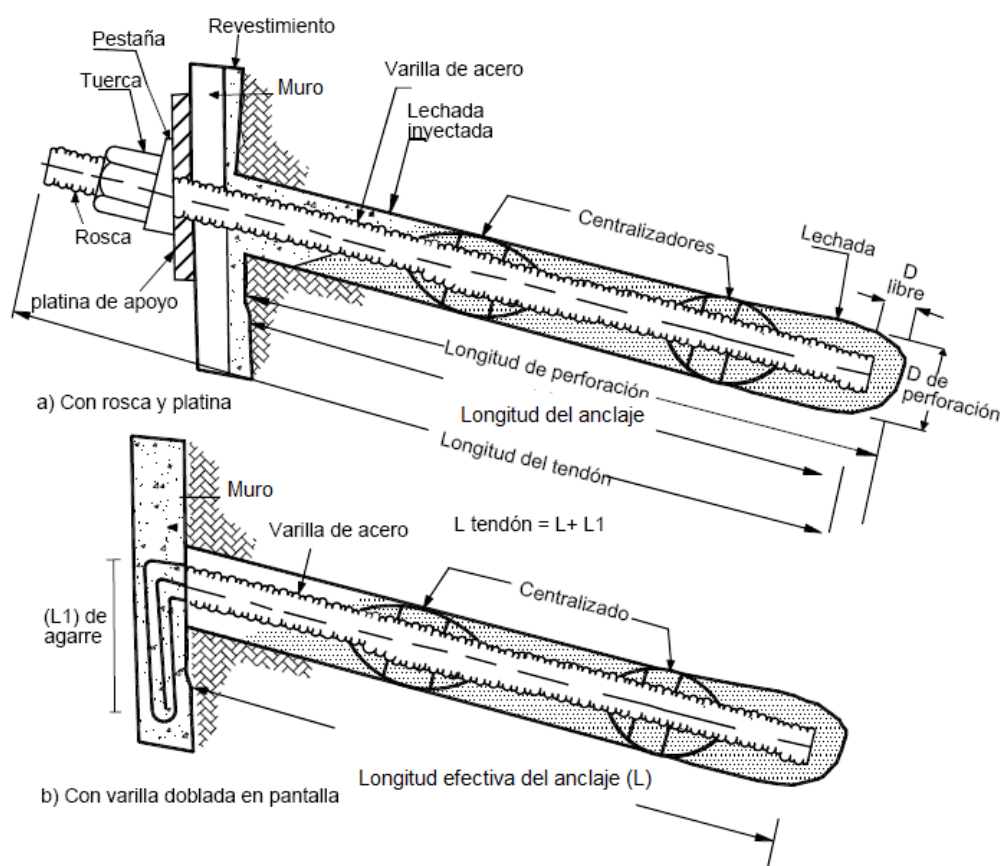
Este sistema de reforzamiento es flexible y por lo tanto muy resistente a fuerzas sísmicas, pero su comportamiento bajo cargas dinámicas todavía no se encuentra evaluado.

2.3 TIPOS DE MUROS ANCLADOS DE CONCRETO LANZADO

En la práctica general la cabeza del anclaje se puede colocar de dos formas.

- En rosca y placa de apoyo
- Se puede doblar la barra de acero

Figura 8. Tipos de Anclajes



Fuente: Deslizamientos - Técnicas De Remediación

2.4 VENTAJAS

Los muros anclados de concreto lanzado en comparación con otros sistemas de reforzamiento de suelo y alternativas en construcción de muros presentan algunas ventajas.

2.4.1 CONSTRUCCIÓN

- Produce un bajo impacto ambiental en comparación con otras técnicas.
- El tiempo de instalación de los anclajes es mucho menor que los muros anclados pretensionados.
- Se reduce el volumen de materiales de construcción.
- Requiere longitudes menores de refuerzo que los muros anclados pretensionados,
- Es fácil ajustar las inclinaciones y ubicaciones de los anclajes, en comparación a los muros anclados pretensionados,
- Se adapta muy fácil a las características del perfil del terreno.
- Utilizan equipos de construcción livianos.

2.4.2 DESEMPEÑO

- Los muros anclados de concreto lanzado son más flexibles que las estructuras de concreto armado.
- La medición total de las deflexiones del muro anclado de concreto lanzado se encuentra en los límites tolerables.
- Los muros anclados de concreto lanzado tiene un buen comportamiento en eventos sísmicos.

2.4.3 COSTOS

- Son más económicos que los muros de concreto convencional siempre y cuando se utilizan procedimientos de construcción convencionales.

- El revestimiento de concreto lanzado tiene un menor costo que sistemas de concreto reforzado.

2.5 DESVENTAJAS

- La utilización de los muros anclados de concreto lanzado se limita cuando se necesita un control estricto sobre las deformaciones del muro para proteger estructuras detrás del muro.
- Se requiere que los contratistas tengan experiencia y personal calificado.
- Se debe controlar el aforo del agua freática para poder aplicar el concreto lanzado.
- La instalación de los anclajes puede cruzarse con redes de servicios públicos.

CAPITULO 3. COMPONENTES Y MATERIALES CONSTITUYENTES DE LOS MUROS ANCLADOS DE CONCRETO LANZADO

3.1 GENERALIDADES

Todos los materiales componentes de los muros anclados de concreto lanzado deben ser compatibles entre sí y su elección debe estar hecha de tal manera que el medio físico - químico que rodea a los anclajes, no los deteriore a corto o a largo plazo dentro de la vida proyectada de servicio.

3.2 CABEZA DEL ANCLAJE

El material utilizado es generalmente el acero y deberá cumplir con la normativa concerniente al acero, a demás para procesos de control se deberá especificar el tipo de acero a ser utilizado en cada proyecto.

El tapón de protección exterior, si se lo utiliza, no deberá tener un espesor mínimo de 5 mm si es de material plástico y un espesor mínimo de 3 mm si es de acero.

3.3 BARRAS DE ACERO

Las barras de acero que son utilizados como anclajes deben cumplir con las especificaciones técnicas que se encuentran en la American Society for Testing and Materials (ASTM), específicamente en la norma ASTM A722 / A722M - 07 Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bars for Prestressing Concrete y ASTM A416 / A416M - 06 Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete, respectivamente. El diámetro de los cables de acero se encuentra especificado en la norma ASTM A886M - 05 Standard Specification for Steel Strand, Indented, Seven-Wire Stress-Relieved for Prestressed Concrete.

3.4 MATERIALES PLÁSTICOS

Los materiales plásticos son utilizados para:

- La tubería de inyección o purga.
- Los centradores de la barra de acero, estos son colocados entre el terreno.

Por lo general, la base del material plástico es polipropileno o polietileno de alta densidad y alta resistencia. Si se desea utilizar tubos de PVC (poli-cloruro de vinilo), se deben realizar pruebas que certifiquen que son de alta resistencia al envejecimiento y que no liberen cloruros.

3.5 LECHADA DE CEMENTO

La lechada de cemento que es empleada en los sistemas de anclajes de suelo y roca debe ser pura, es decir, que la lechada no contenga agregados (arena o grava). Pero cuándo se perforan pozos de gran diámetro, es posible utilizar una lechada de cemento-arena.

Para obtener una mezcla uniforme entre el cemento y el agua se debe utilizar una mezcladora de lechada de alta velocidad.

3.5.1 CEMENTO

La Norma ASTM C150 / C150M - 09 Standard Specification for Portland Cement, especifica las características del cemento a ser usado, una relación de agua / cemento (a/c) en un intervalo de 0,40 a 0,5 en peso y el cemento Tipo I que normalmente proporcionan una resistencia a la compresión mínima de 21 MPa (210 Kg/cm²).

3.5.2 ADITIVOS

Para algunos proyectos, los aditivos especiales pueden ser necesarios para mejorar las características de flujo de líquido de la lechada. Los aditivos no suelen ser necesarios para la mayoría de las aplicaciones, pero los plastificantes pueden ser beneficiosos para las aplicaciones en alta temperatura y para pastas inyectados en largas distancias de bombeo.

3.5.3 AGUA

El agua que se utilice para la realización de la lechada no debe contener cantidades grandes de sustancias que afecten a las propiedades de la lechada o para los componentes metálicos del sistema de anclaje. En la Tabla 1, se detalla una serie de ensayos para el control del agua a ser usado en la realización de la lechada.

Tabla 1. Ensayos de control de agua

ENSAYO	NORMA DE ENSAYO	VALORES ADMISIBLES
Carácter de la solución pH	UNE 7234;71	≥ 5
Sustancias disueltas	UNE 7130;58	≤ 15 g/l (15000 ppm)
Sulfatos expresados en SO ₄ ²⁻	UNE 7131;58	≤ 1 g/l (1000 ppm)
Ión Cloruro, Cl	UNE 7178;60	≤ 1 g/l (1000 ppm)
Hidratos de carbono	UNE 7132;58	0
Sustancias orgánicas solubles en éter	UNE 7235;71	≤ 15 g/l (15000 ppm)

Fuente: Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno.

3.6 OTROS MATERIALES

Es muy común la utilización de Grasas en:

- Sistemas de autoprotección de los tendones de barras y cordones de acero.
- La zona de empalme de barras para asegurar la movilidad, por ejemplo, en la trompeta.
- Sistemas de protección de corrosión en la zona de anclaje.

Si el constructor utiliza varios tipos de grasas, debe garantizar que no reaccionan entre sí alterando sus características y con esto afectando a algún componente del sistema de anclaje. Las grasas utilizadas para la protección de los elementos de acero y como sistema de engrasado deberían cumplir con las características que se muestran en la siguiente Tabla 2:

Tabla 2. Características de las grasas utilizadas en sistemas de protección permanentes

GRASAS DE AUTOPROTECCIÓN DE BARRAS Y CABLES DE ACERO			
PROPIEDAD	UNIDAD	MÉTODO DE ENSAYO	VALORES DE ACEPTACIÓN
Contenido en cloruros	ppm	ASTM D-512	≤ 5
Contenido en nitratos	ppm	ASTM D-922	≤ 5
Contenido en sulfatos	ppm	DIM 51759	≤ 5
Estabilidad a la oxidación 100 h 400 h	KPa	ASTM D-942	≤ 35 ≤ 210
Resistencia a la corrosión 168 horas a 35% HR		ASTM B-117	Sin corrosión
Punto de reblandecimiento a goteo	°C	ASTM D-566	≥150
Penetración cono a 25 °C	mm	ASTM D-217	300 / 330
Punto de inflamación aceite base	°C	ASTM D-93	≥ 180
Separación de aceites 72 horas a 40 °C	% en peso	IP 121 / 57	≤ 2.5

Separación de aceites 7 días	% en peso	IP 121 / 57	≤ 4.5
Pérdida por evaporación 22 horas a 90 °C	% en peso	ASTM D-972	≤ 0.5

Fuente: Recomendaciones para el Proyecto, Construcción y Control de Anclajes al Terreno.

Las grasas que se utilicen como sistema anticorrosivo en la zona de anclaje y que pueden ser reemplazadas periódicamente, deben tener las características anteriores pero menos exigentes. Se pueden asumir estas recomendaciones para sistemas de protección reemplazables, dadas en la Tabla 3.

Tabla 3. Características de las grasas utilizadas en sistemas de protección no permanentes

GRASAS DE AUTOPROTECCIÓN DE BARRAS Y CABLES DE ACERO			
PROPIEDAD	UNID.	MÉTODO DE ENSAYO	VALORES DE ACEPTACIÓN
Contenido en cloruros	ppm	ASTM D-512	≤ 5
Contenido en nitratos	ppm	ASTM D-922	≤ 5
Contenido en sulfatos	ppm	DIM 51759	≤ 5
Estabilidad a la oxidación 100 h	KPa	ASTM D-942	≤ 35
Resistencia a la corrosión 168 horas a 35% HR	_____	ASTM B-117	Sin corrosión
Punto de reblandecimiento a goteo	°C	ASTM D-566	≥ 150
Penetración cono a 25 °C	mm	ASTM D-217	300 / 330
Punto de inflamación aceite base	°C	ASTM D-93	≥ 180
Separación de aceites 72 horas a 40 °C	% en peso	IP 121 / 57	≤ 3.0
Pérdida por evaporación 22 horas a 90 °C	% en peso	DIM 53482	≥ 10

Fuente: Recomendaciones para el Proyecto, Construcción y Control de Anclajes al Terreno.

3.7 SISTEMAS Y MATERIALES DE PROTECCIÓN PARA LOS ANCLAJES

La vida útil de un anclaje está condicionada a los efectos de la corrosión. Un anclaje carente de protección contra este efecto, puede tener una duración de pocos meses.

Los principales factores que ayudan a contribuir con el proceso de corrosión, son los siguientes:

- Resistividad del suelo, la cual decrece a medida que la porosidad aumenta.
- Factores microbiológicos.
- Contenido de humedad (w): un incremento en ésta genera un ambiente propicio para la corrosión bacterial.
- Contenido de sales en el suelo.
- Valor del PH: $PH < 4$, corresponde a suelos altamente ácidos, generando picaduras en el metal.
- Contenido orgánico y transferencia de oxígeno: suelos orgánicos producen ácidos orgánicos los cuales atacan a metales enterrados, el flujo de aire o de oxígeno a través del suelo, retrasa la corrosión microbiológica, pero aumenta la corrosión electroquímica.

Cabe destacar que un anclaje sometido a esfuerzos relativamente altos, puede originarse la denominada corrosión bajo tensión, que aparece incluso si el anclaje se encuentra en un ambiente neutro. El problema se evidencia por la formación de zonas frágiles en el anclaje a lo que sigue una rotura repentina.

3.7.1 SISTEMAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

En general, como previamente se ha mencionado, es necesario emplear estos sistemas de protección, pero los mismos no deben ser un obstáculo para el

correcto funcionamiento de los anclajes dentro de su vida útil. Además estos sistemas no deben reducir la resistencia de los anclajes, deben ser lo suficientemente resistentes y flexibles para absorber todas las deformaciones, adicionalmente deben ser durables, resistiendo el manipuleo en todas las etapas, sin dañarse durante la fabricación, transporte, almacenado e instalación.

3.7.2 NIVELES DE PROTECCIÓN PARA LA CORROSIÓN

En la Tabla 4 se presentan los niveles de protección comúnmente usado en los muros anclados de concreto lanzado.

Tabla 4. Requerimientos de protección contra la corrosión

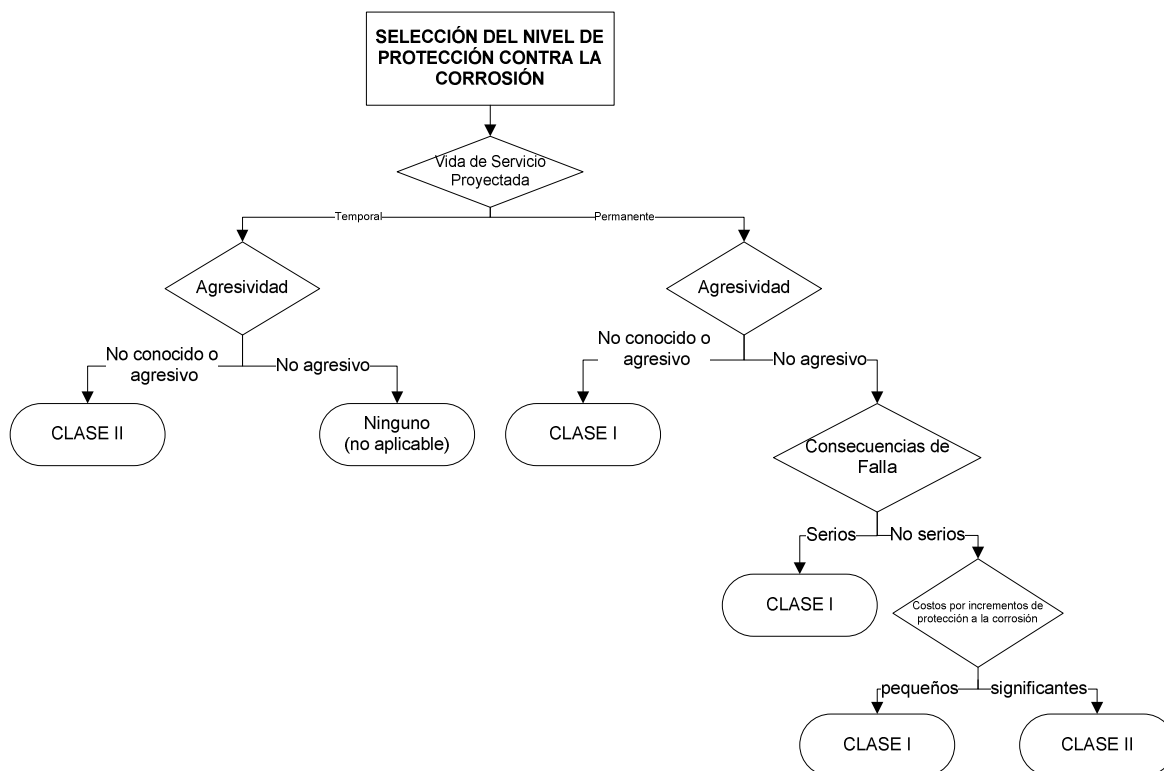
CLASE DE PROTECCIÓN	NIVEL DE PROTECCIÓN	ELEMENTOS DE PROTECCIÓN	VIDA E SERVICIO PROYECTADA
I	Máxima (2 mecanismos de protección)	Lechada y recubrimiento de epoxy en la barra de acero ó Lechada y encapsulación de vaina corrugada de PVC.	<ul style="list-style-type: none"> • Permanente
II	Intermedia (1 mecanismo de protección)	Lechada y barra de acero	<ul style="list-style-type: none"> • Temporal • Permanente <ul style="list-style-type: none"> ○ Suelos no agresivos ○ Con altos costos por incremento del nivel de protección

Fuente: Soil Nail Wall

3.7.3 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL NIVEL DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

La Figura 9 muestra un camino para la selección del nivel de protección contra la corrosión tomando las características principales del proyecto a construirse como son la vida de servicio proyectada, corrosión potencial del terreno, consecuencias de falla, altos costos en los niveles de protección.

Figura 9. Criterios para la selección del nivel de protección



Fuente: Soil Nail Wall

3.8 MATERIALES DE PROTECCIÓN

Revestimiento de la cabeza: La cobertura protege la cabeza del anclaje y el acero pretensado expuesto de la corrosión y del daño físico. Se fabrican en acero o plástico.

Inyección: La inyección protege el acero pretensado en las longitudes con y sin adherencia y puede estar basada en cemento o resina poliéster.

Vainas: Las vainas son tubos de plástico que pueden ser lisos o corrugados, usadas para proteger el acero..

Centralizadores: Usualmente están hechos de acero o plástico y se utilizan para soportar el tendón en el barreno o dentro de una encapsulación para que el tendón se cubra con una mínima capa de lechada.

CAPITULO 4. INVESTIGACIONES IN-SITU, ENSAYOS DE LABORATORIO Y RECOMENDACIONES

4.1 ESTUDIO GEOTÉCNICO

El Estudio Geotécnico es un conjunto de actividades que permiten definir las características geotécnicas del terreno y determinar los parámetros y propiedades que ayuden a comprender y definir su comportamiento. Las actividades se las puede dividir de la siguiente manera:

- a. **Reconocimiento del lugar:** Inspección del terreno realizada por varios expertos, por ejemplo: geólogo, ingeniero de mecánica de suelos, hidrólogo, topógrafo, etc., para poder determinar las condiciones geológicas del terreno, reuniendo información como la topografía, el tipo y características de los materiales geológicos, detalles de los accesos, desniveles, distancias, características de los macizos rocosos, la zona, el clima, etc.
- b. **Exploración detallada del sitio, ensayos in-situ y muestreo:** Estudio de las características del terreno usando calicatas, sondeos mecánicos, ensayos de penetración, métodos geofísicos, estudio de las condiciones de agua subterránea, localización de estructuras adyacentes al proyecto, ensayos de veleta, ensayo de carga con placa, etc.
- c. **Ensayos en laboratorio:** Pruebas realizadas a las muestras alteradas o inalteradas obtenidas en los sondeos.
- d. **Informe técnico:** Resumen detallado del estudio geotécnico, definiendo el alcance y el enfoque, incluyendo la topografía, estratigrafía del terreno en los diferentes sondeos, interpretaciones, comentarios, recomendaciones relacionados con el diseño y construcción de la obra a ejecutarse.

Todas estas fases se desarrollan cronológicamente, con una planificación necesaria a la investigación in-situ y se resumen en los siguientes objetivos mostrados en la Tabla 5:

Tabla 5. Objetivos de los estudios geológico-geotécnicos en función de las fases de un proyecto.

FASES DEL PROYECTO	OBJETIVOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS
<i>Estudios previos y de viabilidad</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Viabilidad geológica. - Identificación de riesgos geológicos. - Condiciones geológico-geotécnicas generales.
<i>Anteproyecto</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Selección de emplazamientos y trazados. - Clasificación geotécnica de materiales. - Soluciones geotécnicas aproximadas.
<i>Proyecto</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Caracterización geotécnica detallada. - Parámetros geotécnicos para el diseño de estructuras, excavaciones, cimentaciones, etc.
<i>Construcción</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Control geotécnico e instrumentación. - Verificación y adaptación del proyecto.
<i>Explotación</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Control de la respuesta terreno-estructura. - Auscultación.

Fuente: Ingeniería Geológica – Luis González de Vallejo

4.1.1 INVESTIGACIONES IN SITU

Es una parte esencial de los estudios geotécnicos necesarios para el diseño y construcción de un proyecto, dentro de las obras de ingeniería civil. Inicia con una etapa de prospección y reconocimiento del terreno, tomando muestras a diferentes profundidades para su ensayo en laboratorio que permitan definir las características mecánicas y geotécnicas del terreno. Este estudio deberá ser realizado por un laboratorio calificado o una empresa certificada.

4.1.2 ENSAYOS EN CAMPO Y MUESTREO

4.1.2.1 Perforaciones

Son perforaciones de diámetro pequeño que permiten definir la estratigrafía del terreno. Las perforaciones pueden realizarse de la siguiente manera:

- A presión, realizada a suelos blandos.
- A percusión, realizada a gravas y materiales cementados.
- A rotación, realizada en roca o suelos duros.

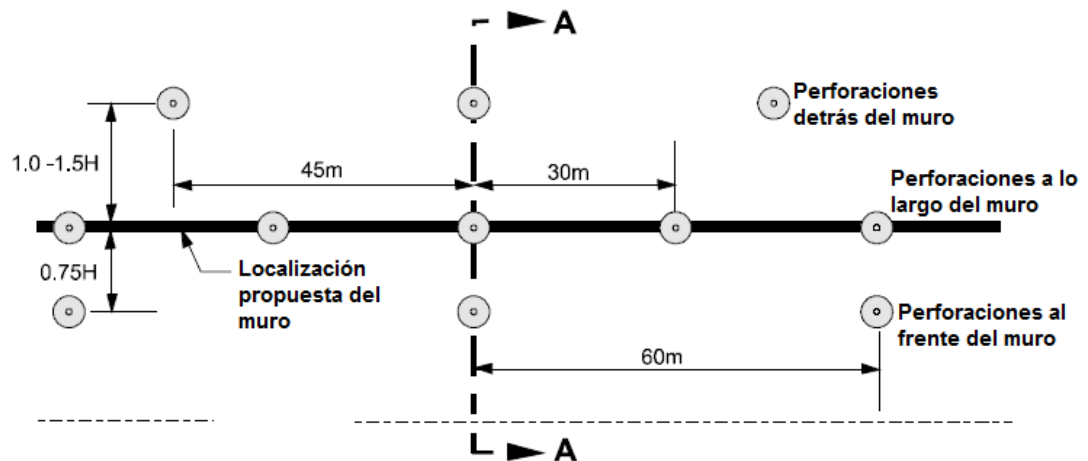
Las perforaciones proveen los siguientes propósitos:

- 1) Valores de N-SPT.
- 2) Muestras de suelos alterados e inalterados.
- 3) Observaciones de niveles freáticos.

Se establece el tipo, número, localización y profundidad de las perforaciones dispuestas a lo largo de la extensión del proyecto. La Figura 10, puede ser usada como una guía preliminar de ayuda para la selección del número, localización y frecuencia de las perforaciones. Para muros anclados de concreto lanzado de más de 30 m de largo, las perforaciones deberían ser con una separación entre 30 a 60 m a lo largo de la ubicación propuesta del muro. Para muros menores de 30 m de largo, al menos una perforación es necesaria a lo largo de la ubicación propuesta del muro.

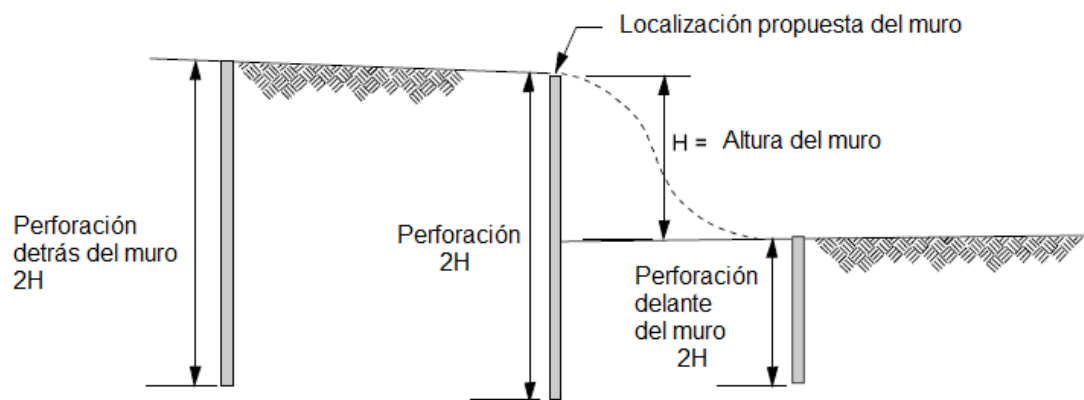
Es necesario realizar perforaciones al frente y detrás de la ubicación propuesta del muro las perforaciones realizadas detrás de la ubicación propuesta del muro deben ser localizadas con una distancia superior a 1 o 1,5 veces la altura del muro y deben espaciarse con 45 m a lo largo de la alineación del muro. Las perforaciones frente al muro deberían ser realizadas con una distancia superior a 0,75 veces la altura del muro y deben espaciarse con 60 m a lo largo de la alineación del muro.

Figura 10. Disposición preliminar de las perforaciones geotécnicas para muros anclados



Nota: Distancias reomendadas máximas.

PLAN TÍPICO



Sección A-A

Fuente: Soil Nail Wall

4.1.2.2 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

El ensayo de penetración estándar, SPT por sus siglas en inglés Standard Penetration Test, desarrollado en el año de 1927, por un sondista de la Raymond Concrete Pile Co., quién propuso a Terzaghi contabilizar el número de golpes necesarios para introducir en el terreno un muestreador, una distancia de 30 cm mediante un martillo de 64 kg (140 lb) de masa, que cae desde una altura de 76 centímetros. Este ensayo ha sido normado por la ASTM en la norma D 1586-99.

El SPT provee la medida de la densidad relativa de suelos de cohesión baja, Tabla 6. Con limitaciones, el SPT puede proveer una estimación de la consistencia de suelos de grano fino, Tabla 7.

Varios factores de corrección son aplicados al número de golpes, N_{medido} , considerados para numerosos factores relacionado a la insuficiencia de energía y las variaciones de los procesos. Un valor corregido, N_{60} , es obtenido para una energía eficiente de 60 por ciento, N_{60} , es definido como:

$$N_{60} = C_E C_B C_S C_R N_{\text{medido}}$$

Donde:

C_E = Corrección de la eficiencia de energía

C_B = Corrección para el diámetro de perforación

C_S = Corrección para el método de muestreo

C_R = Corrección para la longitud de tubería

Tabla 6. Descripción de la densidad relativa basados en el valor del N-SPT

Terzaghi et al., 1996

Densidad Relativa	N - SPT
Muy suelta	0 – 4
Suelta	5 – 10
Mediana	11 – 30
Densa	31 – 50
Muy Densa	> 51

Fuente: Soil Nail Walls**Tabla 7. Descripción de consistencia basados en el valor del N-SPT**

Terzaghi et al., 1996

Consistencia	N – SPT
Muy blanda	0 – 1
Blanda	2 – 4
Medio firme	5 – 8
Firme	9 – 15
Muy firme	16 – 30
Duro	31 – 60
Muy Duro	> 61

Fuente: Soil Nail Walls**4.1.2.3** Ensayos de Veleta

Este ensayo se lo realiza hincando un molinete de cuatro placas de acero ortogonales soldada en una barra de acero, se gira el molinete y se mide la torsión que se produce hasta la falla del terreno. Este ensayo se encuentra normado por la ASTM en la norma D 2573.

4.1.2.4 Métodos Geofísicos

La sísmica de refracción es un método utilizado para determinar densidad de los estratos, este método de ensayo está normado por la ASTM en la práctica D 5777. El impacto de un martillo en una placa de metal provee una energía de onda que se trasmite a una matriz lineal de geófonos y registra esta transferencia en el osciloscopio.

La prueba de la sísmica de refracción también puede ser usada para medir el grado de ripabilidad de diferentes materiales rocosos, usando equipo de construcción pesado.

4.1.2.5 Pruebas de permeabilidad “in-situ”

Una de las investigaciones más importantes in-situ para análisis geotécnicos, son las pruebas de permeabilidad in – situ, ya que las pruebas efectuadas en laboratorio no siempre son concluyentes; por eso es importante la realización de estas pruebas. Los tipos de mediciones en los ensayos de permeabilidad in-situ son:

- **Ensayo de Lefranc:** Se lo emplea para medir el coeficiente de permeabilidad en suelos permeables o semipermeables, de tipo granular, situados por debajo del nivel freático y en rocas muy fracturadas.
- **Ensayo de Leugeon:** Este ensayo se efectúa en el interior de sondeos, en los macizos rocosos. Es un procedimiento muy difundido que sirve para calcular el coeficiente de permeabilidad en profundidad de los macizos rocosos, por ello se lo usa en terrenos poco permeables y cohesivos.

4.1.2.6 Muestreo

- Muestras alteradas: Bolsas de suelo o trozos de suelo obtenidos del muestreador del ensayo de SPT, etc.
- Muestras inalteradas: Bloques inalterados, tubos shelbys, etc.
- Incluir la toma de muestras de agua de los distintos acuíferos encontrados.

4.1.3 INVESTIGACIONES EN LABORATORIO

Dentro de los ensayos del laboratorio se debe evaluar la Corrosión Potencial, midiendo su agresividad, en indicadores de corrosión a estructuras, en donde luego de estas pruebas se clasificará en un medio agresivo o no agresivo. Los ensayos comúnmente usados son los que se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8. Indicadores de terrenos agresivos

PROPIEDAD	DESIGNACIÓN DEL ENSAYO	VALORES CRITICOS
Resistividad	ASTM G 57 / AASHTO T-288	Debajo de 2000 ohm – cm
pH	ASTM G 51 / AASHTO T-289	Debajo de 5
Sulfatos	ASTM G 516M / ASTM D4327	Superior a 200 ppm.
Cloros	ASTM D 512, D 4327 AASHTO T-291	Superior a 100 ppm.

Fuente: Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls

Las muestras extraídas de las prospecciones realizadas en campo se llevan al laboratorio para realizar varios ensayos, dependiendo de las características generales del proyecto; en la Tabla 9 se puede ver todos los ensayos de laboratorio.

Tabla 9. Ensayos en laboratorio

AASTHO Y ASTM NORMAS ESTÁNDARES FRECUENTEMENTE USADAS EN ENSAYOS DE LABORATORIO PARA SUELOS			
<i>CATEGORÍA DE ENSAYO</i>	<i>NOMBRE DEL ENSAYO</i>	<i>DESIGNACIÓN</i>	
		<i>AASTHO</i>	<i>ASTM</i>
Identificación visual	Práctica para Descripción e Identificación de Suelos (Procedimiento Manual-visual).	D 2488
	Práctica para Descripción e Identificación de Suelos Congelados (Procedimiento Manual-visual)	D 4083
Propiedades Índices	Método de ensayo para la determinación del contenido de agua (humedad) en suelos por el Método directo de calentamiento.	T 265	D 4959
	Método de ensayo para la gravedad específica de suelos.	T 100	D 854
	Método de ensayo para el análisis de tamaños de partículas de suelo.	T 88	D 422
	Método de ensayo para la cantidad de material en suelos más finos que el tamiz N°200.	T 89	D 1140
	Método de ensayo para el Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad de suelos	T90	D 4318
	Método de ensayo para las características de compactación en laboratorio de suelos usando el esfuerzo estándar (600 KN-/m³).	T 99	D 698
	Método de ensayo para las características de compactación en laboratorio de suelos usando el esfuerzo Modificado (2700 KN-m/m³).	T 180	D 1557
	Método de ensayo para pH de materiales de turba.	D 2976
	Método de ensayo para pH de suelos.	D 4972
	Método de ensayo para pH de suelos debido al uso de las pruebas de corrosión.	T 289	G 51
	Método de ensayo para el contenido de sulfatos.	T 290	D 4230
	Método de ensayo para la resistividad.	T 288	D 1125
	Método de ensayo para el contenido de cloruros.	T 291	G 57
	Método de ensayo para el contenido de humedad, cenizas, materia orgánica de turbas y otros suelos orgánicos.	T 194	D 512
Método de ensayo para la clasificación de suelos para propósitos de ingeniería. (Clasificación SUCS)	M 145	D 2974	

AASTHO Y ASTM ESTÁNDARES FRECUENTEMENTE USADAS EN ENSAYOS DE LABORATORIO PARA SUELOS			
<i>CATEGORÍA DE ENSAYO</i>	<i>NOMBRE DEL ENSAYO</i>	<i>DESIGNACIÓN</i>	
		<i>AASTHO</i>	<i>ASTM</i>
Propiedades de Esfuerzos	Esfuerzo a la compresión incofinada de suelos cohesivos.	T 208	D 2166
	Esfuerzo a la compresión no drenada, no consolidada de suelos en arcillas y limos en compresión triaxial.	T 296	D 2850
	Ensayo de compresión triaxial consolidados, no drenados en suelos cohesivos.	T 297	D 4767
	Ensayo de corte directo de suelos para condiciones consolidadas drenadas.	T 236	D 3080
	Módulo y propiedades de amortiguamiento de suelos por el método de columna resonante (propiedades de pequeños esfuerzos).	D 4015
Propiedades de Esfuerzos	Método de ensayo en laboratorio para la prueba de veleta de corte miniatura para suelos arcillosos saturados de grano fino.	D 4648
	Método de ensayo de la relación de soporte de suelos in-situ.	D 4429
	Método de ensayo de la relación de soporte de California (CBR) en laboratorio de suelos compactados.	D 1883
	Método de ensayo para módulos resiliente en suelos.	T 294
	Método para valor-R resistencia y presión de expansión de suelos compactos.	T 190	D 2844
Permeabilidad	Método de ensayo para permeabilidad de suelos granulares (Cabeza constante).	T 215	D 2434
	Método de ensayo para medición de conductividad hidráulica de materiales porosos saturados usando un permeámetro de pared flexible.	D 5084
Propiedades compresión	Método para las propiedades de consolidación unidimensional de suelos (Prueba del Oedometro).	T 216	D 2435
	Método de ensayo para la medición del colapso potencial de suelos.	D 5333

Fuente: Subsurface Investigations - Geotechnical Site Characterization

CAPITULO 5. ANÁLISIS DE MUROS ANCLADOS

5.1 INTRODUCCIÓN

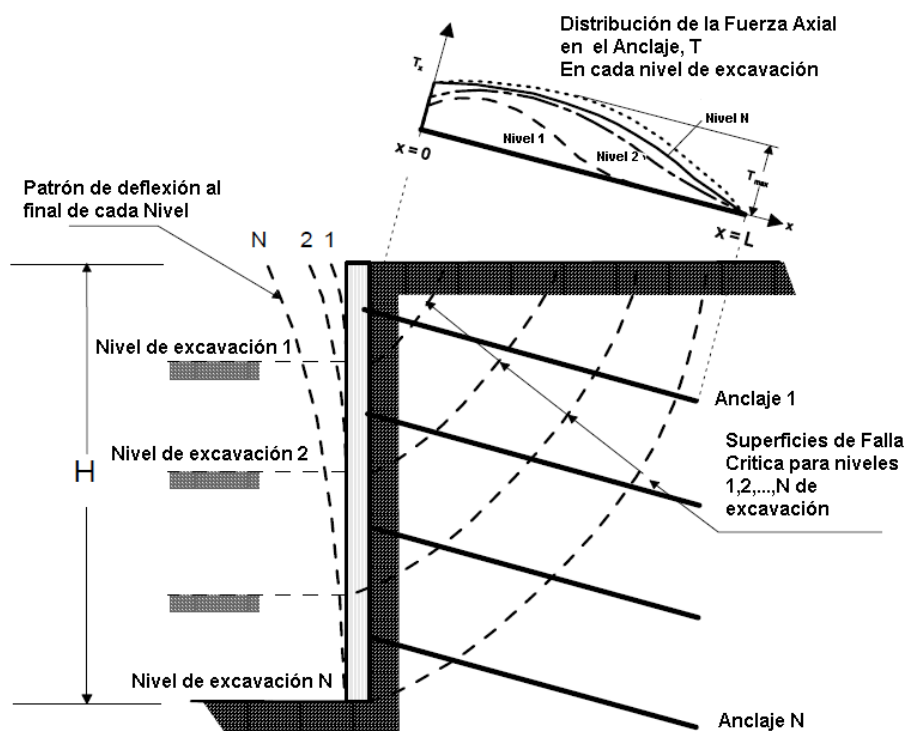
Este capítulo contiene los principios básicos del análisis y diseño de muros anclados de concreto lanzado, los posibles mecanismos de falla, las consideraciones en el análisis y los factores mínimos de seguridad recomendada y descrita en la publicación de la Federal Highway Administration en su publicación Soil Nail Walls, sin ningún tipo de modificación.

5.1.1 CONCEPTOS DE TRANSFERENCIA DE CARGA EN MUROS ANCLADOS.

Los procesos de transferencia de carga durante la construcción de muros anclados son las siguientes:

- La excavación del suelo se inicia desde la superficie del terreno y la primera fase de excavación. En donde la porción de suelo superior de la excavación es estable (o al menos es parcialmente estable) antes de la instalación de la primera fila de anclajes. En donde la resistencia del suelo es movilizada a lo largo de la principal superficie potencial de falla, permitiendo que este de pie sin soporte.
- Como la primera fila de anclajes y la superficie temporal son instalados, algunas cargas derivan en deformaciones de la parte superior del suelo, que son transferidas a través de esfuerzos de corte a lo largo del anclaje y transferidas dentro en fuerzas axiales.
- A medida que avanza la excavación en los diferentes niveles, las deformaciones laterales para cada nivel aumentan, así como la superficie potencial de falla es diferente para cada nivel, ver la Figura 11.

Figura 11. Superficies potenciales de falla y fuerzas de tensión.



Fuente: Soil Nail Walls

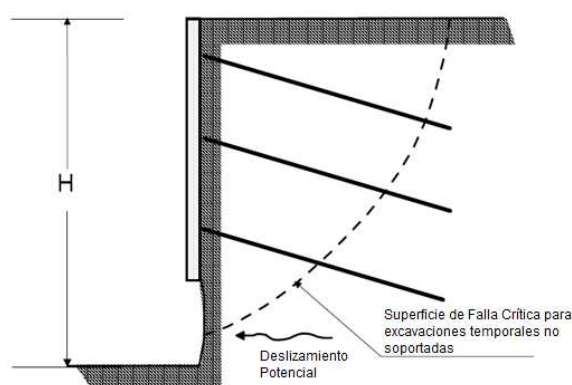
- Como el tamaño de la zona de contención se incrementa, los esfuerzos de la interface suelo/anclaje y las fuerzas axiales de los anclajes se incrementa. Provocando esfuerzos de tensión que son transferidos detrás de la zona de contención en un efecto de anclaje. Estos esfuerzos últimos tienden a estabilizar la masa potencial al deslizamiento.
- Si bien la fuerza de tensión de los anclajes medios e inferiores puede aumentar a medida que aumenta la profundidad de la excavación, la fuerza de tensión en algunos de los anclajes superiores puede disminuir debido a la redistribución de carga.
- A medida que la superficie de falla es más profunda y grande, la contribución a la contención de la masa de suelo por los anclajes superiores

disminuye, ya que en muchos casos los anclajes superiores pueden ser totalmente ineficaces en la evaluación de superficies de falla profundas. Sin embargo estos anclajes no pueden ser considerados innecesarios porque contribuyen a la estabilidad del sistema en las primeras fases de construcción.

En el análisis de muros anclados se consideran dos procesos “durante la construcción” y “después de la construcción” estableciendo condiciones de cargas para cada fase. La situación más crítica puede presentarse después de la construcción del muro, debido a las combinaciones de cargas de diseño a largo plazo (ej. carga muerta, carga viva y tráfico) y cargas extremas (ej. sismos).

En otras situaciones el caso más crítico puede ocurrir durante la construcción, cuando el corte de la excavación no queda soportada por anclajes ni concreto lanzado. En estas condiciones de carga crítica son a corto plazo, pueden ser agravadas por condiciones temporales de deslizamiento Figura 12. En donde se hace importante la selección de factores de seguridad para los procesos de excavación, los factores de seguridad adoptados para condiciones temporales son menores que los adoptados para condiciones a largo plazo, ya que el tiempo de exposición a la intemperie es corto.

Figura 12. Estabilidad potencial crítica durante la construcción.



Fuente: Soil Nail Walls

5.1.2 ESTADOS LÍMITES

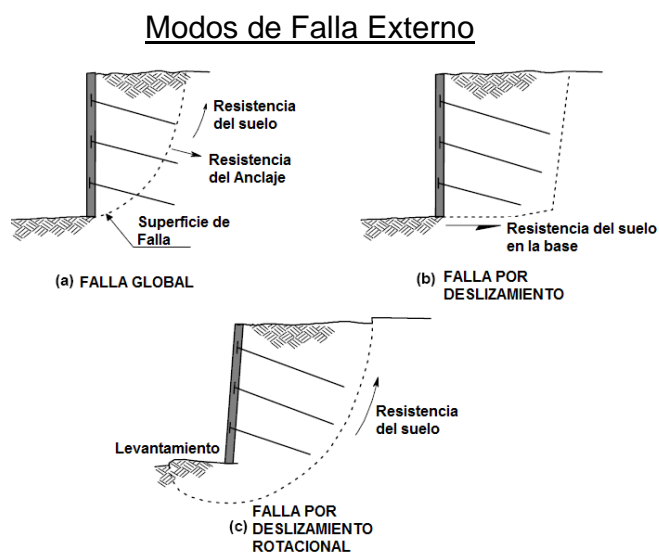
El análisis y diseño de muros anclados de concreto lanzado considera dos condiciones limitantes: Estado Límite de Resistencia y el Estado Límite de Servicio.

• Estado Límite de Resistencia

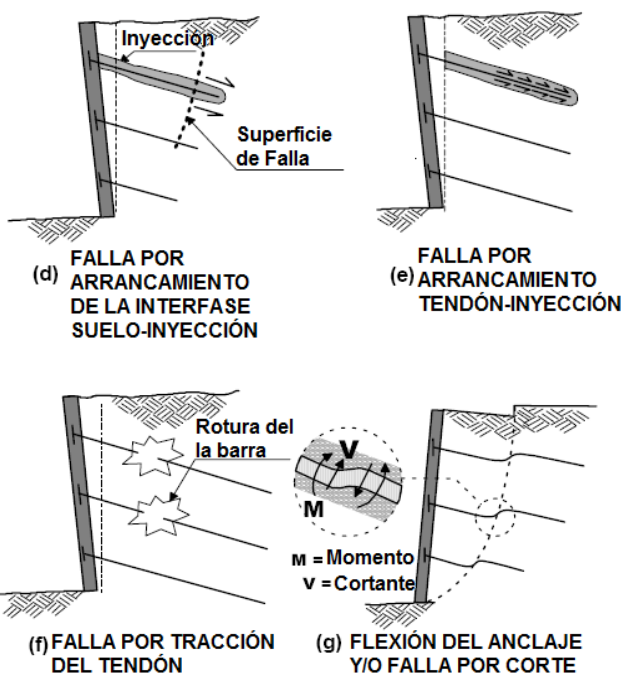
Se refiere a los modos de falla y colapso, en donde las fuerzas aplicadas inducen esfuerzos que son más grandes que las fuerzas de resistencia de todo el sistema o de los componentes individuales del sistema. Este estado límite se presenta cuando uno o más modos potenciales de falla se presentan. En el diseño se debe asegurar que el sistema sea siempre seguro para cualquier plano potencial de falla. Los modos de falla son clasificados de la siguiente manera y son presentados en la Figura 13:

- Modos de falla externos
- Modos de falla internos
- Modos de falla del reforzamiento

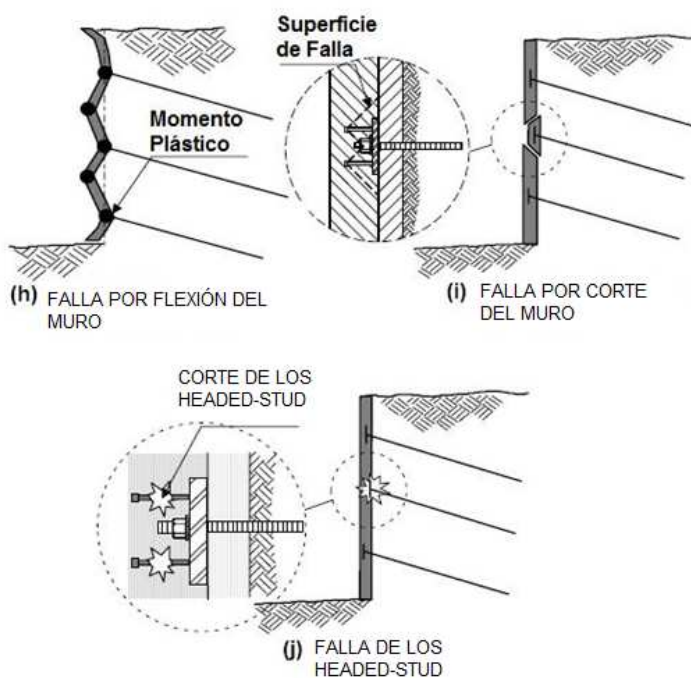
Figura 13. Principales modos de falla



Modos de Falla Interno



Modos de Falla del Muro



Fuente: Soil Nail Walls

- **Estado límite de servicio**

Este estado límite hace referencia a las condiciones que no implica un colapso, más bien impide un trabajo normal y seguro de la estructura. En el caso de los muros anclados se basa en la excesiva deformación del muro y los criterios de aceptación de estas deformaciones, además se incluye otros factores por ejemplo: roturas del reforzamiento de concreto, fatiga causada por repeticiones de carga, corrosión y falta de sistemas de drenaje.

5.2 MODOS DE FALLA EXTERNA

Los modos de falla externa, son referidos al desarrollo de superficies potenciales de falla que pueden o no pueden pasar por los anclajes. Las masas de suelo en los muros anclados son generalmente trazadas como arcos o bloques. Los cálculos de estabilidad toman las fuerzas resistentes del suelo a lo largo de las superficies de falla hasta el equilibrio de esta masa de suelo. Si las superficies de falla intersecan a uno o más anclajes, estos contribuyen a la estabilidad de la masa por proveer de fuerzas estabilizadoras externas adicionales a las fuerzas de resistencia del suelo a lo largo de las superficies de falla.

Byrne (1998) identificó tres modos de falla externa:

- Superficies de falla que no intersecan a los anclajes.
- Superficies de falla que intersecan a los anclajes.
- Superficies de falla mixtas que intersecan algunos anclajes.

Los factores que controlan la estabilidad externa incluyen la altura del muro, la estratigrafía del terreno a lo largo del muro y por debajo del mismo, la longitud de los anclajes, la interface suelo-anclaje. Los siguientes modos de falla son necesarios analizar para el diseño de muros anclados y se muestran en la Figura 13, a – c.

5.2.1 ESTABILIDAD GLOBAL

5.2.1.1 Mecanismos de Resistencia

La estabilidad global es referida a una envolvente de todo el sistema como se muestra en la Figura 13, a; en donde la superficie de deslizamiento pasa por detrás y por debajo del sistema de los anclajes. En este modo de falla la masa retenida excede la resistencia probada por el suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento y los anclajes si son intersecados.

5.2.1.2 Análisis de la estabilidad global con equilibrio-límite

La estabilidad global de muros anclados de concreto lanzado es evaluada en dos dimensiones usando equilibrio-límite, con un análisis convencional de estabilidad al deslizamiento. En este análisis de equilibrio-límite, el deslizamiento potencial de la masa es modelada como un área rígida, fuerzas globales, factores de estabilidad y seguridad que calcula efectos de estabilidad y de inestabilidad.

Dentro del análisis de estabilidad son evaluadas varias superficies potenciales de falla, hasta que la superficie más crítica es obtenida en donde los factores de seguridad son bajos.

Existen varios métodos para establecer los esquemas de las superficies de deslizamiento según Long (1990), la comparación de estos métodos de análisis da como resultado que existe una diferencia no significativa entre los valores de seguridad obtenidos por cada uno de los métodos de análisis.

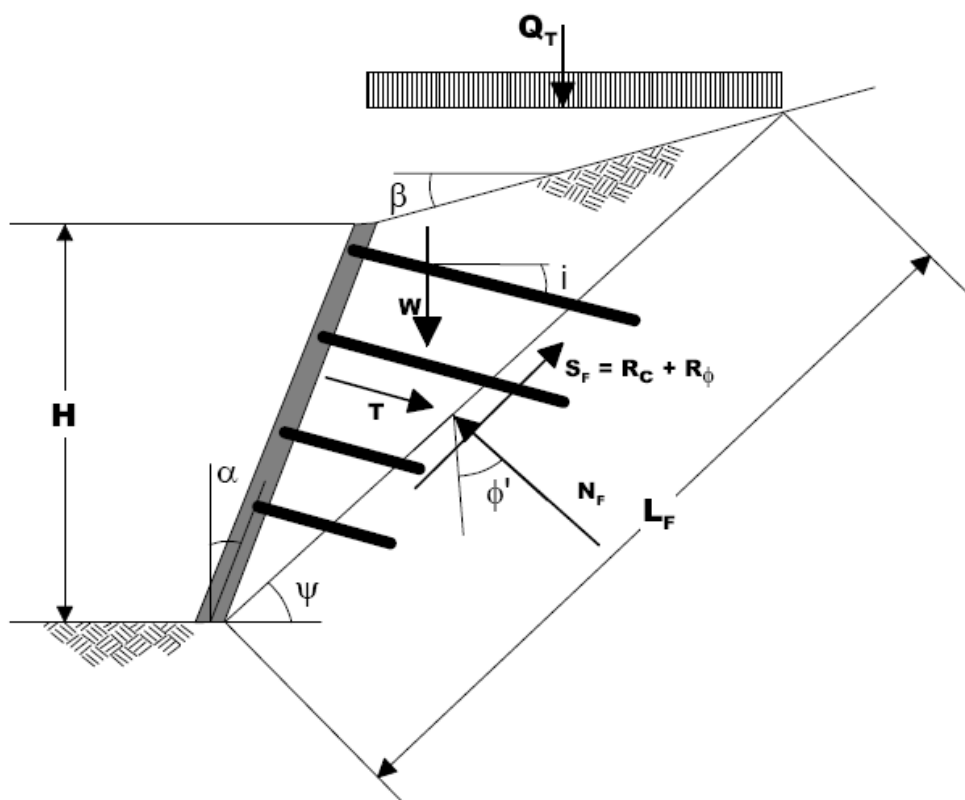
El método de equilibrio-límite no provee de una predicción de deformaciones, además no puede dar una descripción total de la contribución de cada anclaje en la estabilidad global del sistema basado en un patrón de deformaciones del muro.

La estimación de las deformaciones pueden ser obtenidas usando elementos finitos, sin embargo este método de análisis es raramente usado para el diseño de muros anclados de concreto lanzado. Comúnmente son usados métodos semi-empíricos para determinar las deformaciones del muro.

5.2.1.3 Análisis simplificado de la estabilidad global

En la Figura 14, se presenta un mecanismo de falla de cuña y su análisis de estabilidad global.

Figura 14. Análisis de estabilidad global de un muro anclado de concreto lanzado usando método de falla de cuña.



Fuente: Soil Nail Walls

Donde:

α = ángulo de inclinación del muro, medido desde la vertical

β = ángulo de inclinación del talud

Φ' = ángulo de fricción interna efectiva del suelo

C' = cohesión efectiva del suelo

ψ = inclinación del plano de falla

i = inclinación del anclaje

L_F = longitud del plano de falla

W = peso de la masa de deslizamiento

Q_T = fuerza de sobrecarga

T_{EQ} = fuerza equivalente del anclaje

N_F = fuerza normal sobre la superficie de falla

S_F = fuerza de corte sobre la superficie de falla

R_c = componente cohesivo de S_F

R_ϕ = componente fricción de S_F

Las fuerzas desestabilizantes consisten en el peso W y la sobrecarga Q . Las fuerzas estabilizadoras a lo largo de la superficie son las fuerzas de corte (S_F) y las fuerzas de tensión equivalente de los anclajes (T_{QE}), en donde esta fuerza es el resultado del efecto de combinaciones de fuerzas de todos los anclajes a lo largo del muro.

El factor de seguridad para la falla global (FS_G) es expresada por:

$$FS_G = \frac{\sum \text{Fuerzas Resistentes}}{\sum \text{Fuerzas al Movimiento}}$$

Las fuerzas normal y tangente son:

$$\sum \text{Fuerza normal} = (W + Q_T) \cos \psi + T_{QE} \cos(\psi - i) - N_F = 0$$

$$\sum \text{Fuerza tangente} = (W + Q_T) \sin \psi + T_{QE} \sin(\psi - i) - N_F = 0$$

Donde:

$$S_F = R_C + R_F = C_m L_S + N_F \tan \phi_m$$

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

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

ϕ_m = ángulo de fricción movilizada

c_m = cohesión movilizada.

Un factor de seguridad global es usado por la cohesión y las componentes friccionante resistente del suelo (c' y $\tan \phi'$). Sin embargo, es posible la selección de un factor de seguridad para cada uno de los componentes resistentes.

5.2.1.4 Procesos de análisis de estabilidad global

Un análisis de estabilidad global puede ser usado para completar uno y otro o ambos de los siguientes procesos efectuados en el análisis de los muros anclados.

- Calcular el factor crítico de seguridad global (FS_G) de masa de suelo dada por un anclaje de longitud patrón.
- Determine la fuerza requerida T en todos los anclajes que van a dar un factor de seguridad adicional a la falla global.

En el primer proceso se verifica la estabilidad global. Este proceso es similar a un convencional análisis de taludes, en donde se identifica la superficie más crítica de falla por el menor valor de seguridad. Este proceso es asumido por los análisis de computadora, en donde la longitud y capacidad de arrancamiento para cada uno de los anclajes es asumido. Las fuerzas de tensión en los anclajes son obtenidos como parte del análisis de estos resultados. En el segundo trabajo se calcula la Fuerza T requerida y se diseña las dimensiones de los anclajes. En donde se modela y se prueba varias longitudes de anclajes antes de la selección del factor de seguridad mínimo. Estos análisis de estabilidad global se desarrollan usando programas computacionales para el diseño de muros anclados. Dos de los programas comúnmente usados en los son SNAIL y GOLDNAIL.

5.2.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

El análisis de estabilidad al deslizamiento considera la habilidad de la estructura de resistir deslizamiento a lo largo de la base del sistema retenido, en respuesta a las presiones laterales del suelo detrás del muro anclado de concreto lanzado. Las fallas por deslizamiento pueden ocurrir cuando hay una presión lateral de suelo adicional, movilización por excavaciones, exceder la resistencia a deslizamiento en la base del muro, Figura 15. Las teorías de Rankine o Coulomb sobre presiones laterales de suelo son usados para la aplicación al análisis de estabilidad al deslizamiento de muros anclados de concreto lanzado. El factor de seguridad al deslizamiento FS_{SL} es calculado de la siguiente manera:

$$FS_{SL} = \frac{\sum \text{Fuerzas Resistentes Horizontales}}{\sum \text{Fuerzas Horizontales, D}}$$

Donde:

$$\sum R = c_b B_L + (W + Q_D + P_A \sin \beta) \tan \phi_b$$

$$\sum D = P_A \cos \beta$$

La fuerza de presión lateral activa es definida como:

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

Los términos indicados en las ecuaciones anteriores y mostradas en la Figura 15 son:

H = Altura del muro.

ΔH = Altura del talud arriba de 2H.

β = Ángulo del talud superior detrás del muro.

β_{eq} = Ángulo equivalente del superior detrás del muro (Para talud interrumpido $\beta_{eq} = \tan^{-1} (\Delta H/2H)$, para taludes infinitos es $\beta_{eq} = \beta$).

α = Ángulo del revestimiento.

θ = $\alpha + 90^\circ$

c_b = Cohesión del suelo a lo largo de la base.

B_L = Longitud de la superficie de falla horizontal donde c_b está actuando efectivamente.

W = Peso del bloque de suelo anclado.

QD = Porción permanente de la sobrecarga total Q_T .

ϕ'_b = Ángulo de fricción interna de la base.

ϕ' = Ángulo de fricción interna del suelo detrás del bloque de suelo anclado.

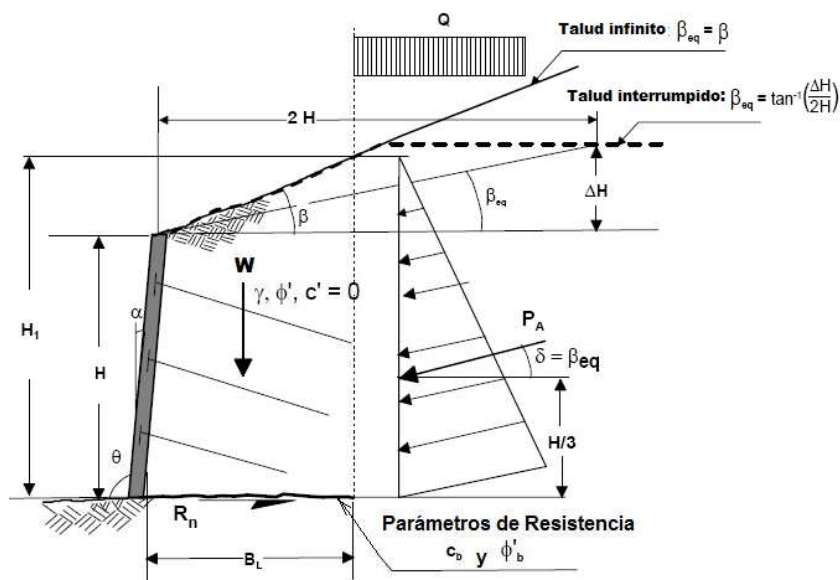
δ = Ángulo de fricción interna de la interface muro-suelo (para talud interrumpido, $\delta = \beta_{eq}$, para talud infinito, $\delta = \beta$).

γ = Peso unitario de la masa de suelo.

H_1 = Altura efectiva sobre la cual la presión del suelo actúa ($H_1 = H + (B - H \tan \alpha) \tan \beta_{eq}$).

K_A = Coeficiente de presión activa para el suelo detrás del sistema muro anclando.

Figura 15. Estabilidad al deslizamiento de muros anclados de concreto lanzado.



Fuente: Soil Nail Walls

El coeficiente de presión activa del suelo, K_A , puede ser obtenida usando la teoría de Coulomb y Rankine para suelos cohesivos, asumiendo que el suelo detrás del muro, se considera en condiciones de carga a largo plazo la $c' = 0$.

Según la Teoría de Coulomb:

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

Según la Teoría de Rankine, para muros con ángulos $\alpha < 8$:

$$K_A = \cos \beta \left[\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}} \right]$$

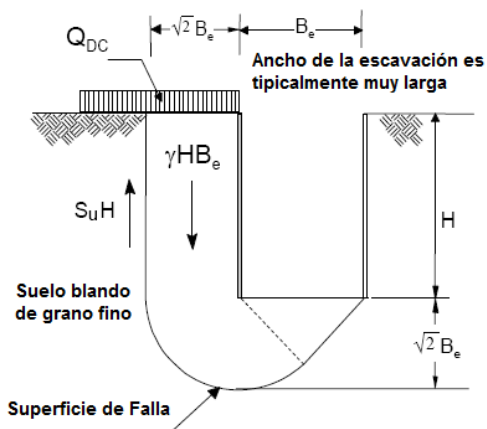
Según la Teoría de Rankine, para muros con ángulos $\alpha=0$, $\theta=90^\circ$, $\beta=0$, $\delta=0$:

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

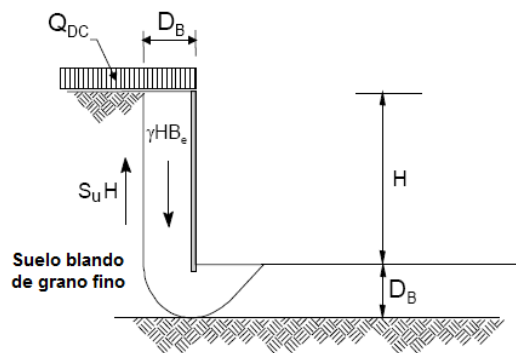
5.2.3 CAPACIDAD DE CARGA

La evaluación de la capacidad de carga puede ser de utilidad cuando la excavación es realizada en suelos blandos de grano fino, ver la Figura 16. Porque el reforzamiento no se extiende por debajo del fondo de la excavación, la carga desbalanceada causada por la excavación puede causar que el fondo de la excavación se levante y se presenta una falla por falta de capacidad de carga de la cimentación.

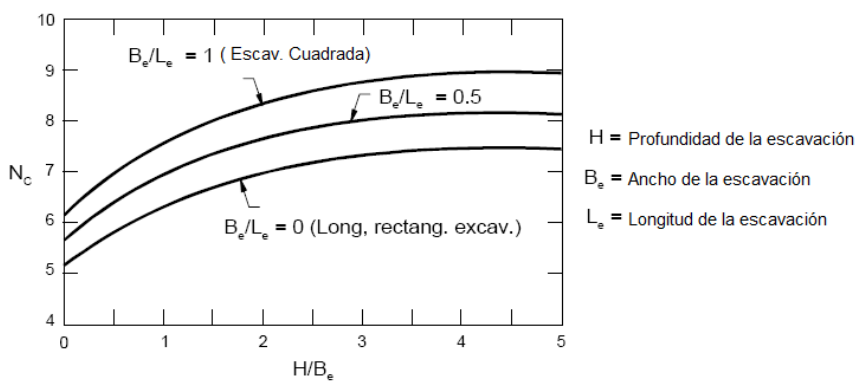
Figura 16. Análisis de capacidad de carga



a) Depósito profundo de suelo blando de grano fino



b) Depósito poco profundo de suelo blando de grano fino y por debajo una capa de suelo duro



c) Factor de Capacidad de Carga, N_c

Fuente: Soil Nail Walls

El Factor de seguridad contra el levantamiento propuesto por Terzaghi en 1996 es:

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

Donde:

S_u = Resistencia al corte no drenado del suelo

N_c = Factor de capacidad de carga (Figura 16)

γ = Peso unitario del suelo detrás del muro

H = Altura del muro

H_{eq} = Altura equivalente del muro = H+ΔH, con ΔH es un equivalente sobrecarga.

B' = Ancho de influencia, $B' = B_e / \sqrt{2}$, donde B_e = ancho de la excavación.

El factor de capacidad de carga, FS_H , puede ser adoptado como 2,5 a 3, para muros temporales o permanentes.

5.2.4 CONSIDERACIONES SÍSMICAS EN LA ESTABILIDAD DEL MURO ANCLADO DE CONCRETO LANZADO

La evaluación de los efectos sísmicos en la estabilidad de los muros anclados es muy importante en áreas con alto riesgo sísmico. El método pseudo-estático es usado para el análisis de la estabilidad sísmica.

La fuerza actuante en el centro gravitacional de la masa de suelo es analizado. En estos casos las componentes horizontales y verticales son expresados como:

$$F_{sh} = k_h W$$

$$F_{sv} = k_v W$$

Donde:

W = Peso de bloque del suelo;

k_h = coeficiente sísmico en la dirección horizontal

k_v = coeficiente sísmico en la dirección vertical

Los coeficientes K_h y K_v son relacionados con el pico máximo de las aceleraciones del terreno horizontal y vertical, respectivamente. Los coeficientes K_h y K_v son parámetros de entrada en los programas de análisis de muros anclados de computador (por ejemplo en el programa SNAIL).

El coeficiente k_h es una fracción de la aceleración horizontal normalizada (A_m), que actúa en el centroide de la masa de suelo del muro. A_m es una función del coeficiente de aceleración máxima normalizada del terreno (A), que es la actual aceleración máxima del terreno normalizada por la aceleración de la gravedad (g), y se define como:

$$A_m = (1,45 - A) A$$

Los valores de A dependen de la estructura tectónica regional y se obtienen a partir de mapas sísmicos.

5.2.5 SELECCIÓN DE LOS COEFICIENTES SÍSMICOS

En las estructuras flexibles, como muros anclados de concreto lanzado, es razonable utilizar coeficientes sísmicos relacionados con la actividad sísmica que inducen el desplazamiento del muro. Las siguientes expresiones en las unidades SI, se pueden utilizar para estimar el coeficiente sísmico horizontal en función de

la tolerancia sísmica del muro inducida por el movimiento lateral d_e antes de cualquier deslizamiento de un bloque del muro se lleva a cabo:

$$K_h = 1,66 A_m \left[\frac{A_m}{d_e \text{ (mm)}} \right]^{0,25}$$

La tolerancia sísmica inducida produce desplazamientos que depende del tipo de muro y el servicio del muro proporcionado. Las ecuaciones anteriores se debe utilizar sólo para $25 \leq d_e \leq 200$ mm ($1 \leq d_e \leq 8$ pulgadas), con más valores típicos de d_e entre 50 y 100 mm (2 a 4 pulgadas).

Como se observa en estas ecuaciones, la selección de los más pequeños sismos tolerables induce una deformación resultante en los grandes coeficientes sísmicos, que se traduce en mayores longitudes de anclajes. Se recomienda que la ecuación antes mencionada, no se debe utilizar cuando:

- El valor del coeficiente de aceleración máxima del terreno A , es $\geq 0,3$.
- El muro tiene una geometría compleja (es decir, la distribución de masa y / o rigidez de forma abrupta);
- La altura del muro es mayor que aproximadamente 15 m (45 pies).

En general, es aceptable la selección de un coeficiente sísmico de muros anclados; entre:

$$K_h = 0,45 A_m \text{ a } 0,67 A_m$$

La ecuación K_h , mostrada es generalmente conservadora y proporciona valores ligeramente más grandes del coeficiente sísmico de los valores resultantes de las ecuaciones anteriores. Una excepción se deben realizar cuando el valor de d es por ejemplo, [muy pequeña, menos de unos 25 mm (1 pulgada) y la aceleración horizontal normalizada es grande (aproximadamente $A_m > 0,25$).

En suelos blandos, la amplificación significativa de aceleración es baja y puede tener lugar a una respuesta de sitio no lineal. Estas condiciones suelen requerir una respuesta específica de análisis dinámico del sitio. La dinámica y análisis de la deformación puede ser necesaria cuando el sencillo método pseudo-estático descrito anteriormente no es aplicable, específicamente en el caso de grandes muros sometidos a fuertes movimientos del terreno. Sin embargo, este nivel de complejidad analítica que no se requiere en la mayoría de diseños de muros anclados.

5.2.6 EFECTOS DE LOS SISMOS EN LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Al analizar de forma explícita, (sin utilizar programas de computadora), la estabilidad al deslizamiento de un muro anclado de concreto lanzado bajo cargas sísmicas, debe ser considerado el empuje total activo (P_{AE}) durante un sismo debido a las presiones de la tierra detrás del bloque o masa del suelo.

Esta fuerza es la combinación de las presiones estáticas y dinámicas activas laterales de suelo, que están inducidas por las fuerzas de inercia. Al considerar equilibrio de fuerzas de deslizamiento, esta aumenta en fuerza de presión lateral que debe tenerse en cuenta en lugar de la fuerza estática P_A , en la suma de las fuerzas horizontales, ΣD , presentado en la ecuación:

$$F_{SSL} = \frac{\sum \text{Fuerzas Resistentes Horizontales}}{\sum \text{Fuerzas Horizontales, } D}$$

La fuerza lateral del suelo, incluyendo los efectos sísmicos, se puede evaluar utilizando el método Mononobe-Okabe (M-O), el cual es una extensión de la teoría de Coulomb (Mononobe, 1929; Okabe, 1926). El método de Mononobe-Okabe supone que:

- El empuje total activo P_{AE} actúa detrás del muro.

- El muro y los anclajes son considerados en un bloque rígido (la aceleración del suelo es totalmente transmitida al sistema).
- El movimiento del muro induce condiciones de presión activa del suelo detrás del bloque o masa del suelo (el suelo detrás del sistema del muro anclado de concreto lanzado).
- El suelo detrás del sistema de muro anclado de concreto lanzado es drenado (es decir, no se consideran exceso de presiones de poros ni efectos hidrodinámicos, que es típico para muros anclados).

El empuje activo total, P_{AE} , actuando detrás del bloque o masa del sistema del muro anclado de concreto lanzado se expresa, en su caso más general, como (Ebeling y Morrison, 1992):

$$P_{AE} = \frac{\gamma H_1^2}{2} K_{AE} (1 - K_V) \left\{ 1 + \frac{2 q_s}{\gamma H_1} \left[\frac{\cos \alpha}{\cos(\beta - \alpha)} \right] \right\}$$

Donde:

γ = Peso unitario total del suelo detrás de bloque o masa del suelo.

H_1 = Altura efectiva de la masa de suelo que considera terreno en pendiente.

k_v = Coeficiente sísmico vertical.

K_{AE} = Coeficiente de presión activa total (estática y dinámica).

q_s = Superficie de carga distribuida.

En el caso general de un muro, Figura 17, el coeficiente total de presión activa puede calcularse utilizando la formulación Mononobe-Okabe:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \omega - \alpha')}{\cos \omega \cos^2 \alpha' \cos(\alpha' + \delta + \omega) D}$$

Donde:

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo detrás del muro.

α' = Ángulo del talud desde la vertical de la cara interior del muro.

β = Ángulo del talud superior detrás del muro.

δ = Ángulo de rozamiento de la interfaz de suelo-muro.

ω = Ángulo sobre los coeficientes sísmicos horizontales y verticales como:

$$\omega = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

D = Definido de la siguiente expresión:

$$D = 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \omega - \beta)}{\cos(\beta - \alpha') \cos(\alpha' + \delta + \omega)}}$$

El plano de falla detrás del muro es orientado con un ángulo medido desde la horizontal, que es definido como:

$$\xi = \varphi - \omega + \rho^*$$

Donde:

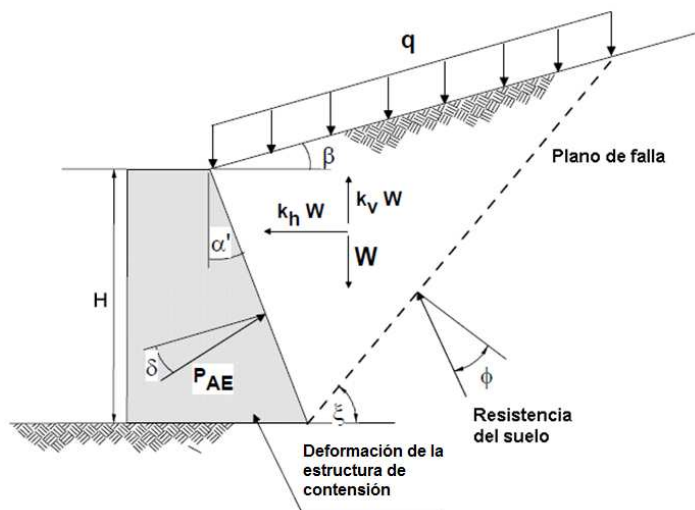
$$\rho^* = \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{A(A^2 + 1)(A + B) - A^2}}{1 + B(A^2 + 1)} \right)$$

Con:

$$A = \tan(\varphi - \omega - \beta)$$

$$B = \tan(\delta + \omega + \beta)$$

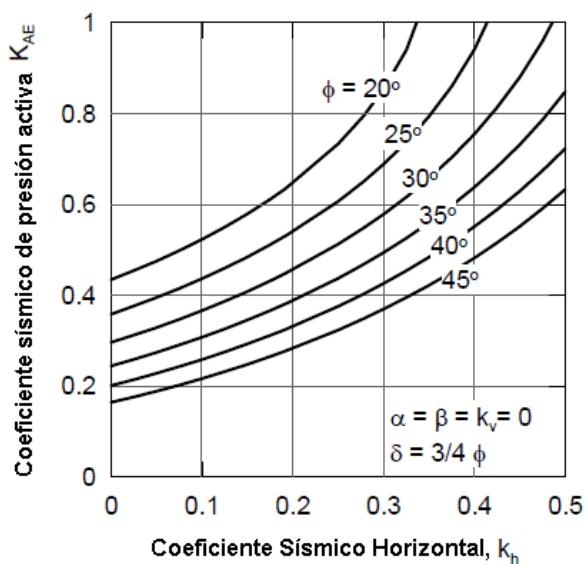
Figura 17. Geometría genérica del muro en el método mononobe-okabe



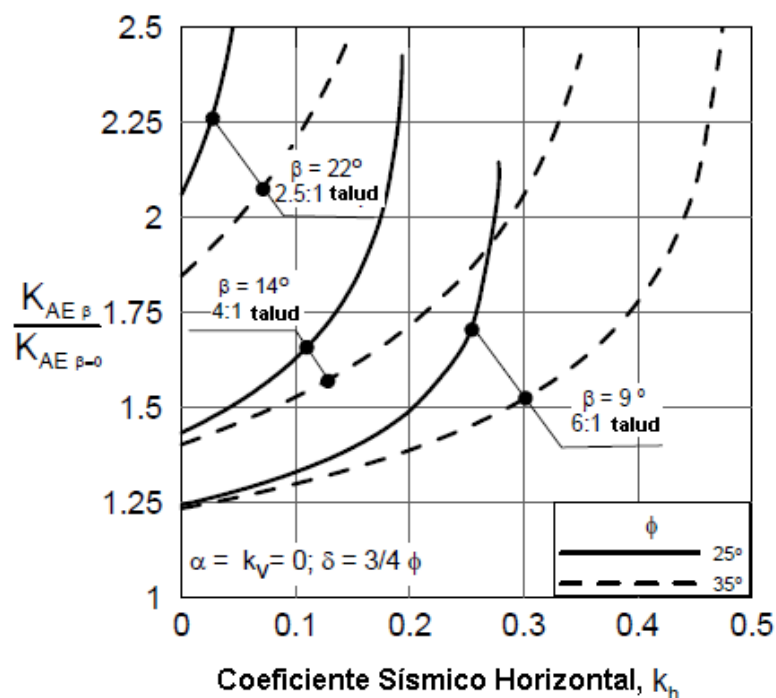
Fuente: Soil Nail Walls

El coeficiente de presión activa total K_{AE} , puede también ser estimado desde la Figura 18, qué es basado en la solución de Mononobe-Okabe generalizada.

Figura 18. Coeficiente total de presión activa (a) para talud horizontal del detrás del muro, y (b) para talud no-horizontal del detrás del muro



(a)



(b)

Fuente: Soil Nail Walls

5.3 MODOS DE FALLA INTERNA

Los modos de falla interna se refieren a fallas en los mecanismos de transferencia de carga, entre el suelo, el anclaje y la lechada. El anclaje moviliza una fuerza de adherencia entre la lechada y el suelo circundante durante las deformaciones del muro. La fuerza de adherencia se moviliza progresivamente a lo largo de todo el anclaje, con una cierta distribución que se ve afectado por numerosos factores. A medida que la fuerza de adherencia se moviliza, las fuerzas de tracción en el anclaje se desarrollan.

Dependiendo de la resistencia a la tracción del anclaje y su longitud, de la resistencia de adherencia, de la distribución de esfuerzos en la zona de adherencia; los modos de falla internos son diferentes y variables.

Los modos típicos de falla interna son:

- **Falla por arrancamiento del anclaje:** es una falla a lo largo de la interface suelo-lechada debido a una insuficiente resistencia de adherencia o una insuficiente longitud del anclaje.
- **Deslizamiento de la interface barra-lechada:** la resistencia contra el deslizamiento a lo largo de la interface barra de acero y lechada. Es derivada principalmente desde el mecanismo de sujeción de la lechada y los resaltes de la superficie de la barra. Este mecanismo de sujeción proporciona una resistencia significativa cuando se utiliza barras corrugadas. En la práctica se recomienda el uso de estas barras corrugadas, para reducir la posibilidad de que se presente este tipo de falla.
- **Falla por tensión del anclaje:** El anclaje puede fallar en tensión si la resistencia a la tracción es insuficiente.
- **Flexión y cortante de los anclajes:** Los anclajes principalmente trabajan en tracción, pero también movilizan los esfuerzos debidos a corte y flexión, en la intersección de la superficie de deslizamiento con el anclaje.

La resistencia a la flexión y cortante de los anclajes solo se da después de largos desplazamientos sobre la superficie de deslizamiento. Algunos investigadores han encontrado que la resistencia al corte y flexión de los anclajes contribuyen aproximadamente no más del 10% de la estabilidad global del muro.

5.3.1 FALLA POR ARRANCAMIENTO DEL ANCLAJE

Es uno de los principales métodos de falla. Este modo de falla puede ocurrir cuando la capacidad de arrancamiento por unidad de longitud es insuficiente o cuando la longitud del anclaje es insuficiente. El arrancamiento por unidad de longitud es definida como:

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

Donde:

q = movilización del esfuerzo cortante actuante alrededor del perímetro de la interface suelo-anclaje.

D_{DH} = promedio del diámetro efectivo del agujero de perforación.

El modo de transferencia del esfuerzo en el anclaje se lo muestra en la Figura 19. La movilización de la distribución de los esfuerzos no es uniforme, ya que depende de varios factores incluyendo la longitud del anclaje, la magnitud de la fuerza de tensión aplicada, las características de la lechada y las condiciones del suelo. Como una simplificación se asume que es constante a lo largo del anclaje, con una transferencia constante de carga, Q . Como resultado la fuerza del anclaje en el final de la longitud de arrancamiento es, L_p , se la expresa como:

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

La capacidad al arrancamiento, R_p , es movilizada cuando la resistencia última al arrancamiento es expresada como:

$$R_p = T_{max} = Q_u L_p$$

Con:

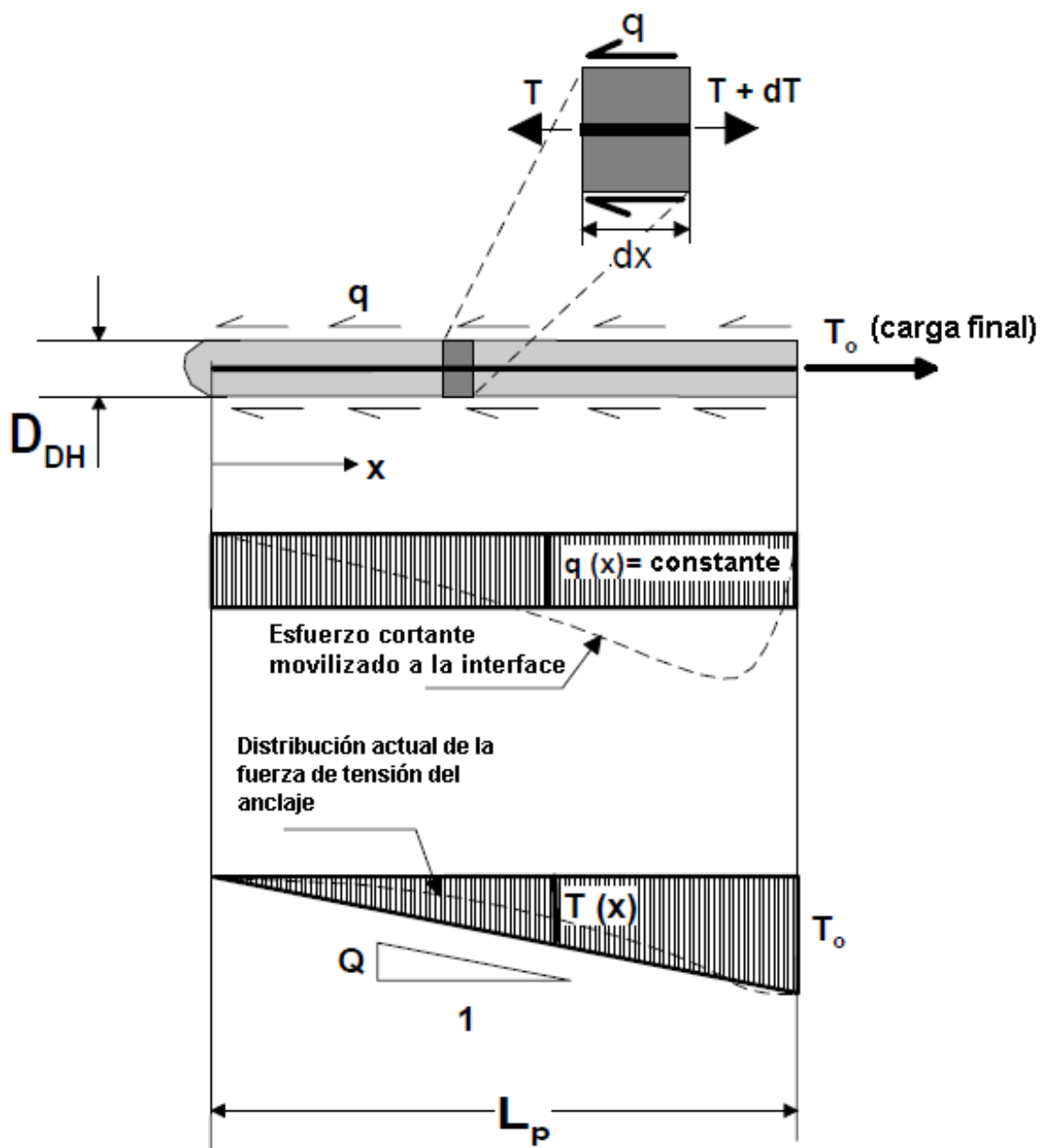
$$Q_u = \pi q_u D_{DH}$$

Donde:

Q_u = Capacidad al arrancamiento por unidad de longitud

q_u = Resistencia última al arrancamiento

Figura 19. Modo de transferencia del esfuerzo en un anclaje



Fuente: Soil Nail Walls

Los valores típicos de la resistencia de adherencia última para varios tipos de suelos y métodos de perforación son presentados en la Tabla 10.

Tabla 10. Estimación resistencia de adherencia última de los anclajes en suelo y rocas, para diferentes métodos de perforación.

<i>Material</i>	<i>Método de Construcción</i>	<i>Tipo de suelo / roca</i>	<i>Esfuerzo último al arrancamiento, q_u (KPa)</i>
Roca	Perforación por rotación	Caliza margosa	300 - 400
		Filita	100 - 300
		Cal	500 - 600
		Dolomita blanda	400 - 600
		Dolomita fisurada	600 - 1000
		Arenisca erosionada	200 - 300
		Lutita erosionada	100 - 150
		Esquisto erosionada	100 - 175
		Basalto	500 - 600
Pizarra/Lutita dura	300 - 400		
Suelos de cohesión baja	Perforación por rotación	Arena/grava	100 - 180
		Arena limosa	100 - 150
		Limo	60 - 75
		Piedmont residual	40 - 120
		Coluvión fino	75 - 150
	Driven Casing	Arena/grava	190 - 240
		Baja sobrecarga	280 - 430
		Alta sobrecarga	380 - 480
		Morena compacta	100 - 180
		Coluvión	
	Barrenado	Relleno de limo arenoso	20 - 40
		Arena fina limosa	55 - 90
Jet Grouted	Limo arcilloso arenoso	60 - 140	
	Arena	700	
Suelos de grano fino	Perforación por rotación	Arena/grava	380
		Limo arcilloso	35 - 50
	Driven Casing	Arcilla limosa	90 - 140
		Loess	25 - 75
	Barrenado	Arcilla blanda	20 - 30
		Arcilla limosa	40 - 60
Relleno de arcilla limosa		40 - 100	
	Arcilla arenosa calcárea	90 - 14	

Notas:

Estos valores de resistencia de adherencia última es afectado por:

- Condiciones del terreno alrededor del anclaje (tipo de suelo y condiciones).
- Instalación de los anclajes incluyendo:
 - Método de perforación
 - Procesos de inyección
 - Tipo de lechada de cemento
- El espesor de recubrimiento de lechada alrededor del anclaje.

La resistencia de adherencia última en suelos puede ser medida en campo utilizando la siguiente expresión.

$$q_u(\text{kpa}) = 14 P_L (6 - P_L)$$

Donde:

P_L = a la presión límite medida en MPa con un presiometro.

q_u = resistencia de adherencia última en KPa.

Los valores de conversión de KPa a Kg/cm^2 , son multiplicados por 0,01019716

Los siguientes valores son usados para el diseño de la resistencia a la adherencia o capacidad al arrancamiento por unidad de longitud.

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

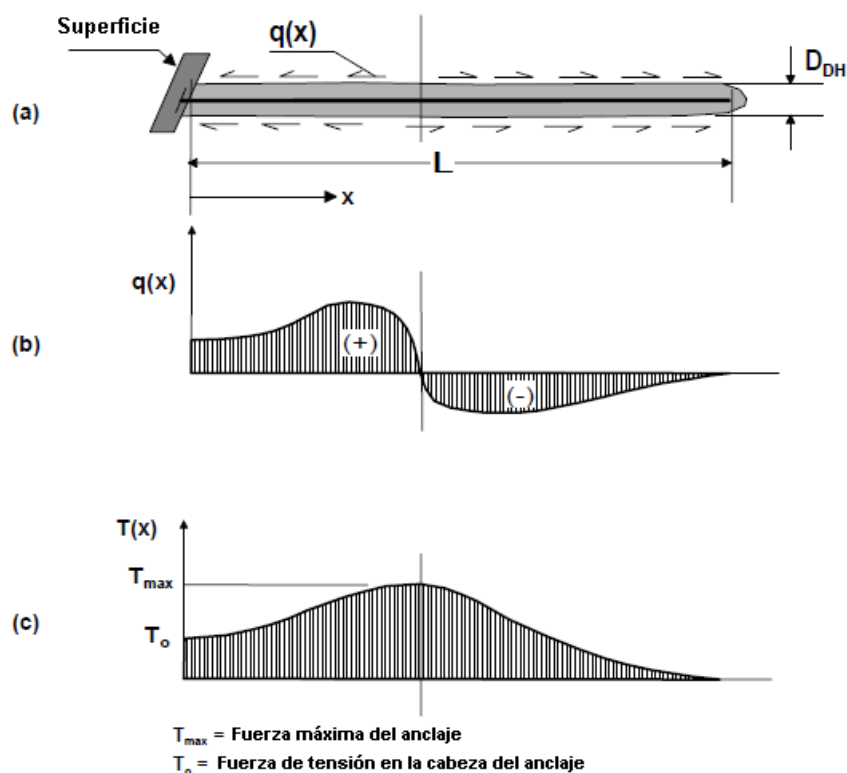
$$R_{p_{ALL}} = \frac{R_p}{FS_p}$$

Donde FS_p es el factor de seguridad a falla por arrancamiento. En general, un factor mínimo de seguridad de 2 para falla por arrancamiento.

5.3.2 INTERACCIÓN SUELO-ANCLAJE Y DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA DE TENSIÓN

La interacción del suelo-anclaje es compleja. La porción del anclaje detrás de la superficie de falla por ejemplo la zona del anclaje es arrancada afuera del talud del suelo. Las fuerzas de tensión en el anclaje, T , varía desde la zona de anclaje hasta la superficie de la siguiente manera: empieza en cero en el final del anclaje, aumenta al máximo valor, T_{max} , en la longitud intermedia del anclaje y decrece a un valor de T_o en la superficie, Figura 20.

Figura 20. Modo de transferencia del esfuerzo en un anclaje



Fuente: Soil Nail Walls

La máxima fuerza de tensión en la barra, no ocurre necesariamente en el punto donde cruza la superficie de falla por el anclaje. La movilización del esfuerzo de corte a lo largo de la interface suelo-lechada, q , no es uniforme, en realidad, los cambios de positivo a negativo, como se muestra en la Figura 20, a y b. La distribución esquemática de la fuerza de tensión, T , a lo largo del anclaje se muestra en la Figura 20, c.

Una distribución simplificada de las fuerzas de tensión a lo largo del anclaje se muestra en la Figura 21. La fuerza de tensión en el anclaje aumenta en una pendiente constante, Q_U , (igual a la capacidad de arrancamiento por unidad de longitud), alcanza un máximo valor, T_{max} , y disminuye en una porción Q_U al valor de T_O en la cabeza del anclaje. Las siguientes tres condiciones de la fuerza de tensión máxima son:

El valor de T_{max} es limitado por tres condiciones limitantes:

- La capacidad del arrancamiento, R_P
- La capacidad de tensión, R_T
- La capacidad del revestimiento, R_F

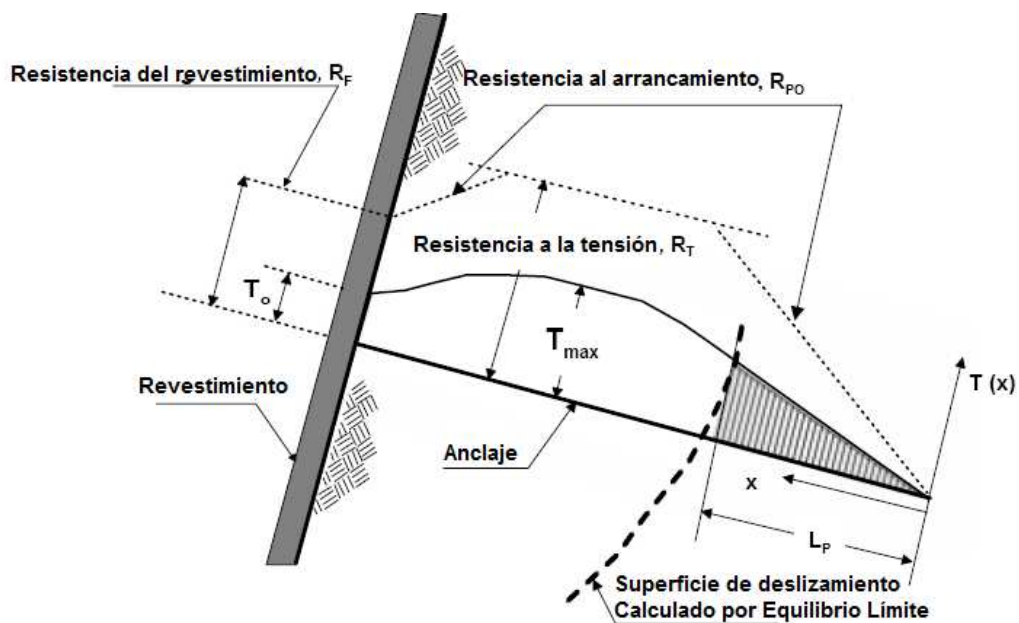
Estas condiciones serán definidas en las secciones siguientes de este capítulo.

Si $R_P < R_T$ y R_F , los valores para controlar las fallas por arrancamiento de T_{max} ,

Si $R_T < R_P$ y R_F , controla las fallas por tensión T_{max} .

Si $R_F < R_T$ y R_P , controla las fallas del revestimiento, dependiendo de la relación de T_O / T_{max} .

Figura 21. Distribución simplificada de la fuerza de tensión del anclaje



R_T = Resistencia a la tensión

R_F = Resistencia del revestimiento

R_P = Resistencia al arrancamiento

$Q_u \cdot q_u$ = Relación de transferencia de carga última y resistencia de adherencia

$T_0 \approx 0.6-1.0 T_{max}$

- 1) $R_P \square R_T \square R_F$ (Control de arrancamiento mostrado en el ejemplo anterior).
- 2) $R_T \square R_P \square R_F$ (Control de falla por tensión).
- 3) $R_F \square R_P \circ R_T$ (La falla del revestimiento se puede controlar dependiendo de T_0/T_{max} .

Fuente: Soil Nail Walls

La distribución máxima de las fuerzas de tensión, es una función de la localización de los anclajes con el cruce de la superficie de falla, como se muestra en la Figura 22

Las fuerzas máximas de tensión en la porción superior ocurren aproximadamente entre $0,3H$ a $0,4H$ detrás del muro.

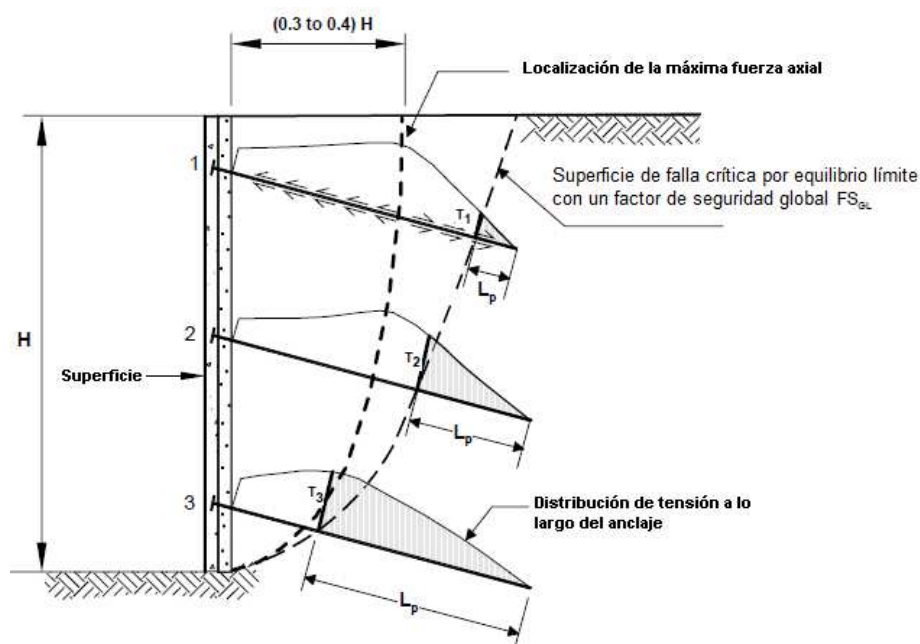
En la porción baja del muro, las fuerzas máximas de tensión ocurren aproximadamente entre $0,15H$ a $0,20H$ detrás del muro.

La localización de la superficie de falla determina la longitud de anclaje detrás de la superficie de falla, L_p .

Las fuerzas de tensión pueden incrementarse moderadamente en un 15% en el periodo comprendido entre las condiciones finales de construcción y las condiciones a largo tiempo.

Esta carga adicional no es calculada ya que es tomada en cuenta en las consideraciones de diseño por los factores de seguridad.

Figura 22. Localización esquemática de las fuerzas de tensión máximas



Fuente: Soil Nail Walls

5.3.3 DISEÑO PARA LA FALLA POR TENSIÓN DEL ANCLAJE

Un diseño balanceado para todos los modos de falla internos se consigue cuando, la resistencia del suelo puede ser completamente movilizada congruentemente con toda la resistencia a la tensión del anclaje al mismo tiempo. En otras palabras, cuando el $FS_G = 1,0$ (movilización total del suelo), el factor de seguridad para la resistencia a la tensión, $FS_T = 1,0$ (movilización de toda la tensión del anclaje). La fuerza de tensión en el anclaje para estas condiciones es la fuerza de diseño máxima en el anclaje $T_{\max-s}$. Cuando las cargas constantes son mantenidas, el diseño de la fuerza $T_{\max-s}$, va a aumentar cuando el $FS_G > 1,0$. Esto es causado por el $FS_G > 1$, la resistencia del suelo no es completamente movilizada y las fuerzas de tensión deben compensar para conseguir equilibrio. Por lo tanto el calcular el $T_{\max-s}$ directamente desde el análisis de estabilidad global dado por un $FS_G > 1$ es muy conservador. Una

buena aproximación de la carga de diseño máxima del anclaje $T_{\max-s}$, puede ser obtenida por la siguiente relación:

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

$T_{\text{avg-s}}$ = Promedio de la carga de diseño del anclaje es reportado en los programas de computador por ejemplo SNAIL en los "output files" como el "Maximum Average Reinforcement Working Force".

La fuerza de diseño $T_{\max-s}$ es usado para verificar la capacidad de falla por tensión, la cuál es definida cuando la fuerza longitudinal $T_{\max-s}$, es más grande que la capacidad de tensión de la barra del anclaje R_T , la cual es definida como:

$$R_T = A_t f_y$$

Donde:

A_t = Sección transversal de la barra del anclaje

f_y = La resistencia a la fluencia de la barra del anclaje

La capacidad de tensión proporcionada por la lechada es despreciada, debido a la diferencia de rigidez entre la lechada y el anclaje.

Los valores aceptables de la capacidad de tensión son usados en el diseño son:

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

Donde:

FS_T = Factor de seguridad a las fallas por tensión, en general un factor mínimo de seguridad es 1.8; adoptado para cargas estáticas.

5.4 MODOS DE FALLA POR CONEXIÓN DEL REVESTIMIENTO

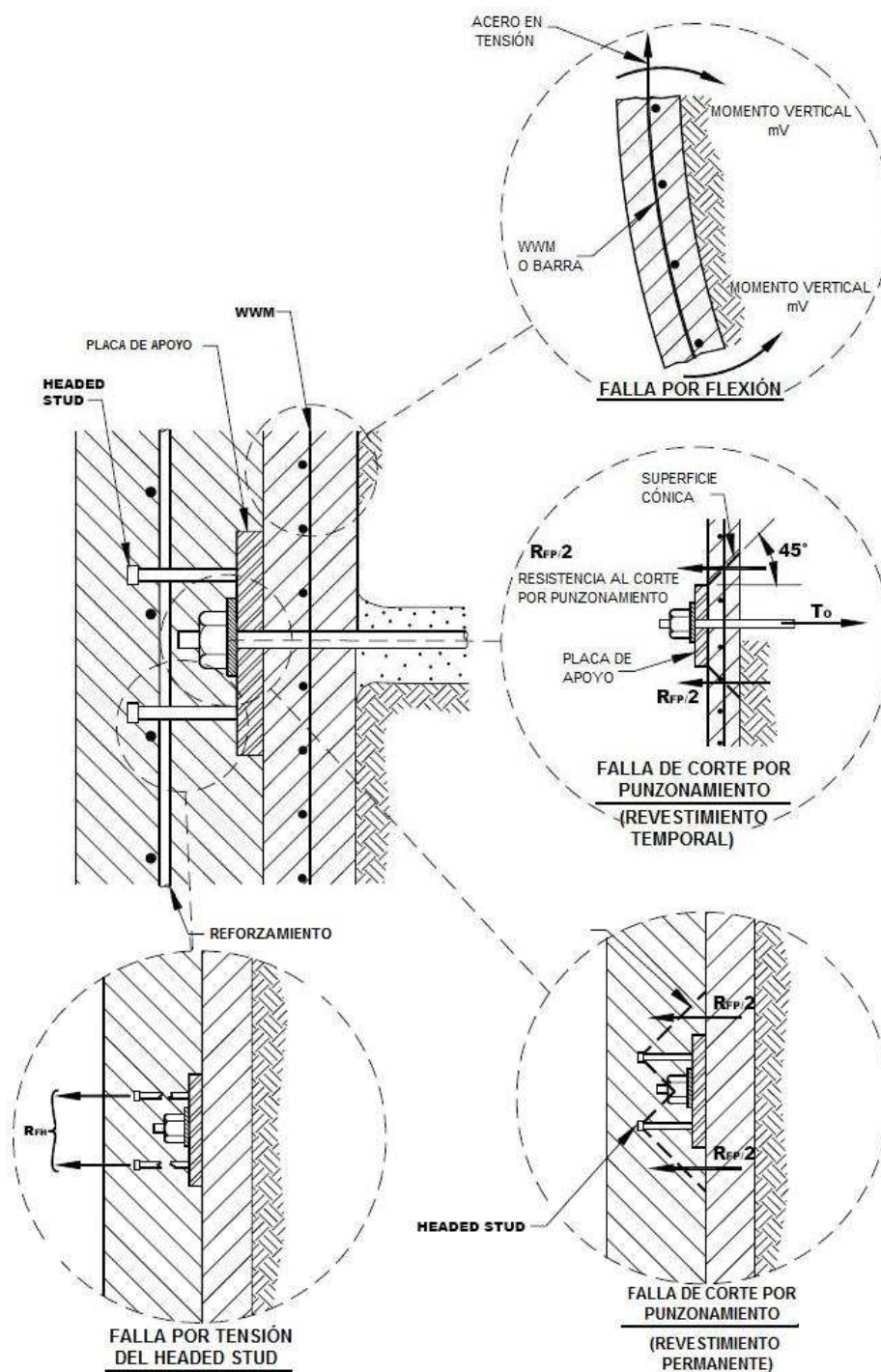
Los más comunes modos de fallas potenciales de la conexión de la cabeza del anclaje y el revestimiento son presentados en la Figura 13, h-i-j, y que son detalladas en la Figura 23.

- **Fallas por flexión:** Modo de falla debido a una excesiva flexión más allá de la capacidad de flexión de la superficie. Este debería ser considerado por separado para superficies temporales y permanentes.
- **Falla de corte por punzonamiento:** Modo de falla que ocurre en la superficie alrededor de los anclajes y debería ser evaluada para superficies temporales y permanentes.
- **Falla por tensión del Conector de cortante (“headed-stud”):** Modo de falla de los conectores de cortante en tensión. Este modo de falla es solo considerado para superficies permanentes.

Para cada uno de estos modos de falla, la cabeza del anclaje y la superficie puede ser diseñada con una capacidad mayor de la fuerza máxima de tensión de la cabeza del anclaje T_0 .

Dimensiones aproximadas, resistencias, reforzamiento de la superficie y una conveniente cabeza del anclaje, con adecuados factores de seguridad para todos los modos potenciales de falla.

Figura 23. Modos de falla de conexión del revestimiento



Fuente: Soil Nail Walls

5.4.1 FUERZAS DE TENSIÓN EN EL REVESTIMIENTO DEL MURO

La fuerza de tensión del anclaje en la superficie del muro, T_o , es menor o igual a la fuerza máxima de tensión, por comparaciones la relación entre la fuerza normalizada de la cabeza de anclaje y la fuerza máxima del anclaje varía desde 0,6 a 1,0. En la mitad superior del muro, el rango normalizado de la fuerza en la cabeza del anclaje está entre 0,4 y 0,5, y en la mitad baja del muro las fuerzas decrecen gradualmente y tienden a ser cero en el fondo. Considerando el área de influencia y la normalización, la cabeza del anclaje y la fuerza de tensión varía desde:

$$T_o = 0,60 K_A \gamma H \quad \text{a} \quad T_o = 0,70 K_A \gamma H.$$

Basados en los resultados de Clouterre (1991) la guía de diseño recomendada y adoptada en valores de servicio de la fuerza de tensión en la cabeza del anclaje como:

- 60% de la carga máxima de servicio para un anclaje para un espaciamiento vertical de 1,0 m o menor del anclaje.
- 100% de la carga máxima de servicio para un anclaje para un espaciamiento vertical de 3,0 m o mayor.
- Una interpolación lineal para espaciamientos intermedios de los anclajes.

Esta recomendación es incorporada en este documento y es formalmente expresada como:

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

Donde:

T_o = Fuerza de tensión de diseño de la cabeza del anclaje.

$T_{\max-s}$ = Fuerza de tensión de diseño máxima obtenida desde el análisis de estabilidad global usando resultados de programas computacionales por ejemplo SNAIL.

S_{\max} = Máximo espaciamiento de los anclajes, usando un espaciamiento máximo horizontal y vertical, S_V y S_H , en la ecuación anterior.

Para un espaciamiento típico de la cabeza del anclaje de 1,5 m, la fuerza de tensión en la cabeza del anclaje corresponde a cargas de servicio del revestimiento recomendadas cerca de 0,7 veces la carga de servicio máxima del anclaje.

5.4.2 FALLA POR FLEXIÓN

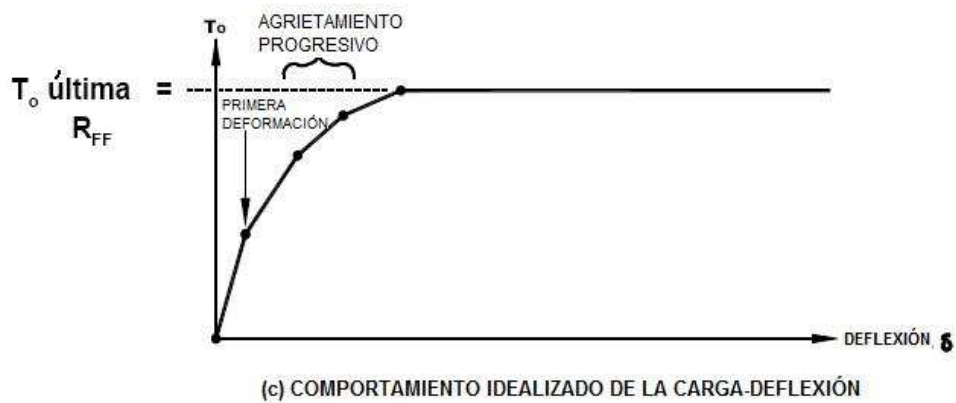
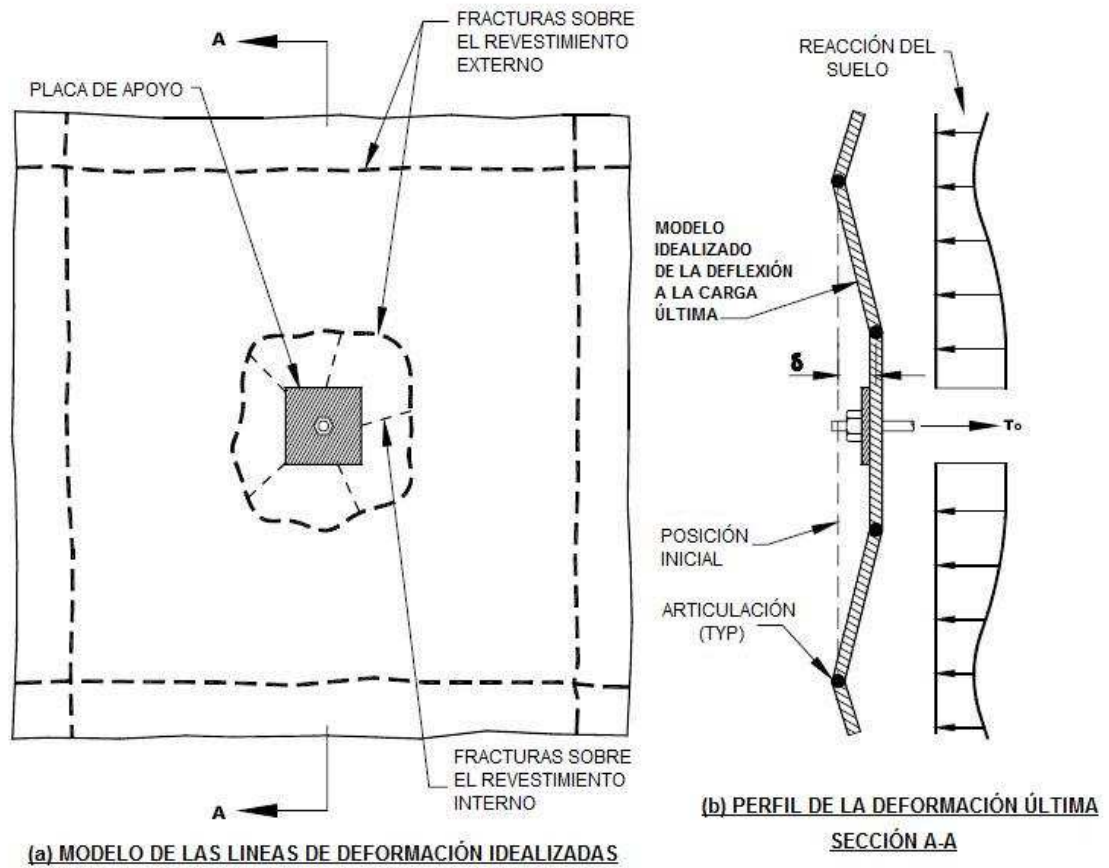
El reforzamiento del muro anclado de concreto lanzado puede ser considerado como una plancha o losa de concreto reforzado continuo donde la carga es la presión lateral del suelo actuando sobre el revestimiento del muro y los soportes son las fuerzas de tensión en los anclajes, Figura 24.

Las cargas desde la presión lateral del suelo y la reacción en los anclajes inducen a momentos flexionantes en la sección del revestimiento.

- Momentos positivos son generados en la mitad entre los anclajes.
- Momentos negativos son generados alrededor de los anclajes.

Si estos momentos son excesivos una falla por flexión del concreto lanzado puede ocurrir.

Figura 24. Falla por flexión progresiva en revestimiento del muro



Fuente: Soil Nail Walls

5.4.2.1 Capacidad de flexión del revestimiento

Como con otras estructuras de reforzamiento de concreto o concreto lanzado, las fallas por flexión son conseguidas progresivamente. Después de la primera deformación de la sección del revestimiento, progresivos agrietamientos toman lugar sobre ambos lados del revestimiento con los incrementos de la presión lateral del suelo. Como la presión lateral aumenta, crecen las fisuras y las deflexiones (δ) y las fuerzas de tensión se incrementan. Fisuras individuales indican donde la capacidad de flexión es conseguida.

Eventualmente, un estado último de la estructura es conseguida cuando todas las fisuras se conectan, actúan como bisagras, y forman un mecanismo de referencia como el modelo de la línea de deformaciones críticas. La línea de deformaciones depende de varios factores incluyendo la presión lateral del suelo, el espaciamiento horizontal y vertical de los anclajes, tamaño de placa de apoyo, espesor del revestimiento, diseño del refuerzo, y la resistencia del concreto, se asocian con una presión máxima del suelo. En teoría, la presión del suelo que causa fallas del revestimiento puede ser aplicado a un área de influencia alrededor de la cabeza del anclaje, a una fuerza de tensión del anclaje y una reacción es obtenida. La capacidad de flexión del revestimiento, R_{FF} , es relacionada a la capacidad de flexión por unidad de longitud del revestimiento.

La capacidad de flexión por unidad de longitud es el momento máximo resistente por unidad de longitud que puede ser movilizada en la sección del revestimiento. Basados en los conceptos de la línea de deformación, R_{FF} , puede ser estimada como el mínimo de:

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

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

Donde:

C_F = Factor que considera presiones de suelo no uniformes detrás de la cara del muro.

h = Espesor del revestimiento, Figura 24.

d = Mitad del espesor del revestimiento

a_{vn} = Área de sección transversal del refuerzo por unidad de longitud en la dirección vertical en la cabeza del anclaje.

a_{vm} = Área de sección transversal del refuerzo por unidad de longitud en la dirección vertical en el centro.

a_{hn} = Área de sección transversal del refuerzo por unidad de longitud en la dirección horizontal en la cabeza del anclaje.

a_{hm} = Refuerzo área de sección transversal por unidad de longitud en la dirección horizontal en centro.

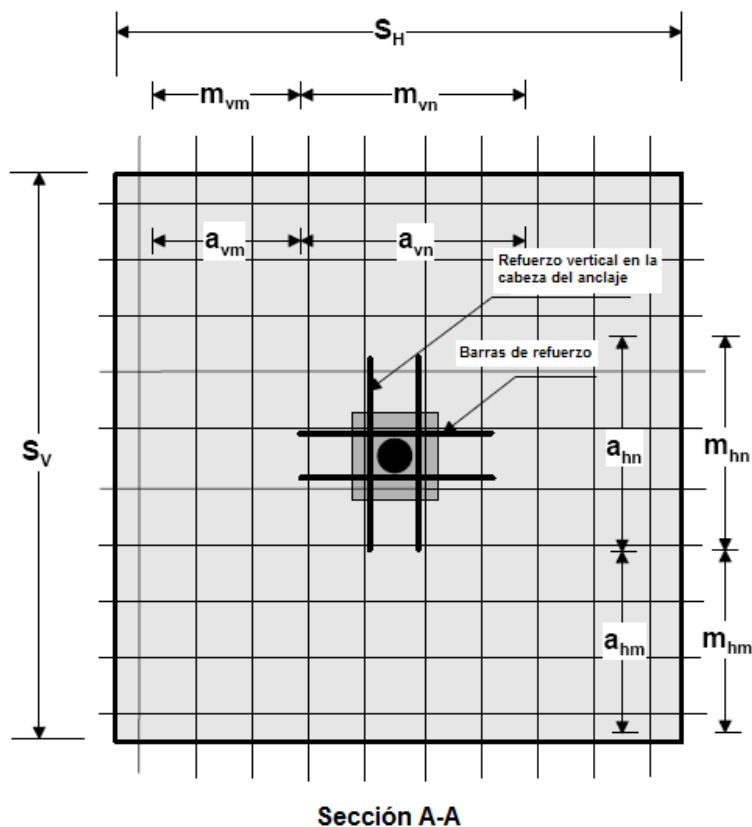
S_H = Espaciamiento horizontal del anclaje

S_V = Espaciamiento vertical del anclaje

f_y = Resistencia a la fluencia del reforzamiento

f'c = Resistencia a la compresión del concreto

Figura 25. Geometría usada en el modo de falla por flexión



m_{vm} = Resistencia a la flexión vertical (mitad de la extensión)

m_{vn} = Resistencia a la flexión vertical (cabeza del anclaje)

mh_m = Resistencia a la flexión horizontal (mitad de la extensión)

mh_n = Resistencia a la flexión horizontal (cabeza del anclaje)

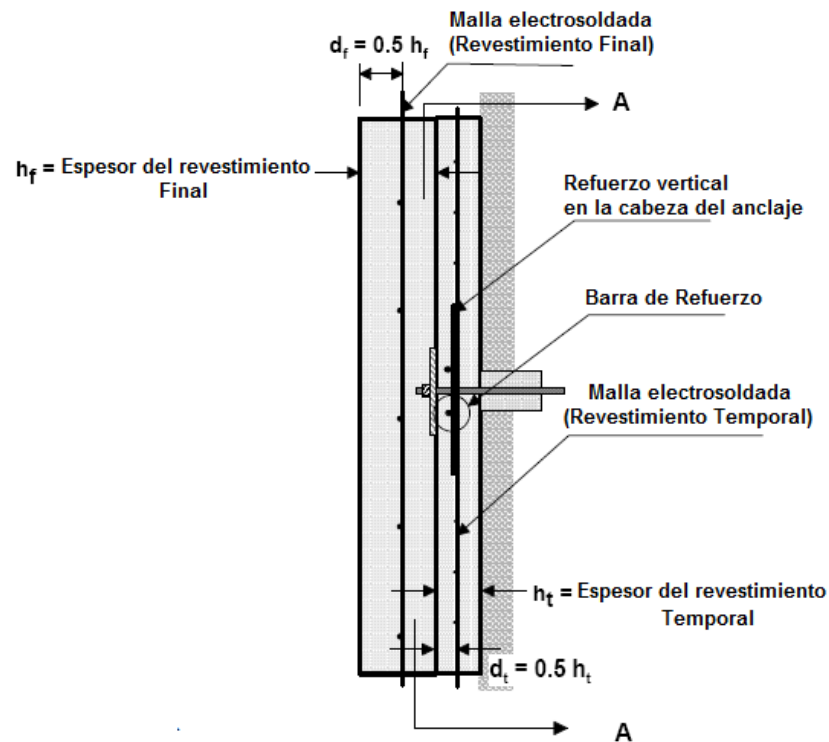
Área de la sección transversal de la malla electrosoldada (por unidad de longitud)

a_{vm} = Resistencia a la flexión vertical (mitad de la extensión)

a_{vn} = Resistencia a la flexión vertical (cabeza del anclaje)

ah_m = Resistencia a la flexión horizontal (mitad de la extensión)

ah_n = Resistencia a la flexión horizontal (cabeza del anclaje)



Fuente: Soil Nail Walls

El factor C_F se toma en cuenta dentro de la estimación de la presión de suelo no uniforme detrás del revestimiento y representadas por una relación nominal de la presión de suelo detrás del anclaje y la presión de suelo en la entre la mitad de los anclajes.

La distribución de presión del suelo detrás del revestimiento del muro es generalmente no uniforme. La presión del suelo es afectada por condiciones del suelo y la rigidez del revestimiento.

Alrededor de la cabeza de los anclajes, la presión del suelo es más grande que la presión de suelo entre la mitad de los anclajes. La Figura 26, muestra un esquema de la distribución de presión del suelo en los contornos del anclaje.

La distribución de la presión en el revestimiento depende de la rigidez del revestimiento. Cuando el revestimiento es relativamente delgado por ejemplo en muros temporales, la rigidez del revestimiento es relativamente baja, causando deformaciones del revestimiento en las secciones intermedias.

Como un resultado, la presión del suelo tiende a ser relativamente baja en la sección intermedia. En la Tabla 11, se muestra factores (C_F) para espesores de la cara del muro.

Tabla 11. FACTORES C_F

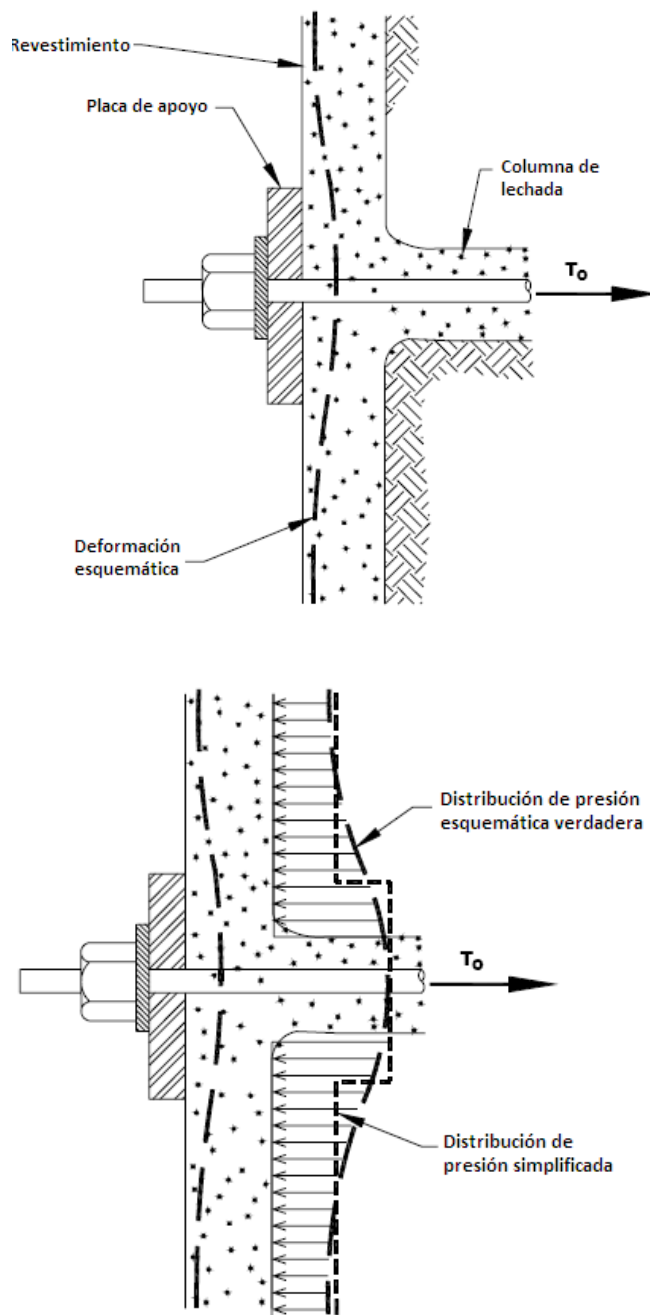
Tipo de estructura	Espesor nominal de la cara del muro (mm)	Factor C_F
Temporal	100	2.0
	150	1.5
	200	1.0
Permanente	todos	1.0

En la práctica el área de la sección transversal de reforzamiento en la dirección horizontal es igual como en la dirección vertical, por ejemplo $a_{hm} = a_{vn}$ y $a_{hm} = a_{vm}$, sin embargo el caso más crítico viene dado por el mínimo de S_H/S_V and S_V/S_H . Cuando el espaciamiento del reforzamiento de los anclajes es igual en las direcciones horizontal y vertical y se usa acero de 420 MPa, las ecuaciones son:

$$R_{FF}[kN] = 1.6 \times C_F \times (a_{vn} + a_{vm})[mm^2/m] \times h[m]$$

Esta ecuación puede ser usada para muros temporales o permanentes, el espesor del revestimiento temporal de concreto es generalmente despreciable cuando la evaluación de la capacidad del revestimiento permanente es mostrada en la Figura 25.

Figura 26. Distribución de la presión del suelo detrás del revestimiento



Fuente: Soil Nail Walls

Si verticalmente son usados barras de refuerzo sobre la cabeza de los anclajes, el área de reforzamiento total por unidad de longitud en la dirección vertical puede ser calculado como:

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

Donde:

A_{vW} = Área de la sección transversal de barras de refuerzo en la dirección vertical, este concepto puede ser usado en la dirección horizontal. Si refuerzo vertical es usados para muros permanentes instalados con malla electrosoldada, el área total de reforzamiento puede ser convertido por unidad de longitud como:

$$a_{vm} = \frac{A_{vm}}{S_H}$$

Donde:

A_{vm} = Total de área transversal de refuerzo o de barras de refuerzo en la dirección vertical, Figura 25.

Dada la fuerza de tensión en la cabeza del anclaje, T_0 , y la capacidad de flexión del revestimiento, el factor de seguridad contra la falla por flexión del revestimiento; puede ser definido como:

$$FS_{FF} = \frac{R_{FF}}{T_0}$$

El mínimo factor de seguridad es de 1,35 se adopta para cargas estáticas en muros temporales y 1,5 para las cargas estáticas en muros permanentes.

5.4.2.2 Límite del reforzamiento en el revestimiento

Al igual que con otras estructuras de concreto armado, la cantidad de refuerzo colocado en el revestimiento del muro anclado de concreto lanzado, generalmente se sitúa entre los límites prescritos. La cantidad de refuerzo se puede expresar como la relación de refuerzo (ρ o ρ_{ij}) en la dirección "i" de (vertical u horizontal) y en la ubicación "j" (cabeza del anclaje o centro).

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

Donde:

a_{ij} = Área transversal del refuerzo por unidad de ancho en la dirección "i" y ubicación "j". La cuantía de armadura mínima es expresada en unidades SI, por lo general ocurre en centro y se define como:

$$\rho_{\min[\%]} = 20 \frac{\sqrt{f'_c[MPa]}}{f_y[MPa]}$$

La cuantía máxima de la armadura se recomienda que sea:

$$\rho_{\max[\%]} = 50 \frac{f'_c[MPa]}{f_y[MPa]} \left(\frac{600}{600 + f_y[MPa]} \right)$$

Por lo tanto, el refuerzo debe ser colocado: $\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$.

Además, la proporción de la armadura en el anclaje y las zonas centro de la luz debe ser inferior a 2,5, para garantizar proporción comparable a la relación de capacidad a la flexión.

5.4.3 CAPACIDAD DE CORTE AL PUNZONAMIENTO

La falla de corte al punzonamiento del revestimiento puede ocurrir alrededor de la cabeza del anclaje y debe ser evaluada en:

- La conexión de la placa de apoyo (usado revestimiento temporal).
- La conexión del conector de cortante (“headed-stud”), (comúnmente usada en revestimientos permanentes).

Como la fuerza de tracción en la cabeza del anclaje aumenta a un valor crítico, las fracturas pueden formar un mecanismo de falla local alrededor de la cabeza del anclaje. El resultado es una superficie falla es cónica, como se muestra en la Figura 27. Esta superficie de falla se extiende detrás de la placa de apoyo o headed studs y a través del revestimiento con una inclinación de unos 45 grados, como se muestra esquemáticamente en la Figura 27.

El tamaño del cono depende del espesor del revestimiento y el tipo de la conexión anclaje-revestimiento (es decir, placa de apoyos o headed studs).

Como es común para las losas de concreto estructurales sometidas a cargas concentradas, la capacidad de la cabeza-anclaje, ver Figura 27, debe evaluarse teniendo en cuenta la capacidad de punzonamiento, R_{FP} , y se puede expresar como:

$$R_{FP} = C_p V_F$$

Donde:

V_F = Fuerza punzonamiento actuando a través de la sección.

C_p = Factor de corrección que tiene en cuenta la contribución de la capacidad de soporte del suelo.

La fuerza de punzonamiento se puede calcular teniendo en cuenta tanto las unidades SI mediante ecuaciones estándares para punzonamiento. Estas ecuaciones toman en cuenta el tamaño de una superficie cónica de falla con un diámetro D'_c en el centro del revestimiento y la altura de H_c , como se muestra en la Figura 27:

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

Donde:

D'_c = Diámetro efectivo de la superficie de falla cónica al centro de la sección (se considera un promedio de la superficie de falla cilíndrica)

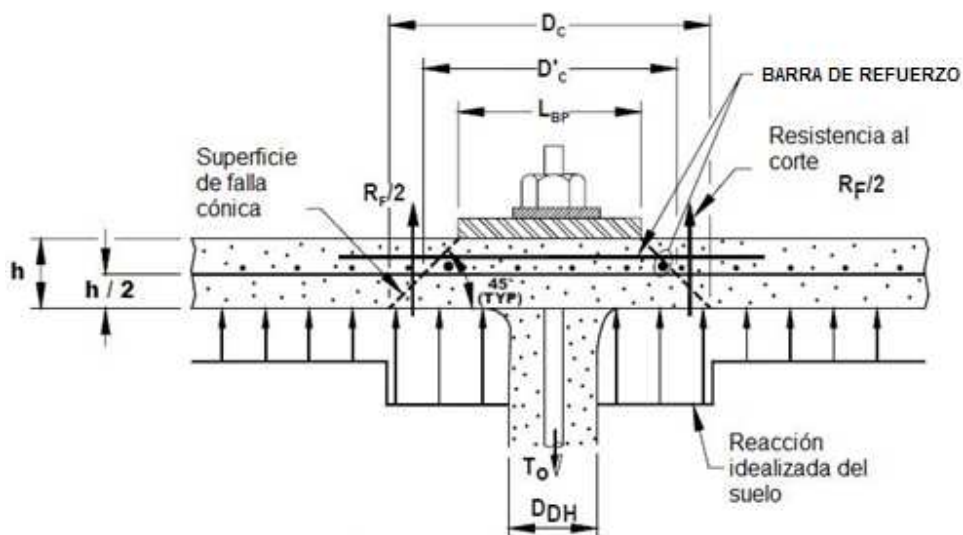
h_c = Profundidad efectiva de la superficie cónica.

El factor de corrección del C_p se utiliza para tener en cuenta el efecto de la presión del suelo detrás del revestimiento del muro que actúa para estabilizar el cono. Si no hay una reacción de la sub-rasante se considera, $C_p = 1,0$. Cuando la reacción del suelo se considera, C_p puede ser alta como 1,15. A efectos prácticos, la corrección se suele omitir lo que se considera como $C_p = 1,0$.

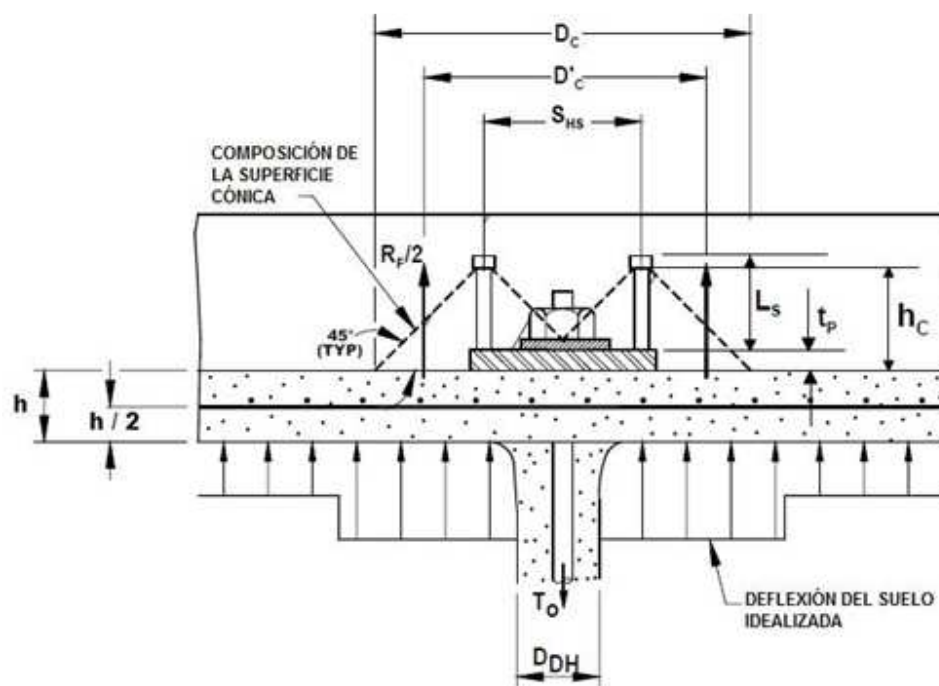
Estas ecuaciones se pueden utilizar tanto para revestimiento temporal como permanente. Sin embargo, el tamaño de la superficie cónica (valores de D'_c y h_c), deben ajustarse a considerar el tipo específico de revestimiento. Para el revestimiento temporal, las dimensiones de la placa de apoyo y espesor del revestimiento debe ser considerado.

Para revestimiento permanente, las dimensiones del headed stud (o pernos de anclaje) deben ser considerados. Figura 28, muestra los detalles de un típico headed stud.

Figura 27. Modos de falla de corte por punzonamiento



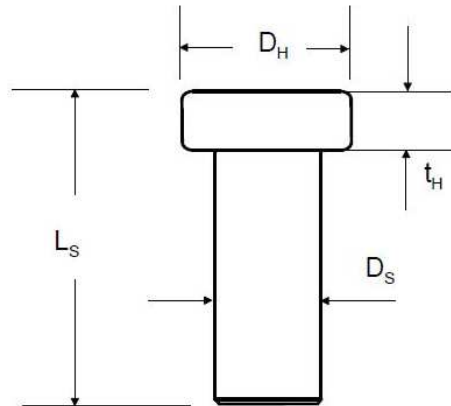
(a) CONEXIÓN TEMPORAL DE LA PLACA DE APOYO



(b) CONEXIÓN PERMANENTE CON HEAD-STUD

Fuente: Soil Nail Walls

Figura 28. Geometría de un conector de cortante (“headed-stud”),



Fuente: Soil Nail Walls

La medida efectiva de la superficie cónica puede ser considerada como:

Revestimiento temporal:

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

$$h_c = h$$

Donde:

L_{BP} = Longitud de la placa de apoyo

h = espesor del revestimiento

Revestimiento permanente:

$$D'_c = \min \text{ of } (S_{HS} + h_c \text{ and } 2h_c)$$

$$h_c = L_S - t_H + t_p$$

Donde:

S_{HS} = Espaciamiento de los conectores de cortante (“headed-studs”).

L_S = Longitud del conector de cortante (“headed-stud”).

t_H = Espesor de la cabeza del conector de cortante (“headed-stud”).

t_P = Espesor de la placa de apoyo.

Transferida la fuerza de tensión en la cabeza de anclaje, T_O , y la capacidad de corte por punzonamiento del revestimiento, el factor de seguridad para corte por punzonamiento, FS_{FP} , puede ser definida como:

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

El factor mínimo de seguridad es adoptado como 1,35 para cargas estáticas en muros temporales, y de 1,5 para cargas estáticas en muros permanentes.

- **Capacidad de tensión de los conector de cortante (“headed-stud”) para revestimiento permanente**

La capacidad de la cabeza del anclaje contra las fallas de tensión de los conectores de cortante (“headed-studs”), R_{HT} , es medida como:

$$R_{HT} = N_H A_{SH} f_y$$

Donde:

N_H = Número de los conector de cortante (“headed-stud”), usualmente son 4.

A_{SH} = Área de la sección transversal de los conector de cortante (“headed-stud”).

f_y = Resistencia a la fluencia de los conector de cortante (“headed-stud”).

El factor de seguridad para las fallas por tensión de los conectores de cortante (“headed-stud”) puede ser definido como:

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

Para cargas estáticas, los factores de seguridad mínimo son 1,8 en muros temporales para acero A307 o de 1,5 para A325, y 2,0 en muros permanentes para acero A307 o 1,7 para A325. La compresión sobre el concreto detrás de la cabeza de los conectores de cortante (“headed-stud”) es seguro a ser con límites tolerables si las siguientes geometrías son medida en el ACI, 1998 como:

$$A_H \geq 2.5A_{SH}$$

$$t_H \geq 0.5(D_H - D_S)$$

Donde:

A_H = Área de la sección transversal del conector de cortante (“headed-stud”)

t_H = Espesor de la cabeza del conector de cortante (“headed-stud”)

D_H = Diámetro del conector de cortante (“headed-stud”)

D_S = Diámetro del vástago del conector de cortante (“headed-stud”)

Para proporcionar un anclaje suficiente, la conexión del conector de cortante (“headed-stud”) debe extenderse al menos hasta la mitad de la sección, manteniendo al mismo tiempo de 50 mm (2 pulgadas) cobertura mínima. Proporcionar una capacidad del anclaje adicional, los conector de cortante (“headed-stud”) debe ser lo suficientemente largo que la cabeza se encuentra detrás del reforzamiento. Cuando pernos roscados son utilizados en lugar de los conector de cortante (“headed-stud”), el área efectiva de la sección transversal

de los pernos se debe emplear en las ecuaciones anteriores. El área efectiva de la sección transversal, A_E , de los anclajes roscados se calcula como sigue:

$$A_E = \frac{\pi}{4} \left[D_E - \left(\frac{0.9743}{n_t} \right) \right]^2$$

Donde:

D_E = Diámetro efectivo del perno.

n_t = Número de roscas por unidad de longitud.

5.5 DEFORMACIONES DE MUROS ANCLADOS

5.5.1 DESPLAZAMIENTO DEL MURO

Durante la construcción y después de la construcción de un muro anclado de concreto lanzado, el suelo detrás de este tiende a deformarse hacia afuera. El momento es iniciado por un incremento rotacional en el pie del muro, similar al momento de un muro de retención cantiléver. En general, los desplazamientos horizontales y verticales de la pared o del muro dependen de:

- La altura del muro, H , (las deformación aproximadamente aumentan linealmente con respecto a la altura del muro).
- La geometría del muro (un muro vertical produce más deformaciones que un muro inclinado)
- El tipo de suelo alrededor de los anclajes (en los suelos blandos se producen más deformaciones)
- El espaciamiento de los anclajes y la profundidad de la excavación (espaciamientos largos de los anclajes, mayor profundidad de la excavación genera más deformaciones).
- La factor de seguridad global (para pequeños FS_G son asociados con mayores deformaciones).

- La relación longitud del anclaje/longitud del muro (pequeñas longitudes de los anclajes en relación con la longitud del muro genera mayores deformaciones horizontales).
- La inclinación del anclaje (anclajes más inclinados tienden a producir mayor deformación horizontal debido a la movilización menos eficiente de las cargas de tensión en los anclajes).
- Las magnitudes de sobrecarga (aumentos permanentes de sobrecarga genera incrementos en la deformación del muro).

Datos empíricos mostrados para muros anclados con una relación típica L/H entre 0,7 y 1,0 y con despreciables sobrecargas, los valores típicos de seguridad global (FS_G) son de 1,5, y el máximo desplazamientos horizontal y vertical a largo tiempo de la parte superior del muro, δ_h y δ_v , respectivamente puede ser estimado de la siguiente manera:

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

Donde:

$(\delta_h/H)_i$ = Relación dependiente de las condiciones del suelo “i” son indicados en la siguiente, ver **Tabla 12**.

H = Altura del muro

Los valores de la zona de influencia mostrados en la Figura 29, donde las deformaciones del terreno son visibles, son definidos por una distancia horizontal detrás del muro anclado de concreto lanzado, D_{DEF} , y puede ser estimada con la siguiente expresión:

$$\frac{D_{DEF}}{H} = C(1 - \tan \alpha)$$

Donde:

α = Ángulo de inclinación del muro

C = Coeficiente indicado en la Tabla 12.

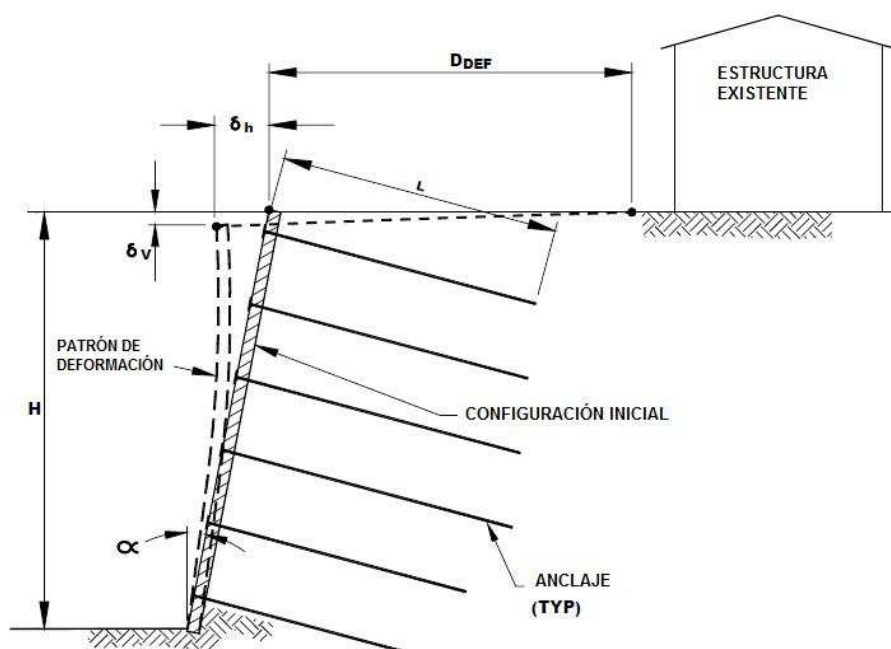
Tabla 12. Valores de $(\delta h/H)_i$ y **C en funciones de las condiciones del suelo**

VARIABLE	SUELOS RÍGIDOS Y ROCAS	SUELOS ARENOSOS	SUELOS DE GRANO FINO
$\bar{\delta}_h/H$ y $\bar{\delta}_v/H$	1/1000	1/500	1/333
C	1,25	0,8	0,7

Como una primera estimación, las deflexiones horizontales son mayores a $0,005H$ durante la construcción debería ser una causa de interés y que son generalmente un límite superior de desempeño aceptable. Cuando excesivas deformaciones se consideran muy probable con una configuración específica del muro, algunas modificaciones al diseño original pueden ser consideradas. Deformaciones del muro anclado de concreto lanzado, se puede reducir mediante el uso de un muro de contención y la instalación de anclajes más largos en la parte superior del muro, utilizando un factor de seguridad más alto. Los desplazamientos tienden a continuar después de la construcción del muro anclado de concreto lanzado, a veces hasta 6 meses, dependiendo del tipo de suelo. Típicamente, la deformación posterior a la construcción aumenta un 15 por ciento de las deformaciones observadas antes de su construcción.

Como resultado de este movimiento, la tensión adicional se desarrolla en los anclajes. En general, los suelos de grano fino de alta plasticidad (es decir, aproximadamente el $IP > 20$) y alto contenido de agua (tal que $IL > 0,2$) tienden a incurrir en una deformación por períodos más largos de tiempo.

Figura 29. Deformación del muro anclado de concreto lanzado



Fuente: Soil Nail Walls

5.5.2 DEFORMACIONES PERMENENTES POR SISMOS

La experiencia ha mostrado que las deformaciones permanentes tienden a ser pequeñas cuando se utiliza el rango típico de coeficiente sísmico que se ha descrito anteriormente (es decir, $0,5 \leq kh / Am \leq 0,67$) en el diseño de los sistemas flexibles de muros anclados. Sin embargo, esto sólo es cierto siempre y cuando la resistencia del suelo detrás de la pared no se reduce de manera significativa durante eventos sísmicos.

Deformaciones permanentes del muro anclado de concreto lanzado debido a un evento sísmico puede ser estimada con el procedimiento. Este método consiste en calcular el desplazamiento de una masa potencial de deslizamiento de tierra en una forma análoga a la de deslizamiento de un bloque rígido en una rampa sometida a una carga cíclica.

5.6 FACTORES DE SEGURIDAD

Las recomendaciones para los factores de seguridad mínima que son usados en el diseño de muros anclados, para cada uno de los diferentes modos de falla descritos. Después modificados por Byrne en 1998, son dados para cargas estáticas y sísmicas, y estructuras temporales y permanentes.

Los factores de seguridad recomendados en la Tabla 13 solo son aplicables al método ASD (Allowable Stress Design) donde las cargas no son mayoradas.

Tabla 13. Factores de seguridad mínimos recomendados para muros anclados de concreto lanzado

MODO DE FALLA	COMPONENTES DE RESISTENCIA	SÍMBOLO	FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS RECOMENDADOS		
			CARGAS ESTÁTICA ⁽¹⁾		CARGAS SÍSMICAS ⁽²⁾ (ESTRUCTURAS TEMPORALES Y PERMANENTES)
			ESTRUCTURA TEMPORAL	ESTRUCTURA PERMANENTE	
Estabilidad externa	Estabilidad global (largo tiempo)	FS _G	1.35	1.5 ⁽¹⁾	1.1
	Estabilidad global (excavación)	FS _G	1.2 - 1.3 ⁽²⁾		NA
	Deslizamiento	FS _{SL}	1.3	1.5	1.1
	Capacidad portante	FS _H	2.5 ⁽³⁾	3.0 ⁽³⁾	2.3 ⁽⁵⁾
Estabilidad interna	Resistencia al arrancamiento	FS _p	2.0		1.5
	Resistencia a la tensión de la barra de anclaje	FS _T	1.8		1.35
Resistencia del revestimiento	Flexión del revestimiento	FS _{FF}	1.35	1.5	1.1
	Corte por punzonamiento	FS _{FP}	1.35	1.5	1.1
	Tensión del conector de cortante ("headed-stud") (A307)	FS _{HT}	1.8	2.0	1.5
	Tensión del clavo conector de cortante ("headed-stud") (A325)	FS _{HT}	1.5	1.7	1.3

Notas:

- 1) Para estructuras permanentes no críticas, se pueden aceptar un diseño para cargas estáticas y las condiciones a largo plazo con FSG = 1,35 cuando la incertidumbre es baja debido a la suficiente información geotécnica y la experiencia local exitosa en proyectos similares.
- 2) El segundo conjunto de factores de seguridad para la estabilidad global se aplica en el caso de excavaciones temporales que no son compatibles para un máximo de 48 horas antes de que los anclajes son instalados. El valor más grande se puede aplicar a estructuras más críticas o cuando existe más incertidumbre con respecto a las condiciones del suelo.
- 3) Los factores de seguridad para la capacidad de carga son aplicables cuando se utilizan ecuaciones estándar de capacidad de carga. Al utilizar los programas de análisis de estabilidad para evaluar los modos de falla, los factores de seguridad para la estabilidad global se aplican.

5.7 COMBINACIONES DE CARGA

Los muros anclados de concreto lanzado son usados para proyectos de carreteras que son sujetos a diferentes cargas durante su vida de servicio. Las cargas típicas aplicadas, por ejemplo el peso de la estructura, la presión lateral del suelo, peso de una estructura cercana sobre el suelo.

Cargas de tráfico, cargas de impacto (colisión de vehículos contra el muro), cargas sísmicas. La siguiente tabla presenta una lista considerada de tipos de cargas para estructuras de carreteras descritas en la AASHTO, 1996.

El efecto de un grupo de carga, N , puede ser expresado, de forma general como:

$$N = \gamma_n \left(\sum \beta_{in} Q_{in} \right)$$

Donde:

γ_n = Factor de carga para un grupo de carga "n".

n = Subíndice que indica el número de grupo de carga.

β_{in} = Coeficiente de combinación de carga para tipo de carga "i" y grupo de cargas "n"

i = Subíndice que indica el tipo de carga, ver Tabla 14

Q_{in} = Tipos de cargas.

Tabla 14. Tipos de cargas

i	Tipo de Cargo (Qi)	Símbolo
1	Carga muerta (ej. Carga permanente)	D
2	Carga viva (ej. Cargas transitorias frecuentes)	L
3	Impacto de carga viva (ej. Cargas transitorias no frecuentes)	I
4	Fuerzas centrífugas sobre cubierta de puente	CF
5	Presión de tierra	E
6	Flotabilidad	B
7	Presión corriente de corriente	SF
8	Cargas de viento sobre estructura	W
9	Cargas de Viento sobre Carga Viva	WL
10	Fuerzas longitudinales sobre Cubierta de Puente	LF
11	Contracción y temperatura	R+S+T
12	Sismos	EQ

Fuente: Soil Nail Walls

Tabla 15. Tipos de cargas

GRUPO (N)	γ_n	B_{in} (i= tipo de carga, n= número de grupo)													% ⁽³⁾
		D	$(L+I)_n^{(2)}$	$(L+I)_p^{(2)}$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	
I	1,0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	100
I A	1,0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
I B	1,0	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	** (4)
II	1,0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
III	1,0	1	1	0	1	1	1	1	0,3	1	1	0	0	0	125
IV	1,0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	125
V	1,0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
VI	1,0	1	1	0	1	1	1	1	0,3	1	1	1	0	0	140
VII	1,0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
VII	1,0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1,0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
X ⁽⁶⁾	1,0	1	1	0	0	1 ⁽⁵⁾	0	0	0	0	0	0	0	0	100

Notas:

(1) Fuente: ASSTHO (1996)

(2) $(L + I)_n$ = Carga viva más impacto por ASSHTO

$(L + I)_p$ = Carga viva más impacto consistente de criterios de sobrecarga.

(3) Porcentaje de incremento de esfuerzo aceptable (determinado con recomendaciones de factor de seguridad)

(4) $Porcentaje (\%) = \frac{Esfuerzo\ máximo}{esfuerzo\ aceptable} \times 100$

(5) $\beta_E = 1,00$ para cargas verticales y laterales en todas las estructuras.

(6) Grupo de carga X es para alcantarillas.

Fuente: Soil Nail Walls

5.8 OTRAS CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Como con muchos otros proyectos geotécnicos, los niveles freáticos y aguas superficiales pueden causar problemas durante la construcción, incrementar los costos y la duración del tiempo de construcción, perjudicar la integridad a largo plazo, y disminuir el desempeño del muro anclado de concreto lanzado. Para minimizar estas complicaciones deberán ser controladas durante y después de la construcción. Adicionalmente el desempeño de un muro anclado de concreto lanzado mejora cuando un efectivo sistema de drenaje es instalado, para controlar los niveles de agua detrás del muro.

5.8.1 DISEÑO DE DRENAJES

El control mínimo del escurrimiento del agua superficial y flujo interno se asocia con agua suspendida o al localizar áreas de filtración. Un canal interceptor de agua superficial se excava a lo largo de la parte superior de la excavación y cubre con concreto, se aplica durante el primer nivel de la excavación, es un elemento recomendado para controlar flujos de agua superficial.

Para el control a largo plazo se utiliza tiras de geocompuestos para drenaje: Estos elementos son aproximadamente tiras de material sintético 300 a 400 mm de ancho. Las tiras se colocan verticalmente contra la excavación a lo largo de la profundidad entera del muro que se muestra en la Figura 30.

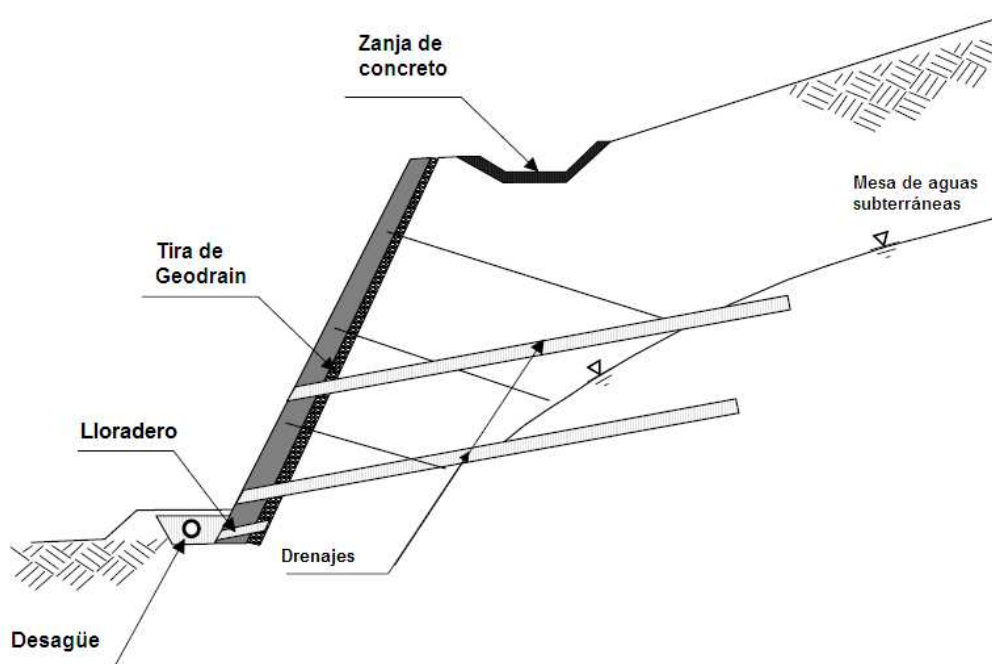
El espaciamiento horizontal generalmente está igual al espaciamiento horizontal de los anclajes. En la parte baja de las tiras debe haber en una cañería de desagüe que corre a lo largo de la base del muro o a través de agujeros al fondo del muro. Para una excavación muy irregular, la colocación de estas tiras de drenaje en la superficie excavada es difícil y a menudo impráctico.

En algunos casos, las tiras de drenaje pueden intercalarse entre la construcción del revestimiento de concreto lanzado y un revestimiento permanente. El

diámetro del tubo de drenaje puesto es de 50 a 75 mm y deberá pasar a través del revestimiento construido.

El ingeniero de campo necesita mantener una guía de inspección y construcción, para asegurar que la actuación del sistema de drenaje no se impacte durante la instalación del concreto lanzado. Si no se puede garantizarse una construcción efectiva, el efecto del nivel del agua subterránea necesita ser considerado en el análisis.

Figura 30. Drenajes en muros anclados



Fuente: Soil Nail Walls

Lloradero: Estos son típicamente de 300 a 400 mm de largo y de 50 - a 100-mm de diámetro, estas tuberías de PVC conduce a través del revestimiento el agua al desagüe.

Drenajes: Pueden instalarse horizontales o ligeramente inclinado donde es necesario controlar las presiones del agua subterránea. Estos tubos perforados de PVC son de 50 mm de diámetro, con una inclinación de 5 a 10 grados con respecto a la horizontal.

Son típicamente más largos que la longitud de los anclajes y sirven para impedir que el agua freática entre en contacto con los anclajes o el sistema de muro anclado de concreto lanzado, como lo mostrado en la Figura 30.

Son instalados a una distribución aproximada de un drenaje por cada 10 metros del cuadrado de revestimiento. Además son instalados típicamente después de la instalación de los anclajes para prevenir intrusión potencial de lechada del anclaje en las tuberías. Estos drenajes cruzan el revestimiento.

Zanja de Concreto: Sirve para controlar el agua superficie permanente instalando una zanja de interceptación detrás de la superior del muro para impedir la infiltración del agua superficial detrás del muro o fluir encima del muro. Una capa vegetativa también ha sido usado reducir o retardar infiltración de agua en el suelo.

Tiras de drenaje geocompuesto: Estos elementos son tiras de material sintético de aproximadamente 300 a 400 mm (12 a 16 pulgadas) de ancho. Se colocan las tiras verticales contra el corte de la excavación y a lo largo de toda la profundidad del corte (Figura 31 y Figura 32).

El espaciamiento horizontal es generalmente el mismo que el espacio horizontal de los anclajes. El extremo inferior de las tiras son introducidas en un tubo de drenaje que corre a lo largo de la base de la pared o a través de agujeros de drenaje en la parte inferior de la pared. Para una excavación muy irregular, la colocación de tiras de drenaje prefabricadas contra la cara excavada es difícil y poco práctica.

El ingeniero de diseño debe proporcionar a la construcción y la orientación explícita de inspección para este tipo de aplicación, para asegurar que el rendimiento del sistema de drenaje no se ve afectado durante la instalación del concreto lanzado. Si el rendimiento apropiado no puede ser garantizado, el efecto del nivel freático, se debe considerar en el análisis.

Figura 31. Tiras de drenaje bajo el concreto lanzado temporal



Fuente: Soil Nail Walls

Figura 32. Detalles de un geocompuesto

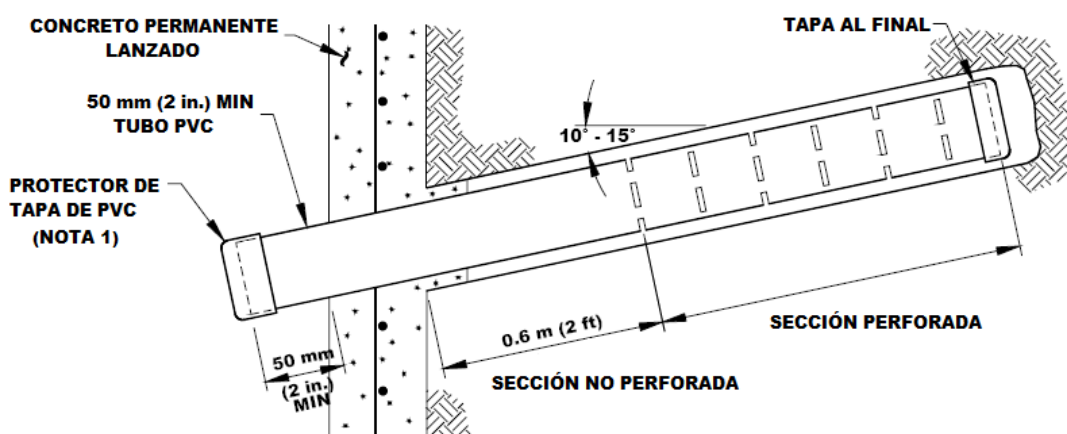


El tubo de PVC debe ser ranurado, como se muestra en la Figura 33.

Aunque las tuberías de drenaje se instalan normalmente después de que los anclajes están en su lugar y el concreto lanzado se aplica para evitar que la lechada o el concreto lanzado entren en el dren, también pueden ser aplicados antes de la aplicación de concreto lanzado.

En este caso, un tapón y tapas temporales de PVC se deben utilizar para evitar que el concreto lanzado entre en el orificio del drenaje y la obstrucción de las ranuras de drenaje o perforaciones.

Figura 33. Detalles de un drenaje típico



NOTAS :

1. UNA TAPA DE PROTECCIÓN NECESITA SER REMOVIDA DESPUÉS DEL FINAL DE SER APLICADO EL CONCRETO LANZADO.

2. ESPACIAMIENTO DE LOS DRENAJES ES TIPICO DE 3,3 m (10 ft).

DETALLE DE UN DRENAJE TIPICO

Fuente: Soil Nail Walls

5.8.2 DISEÑO DE SOPORTE PARA LA CARGA MUERTA DEL REVESTIMIENTO

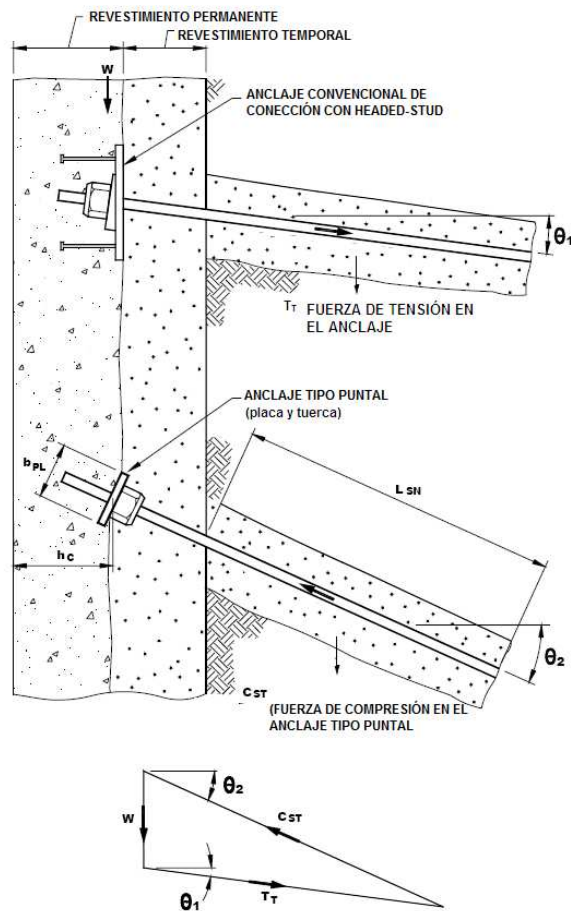
El peso del revestimiento temporal ser soportado por los anclajes instalados u otros medios complementarios hasta el desarrollo de esfuerzos de compresión en el contacto revestimiento-anclaje. Esto es particularmente importante para el revestimiento de los niveles de excavación inicial que se hace sin soporte cuando el siguiente nivel de excavación es desarrollado. El espesor del concreto lanzado de los revestimientos típicos en la construcción son de 100 mm (4 pulg.), la experiencia ha demostrado que los muros anclados de concreto lanzado soportarán el peso del revestimiento sin mayores dificultades.

Para un mayor espesor del revestimiento de concreto lanzado el apoyo del peso considera la capacidad de corte de los anclajes y se evaluara la capacidad portante del suelo debajo de los anclajes. El espesor máximo del revestimiento de concreto lanzado que puede ser soportado es dependiente de la resistencia del suelo. En el terreno competentes, espesores de revestimientos de concreto lanzado entre 200 a 250 mm (8 - a 10-in.) se han soportados con éxito.

Si es necesario, el soporte del peso del concreto lanzado se puede lograr mediante la instalación de anclajes cortos que son elementos inclinados de refuerzo en calidad de puntales de compresión. La Figura 34 muestra un sistema de anclaje al suelo / anclaje tipo puntal sistema de apoyo del revestimiento de auto peso W . El muro anclado de concreto lanzado tiene una conexión convencional con conector de cortante ("headed-stud") al revestimiento.

El anclaje tipo puntal tiene una placa de apoyo y sistema de arandela biselada, como se muestra. Figura 34, también se muestra el método de cálculo de las cargas de trabajo (asociado con el apoyo del peso propio soportado del revestimiento) tanto en el anclaje y el anclaje tipo puntal. Es necesario tener en cuenta la resistencia al corte a lo largo de la interfaz revestimiento/suelo.

Figura 34. Concepto del anclaje tipo puntal



NOTA:

C_{ST} y T_T , determinado desde equilibrio vertical y horizontal.

Para anclajes con una inclinación de 15° y anclajes tipo puntal con una inclinación de 45° .

$$T_{ST} = 1,4 W$$

$$C_{ST} = 1,9 W$$

Donde, W = Peso del revestimiento soportado por el anclaje y el anclaje tipo puntal.

Fuente: Soil Nail Walls

CAPITULO 6. DISEÑO DE MUROS ANCLADOS

6.1 INTRODUCCION

“El diseño más económico y eficiente generalmente se obtiene cuando se le permite al contratista seleccionar el tipo de ancla, el método de construcción y la capacidad de cada anclaje.¹”

El propósito de este manual, es presentar paso a paso un método para el diseño de muros anclados de concreto lanzado recomendado y descrito, en la publicación de la Federal Highway Administration en su publicación Soil Nail Walls, sin ningún tipo de modificación, el mismo se detalla en la Tabla 16. Sin embargo previa la realización de estos pasos se debe establecer primero:

- Los requisitos del proyecto, incluyendo las limitaciones de construcción (topografía, acceso al sitio, servicios públicos, estructuras adyacentes, proyección de diseño).
- Realizar el respectivo estudio geotécnico que incluirá investigaciones in-situ y laboratorio, que se detallo en el capítulo 4.

Tabla 16. Pasos para el diseño de muros anclados

CONSIDERACIONES INICIALES DEL DISEÑO DE MUROS ANCLADOS	
PASO 1	<ul style="list-style-type: none"> a. Esquema del muro, por ejemplo, altura del muro, longitud del muro, tipo de superficie). b. Distancias horizontales y verticales de los anclajes. c. Patrón de ubicación de los anclajes (arreglo, escalonamiento, patrones irregulares) d. Inclinación de los anclajes. e. Longitud de los anclajes y distribución. f. Selección del tipo de anclaje, por ejemplo, número de barras, el tipo de

¹ Deslizamiento: Técnicas de Remediación, Jaime Suarez capítulo 4, tomo II

	<p>acero)</p> <p>g. Selección de propiedades del suelo, por ejemplo, resistencia al esfuerzo cortante, la ubicación del nivel freático, etc.)</p> <p>h. Otras consideraciones iniciales.</p>
PASO 2	<p style="text-align: center;">DISEÑO PRELIMINAR USANDO GRÁFICOS SIMPLIFICADOS</p> <p>La utilización de estos gráficos son utilizados para evaluar preliminarmente la longitud de los anclajes y la carga máxima de los anclajes.</p>
PASO 3	<p style="text-align: center;">DISEÑO FINAL</p> <p>a. Tipos de falla externa.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. La estabilidad global 2. Estabilidad al deslizamiento 3. Capacidad portante <p>b. Consideraciones sísmicas.</p> <p>c. Tipos de falla interna.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Resistencia al arrancamiento del anclaje. 2. Resistencia a la tracción del anclaje. <p>d. Diseño de la superficie.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Carga de la cabeza del anclaje. 2. Tipo y espesor del muro. 3. Materiales del muro. 4. Resistencia a la flexión. 5. Resistencia al punzonamiento de la superficie del muro. 6. Resistencia del perno de la cabeza de la superficie. 7. Otras consideraciones.
PASO 4	<p style="text-align: center;">ESTIMACIONES DE LAS DEFORMACIONES MÁXIMAS DEL MURO</p>
PASO 5	<p style="text-align: center;">OTRAS CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO</p> <ol style="list-style-type: none"> a. Drenaje b. Cargas exteriores

6.2 PASO 1

Consideraciones iniciales del diseño.

6.2.1 ESQUEMA DEL MURO

Para establecer el esquema del muro anclado de concreto lanzado de concreto lanzado se debe incluir:

- a) altura del muro
- b) longitud del muro
- c) inclinación del muro

La evaluación del esquema incluye también el desarrollo del perfil longitudinal del muro, localización de obras complementarias (ej., barreras de tráfico, sistemas del drenaje, etc.); estableciendo las limitaciones de la ubicación de los anclajes.

6.2.2 DISTANCIAS HORIZONTALES Y VERTICALES DE LOS ANCLAJES

Los anclajes y sistemas de anclaje se diseñan asumiendo un área tributaria de carga a cada anclaje, basado en el espaciamiento horizontal y vertical entre los anclajes adyacentes.

Dependiendo de los requerimientos técnicos y las limitaciones específicas del proyecto la distancia horizontal y vertical de los anclajes puede variar.

Las limitaciones de un proyecto pueden ser:

- La necesidad de un sistema muy rígido (anclajes poco separados) para controlar los movimientos laterales del muro.
- La existencia de estructuras subterráneas que puedan afectar a posición e inclinación de los anclajes.

La posición vertical del anclaje más cercano a la superficie del terreno debe ser evaluado teniendo en cuenta las deformaciones admisibles del muro. La posición vertical debe minimizar la posibilidad de exceder la capacidad pasiva del terreno durante la prueba del anclaje y las pruebas de rendimiento de carga.

El espaciamiento horizontal, S_H , es típicamente igual al espaciamiento vertical, S_V . (Ver Figura 35). El rango del espaciamiento de los anclajes va desde 1,25 a 2,00 m (4 a 6,5 ft), un espaciamiento de 1,50 m (5 ft) es comúnmente usado. Este espaciamiento puede ser afectado por la existencia de estructuras subterráneas.

Este espaciamiento horizontal y vertical, genera que cada uno de los anclajes tenga un área de influencia de $S_H \times S_V \leq 4 \text{ m}^2$. Se debería especificar un espaciamiento mínimo de los anclajes alrededor de 1,0 m. El diseño de las fuerzas dadas por el análisis de estabilidad global y el diseño del revestimiento son afectados por el espaciamiento de los anclajes. En general mayor espaciamiento genera una mayor fuerza de diseño. El propósito de definir un espaciamiento mínimo entre los anclajes es para minimizar la intersección de los anclajes debido a desviaciones de la perforación.

6.2.3 PATRÓN DE UBICACIÓN DE LOS ANCLAJES

Los patrones comúnmente usados en la ubicación de los anclajes son mostrados en la Figura 35:

- Patrón cuadrangular
- Patrón triangular
- Patrón irregular (con localizaciones limitadas)

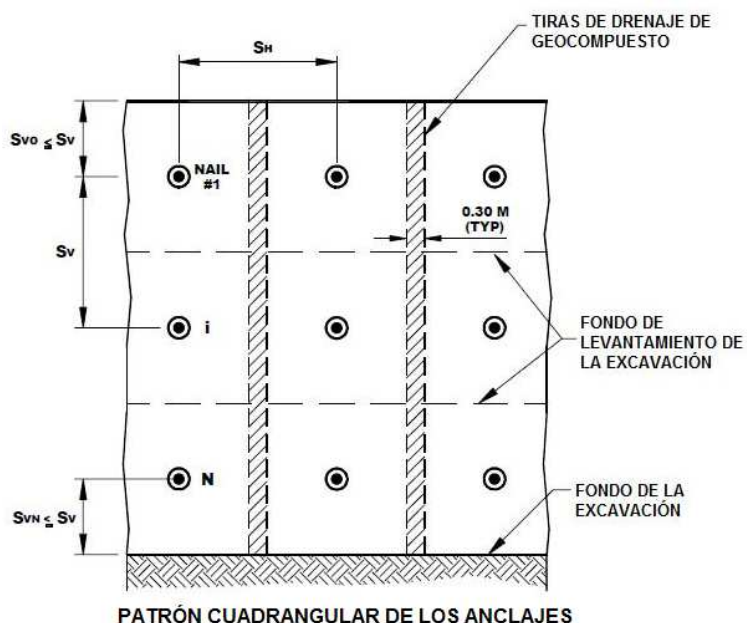
El patrón cuadrangular resulta en una columna alineada de anclajes, facilita la construcción de paneles verticales de concreto lanzado. Además facilita la

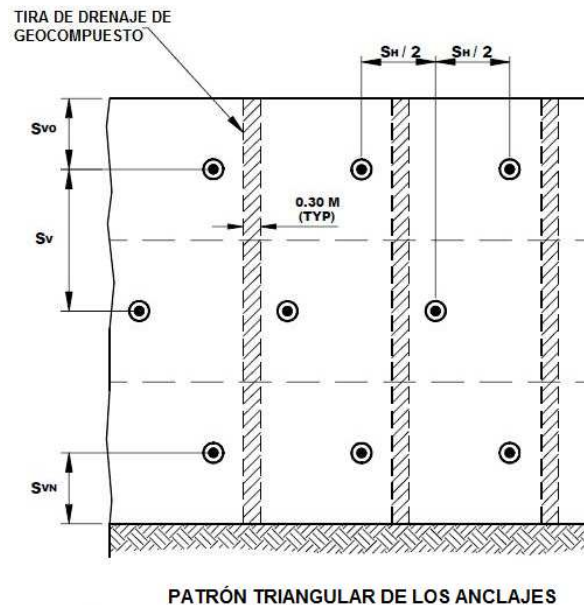
instalación tiras de geocompuestos para sistema de drenaje detrás del revestimiento. Este patrón es comúnmente usado.

El patrón triangular resulta en una distribución más uniforme de la presión del suelo. Este efecto es muy beneficioso porque un reforzamiento del suelo es logrado.

Este método debería ser usado en casos donde paralelamente el suelo estable está presente, porque tales suelos tienen menores márgenes de redistribución de cargas. En este patrón la instalación de geocompuestos como sistemas de drenaje es complicada. El uso de espaciamientos uniformes para los anclajes es beneficioso porque simplifica procesos de construcción y mejora la calidad de control. Sin embargo, debido a la geometría específica de cada proyecto, el espaciamiento de los anclajes puede necesitar que sea irregular, con reducción de espaciamientos en algunas partes.

Figura 35. Patrón de ubicación de los anclajes





Fuente: Soil Nail Walls.

6.2.4 INCLINACIÓN DE LOS ANCLAJES

Para anclajes el ángulo de inclinación generalmente usado en la práctica para las perforaciones es en un promedio de 15° , pero por inconvenientes anteriormente mencionados esta inclinación puede variar generalmente de 10° a 20° . Por efectos de complicaciones en la aplicación de la inyección de lechada no es recomendable inclinación menor a 10° . En ciertos proyectos se requieren ángulos de inclinación diferentes para evitar estructuras subterráneas, tuberías o para que no exista un cruce entre los anclajes, ver la Figura 36.

6.2.5 LONGITUD DE LOS ANCLAJES Y DISTRIBUCIÓN

La localización y longitud de los anclajes puede ser seleccionada de manera uniforme o variable. Es muy común que se utilicen longitudes uniformes, pero en ocasiones se diseñan longitudes diferentes de acuerdo a las características geológicas y al comportamiento de la estructura. Comúnmente los anclajes superiores son más largos que los inferiores.

6.2.5.1 Longitud uniforme de los anclajes

Cuando el potencial para excesivas deformaciones del muro no es de interés, (ej. Muro anclado de concreto lanzado construido en suelo idóneo o en una área sin estructuras cercanas), esto es beneficioso para seleccionar longitudes de distribución uniforme debido a que se simplifica la construcción y el control de calidad. Este modelo provee comúnmente altos factores de seguridad al deslizamiento.

6.2.5.2 Longitud variable de los anclajes

Una distribución variable de las longitudes puede ser usada si las deformaciones del muro necesitan ser controladas. El modelo de equilibrio global y deformaciones de un sistema con diferentes longitudes de anclajes sería diferente de un sistema con longitudes uniformes de los anclajes.

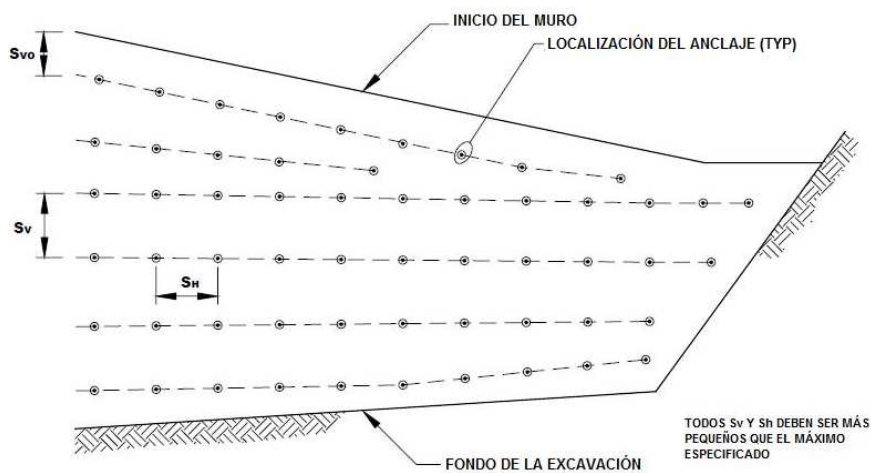
Datos de medidos en campo de muros anclados de concreto lanzado, indican que los desplazamientos pueden ser significativamente reducidos si las longitudes de los anclajes en los $2/3$ superiores a los $3/4$ de la altura del muro son mayor que aquéllos anclajes en la porción más baja.

La colocación de un reforzamiento adicional (ej. longitudes de los anclajes), cerca de la parte superior del muro va a proveer más resistencia a movimientos del muro en las áreas críticas cerca de la superficie del muro. Como los anclajes inferiores son pequeños en modelos de longitudes no uniformes, esta distribución tiende a producir un factor de seguridad de estabilidad al deslizamiento más bajo.

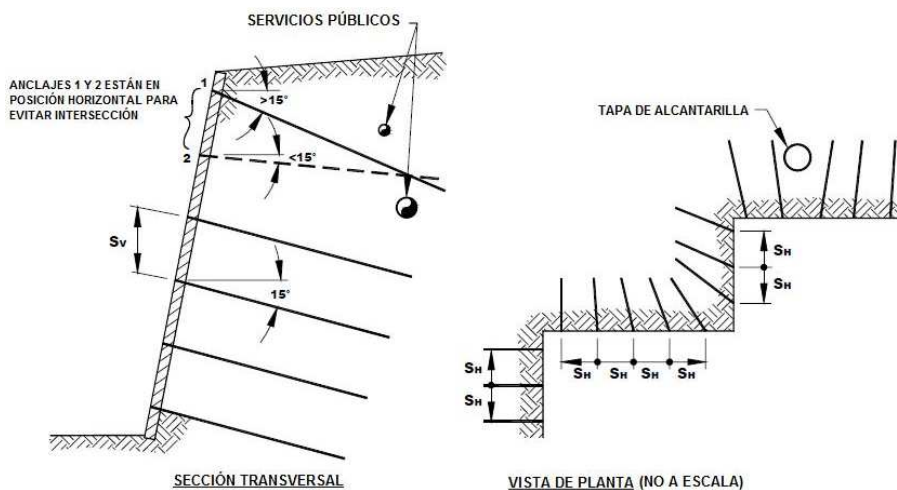
La Figura 37, muestra diferentes distribuciones de las longitudes de los anclajes, para la misma altura del muro, y la longitud total del anclaje requerida para obtener un factor de seguridad de 1,35. Sin embargo, la distribución de las longitudes de los anclajes puede resultar en menores deformaciones del muro

comparando con otros esquemas a pesar de tener similares factores de seguridad. Además, algunas distribuciones de la longitud de los anclajes pueden tener anclajes demasiado cortos en la parte más baja del muro; esta condición desfavorable puede llevar a una falla de estabilidad al deslizamiento.

Figura 36. Variación de la ubicación de los anclajes.



EJEMPLO DE ORGANIZACIÓN DE ANCLAJES NO HORIZONTALES



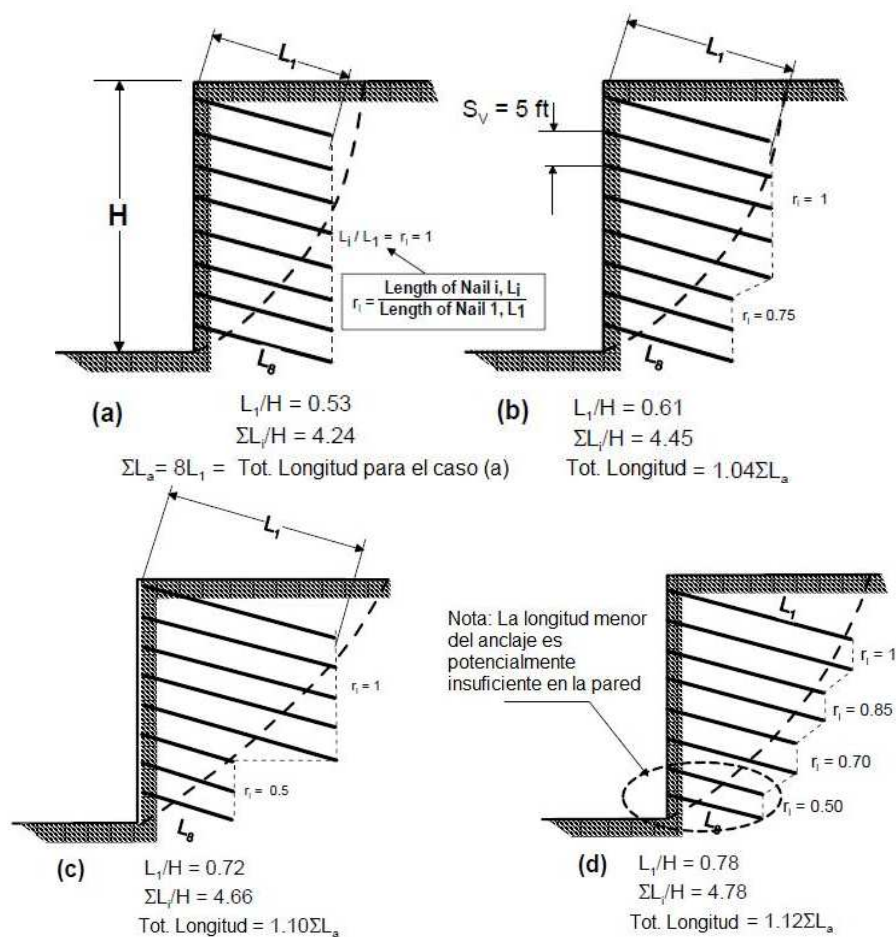
(b) CAMBIO DE LA INCLINACIÓN DEL ANCLAJE AL REDEDOR DE LOS SERVICIOS PÚBLICOS

(c) ANCLAJE EXTENDIDO EN LAS ESQUINAS

DIFERENTES PATRONES DE ANCLAJE

Fuente: Soil Nail Walls.

Figura 37. Efectos de las diferentes distribuciones de las longitudes de los anclajes



Peso Unitario del suelo	γ	120 pcf
Ángulo de fricción	Φ'	35 °
Cohesión	C'	100 psf
Diámetro de la perforación	D_{DH}	4 inch
Resistencia última de adherencia	q_u	20 psi
Factor de seguridad al arrancamiento	FS_P	2,0
Factor de seguridad global	FS_G	1,35

Fuente: Soil Nail Walls.

Los muros anclados han mostrado que los desplazamientos más grandes se observan cuando los anclajes superiores son demasiado cortos. Las deformaciones pueden ser significativamente reducidas cuando los anclajes de la parte superior de la estructura son más largos que los requeridos en el análisis de estabilidad.

En general, un factor de seguridad global más grande se da cuando las deformaciones del muro son las más pequeñas. Por consiguiente, todas las otras variables similares de los esquemas de los anclajes mostrados en la Figura 37 c, d; es probable que produzcan deformaciones del muro más pequeñas, especialmente cerca de la parte superior del muro.

En la práctica general, la longitud de los anclajes en las filas más bajas nunca debe ser más corta que $0,5 H$. Las longitudes de los anclajes menores a $0,5 H$ no satisfacen probablemente los requisitos de estabilidad al deslizamiento.

Las siguientes recomendaciones son para la longitud de los anclajes y la distribución de los mismos:

- Seleccionar una configuración uniforme de longitudes siempre que sea posible.
- Seleccione los anclajes más largos que los requeridos por el factor de seguridad designado, como un medio para reducir las deformaciones del muro en las porciones superiores del muro.
- Evite el uso de anclajes “cortos” en la porción superior del muro.
- Evite el uso también de anclajes “cortos” en la porción más baja del muro. Evalúe si los anclajes más cortos en filas del fondo instalados en el terreno satisfacen competente a los requisitos de estabilidad al deslizamiento. Al pie del muro los anclajes no deben ser más pequeños que $0,5 H$.
- Puede usarse una configuración de longitudes de los anclajes no uniforme en estratos de suelo con similares condiciones.

- Para las evaluaciones de viabilidad, la longitud de los anclajes puede asumirse inicialmente que puede ser $0,7 H$, donde H es la altura del muro. La longitud de los anclajes puede ser mayor que $0,7 H$ si se esperan sobrecargas grandes o si el muro es muy alto, mayor que 10 m.

6.2.6 SELECCIÓN DEL TIPO DE ANCLAJE

La selección del elemento de acero usado para los muros anclados de concreto lanzado son barras generalmente con una resistencia nominal a la fluencia de 420 MPa. Estas barras de acero deberán estar conformes con la normativa ecuatoriana INEN, ver anexos.

6.2.7 SELECCIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

Los procesos y métodos usados para la selección de las propiedades para el análisis y diseño de los muros anclados de concreto lanzado son mostradas en el capítulo anterior.

6.2.8 OTRAS CONSIDERACIONES INICIALES

- Evaluar la corrosión potencial
- Evaluar los métodos de drenaje a ser usados. Esta información es usada para seleccionar el valor de diseño de la resistencia última de adherencia
- Estime diámetro del tubo de drenaje basado en el capítulo anterior en similares terreno y restricciones del diámetro impuestos por nivel seleccionado de protección de corrosión.
- Seleccione el factor de seguridad para diferentes modos de falla
- Definir cargas actuantes.

6.3 PASO 2: DISEÑO PRELIMINAR USANDO ESQUEMAS SIMPLIFICADOS

Longitud, diámetro y espaciamiento de los anclajes son típicamente el control externo e interno de la estabilidad de un muro anclado de concreto lanzado, por lo tanto, estos parámetros pueden ser ajustados durante el diseño hasta que todos los requerimientos de estabilidad externa e interna sean cumplidos.

Este esquema es descrito usando el programa SNAIL, que está disponible en internet libremente. Las siguientes suposiciones principales son:

- Suelo homogéneo
- No sobrecargas
- No fuerzas sísmicas
- Uniforme longitud, espaciamiento e inclinación de los anclajes
- No agua freática.

Cuando las condiciones de un nuevo caso de análisis, no iguale a las suposiciones listadas anteriormente, es recomendado interpolaciones o extrapolaciones que van hacer para estimar las capas de suelo desde este esquema. Alternadamente, el uso de una longitud preliminar del anclaje entre 0,7 a 1,0 veces la altura del muro puede ser realizada.

El rango superior de las longitudes de los anclajes es usado para las condiciones de suelo menos favorable, altura de muro mayor a 10 m, y donde largas cargas de sobrecarga necesitan ser retenidas por el muro.

La Tabla 17, presenta un conjunto de valores usados para el desarrollo del diseño de este esquema:

Tabla 17. Parámetros Variables

PARÁMETROS	UNIDADES	VALORES
Inclinación del revestimiento	Grados	0, 10
Talud superior detrás del muro	Grados	0, 10, 20, 30
Ángulo de fricción efectivo	Grados	27, 31, 35, 39
Resistencia última a la adherencia	KPa	52, 104, 172, 276, 689

El primer tipo de esquema desarrollado y evaluado para la longitud de los anclajes usando la Figura 38 a la Figura 43, para combinaciones de α y β .

La utilización de estos esquemas, el requerimiento de longitud del anclaje, L , (normalizado con respecto a la altura del muro, H) para conseguir una estabilidad global $FS_G = 1,53$ es obtenido como función de la resistencia permisible al arrancamiento normalizado (μ), que es definida como:

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

Donde:

FS_P = Factor de seguridad contra el arrancamiento (típico 2,0)

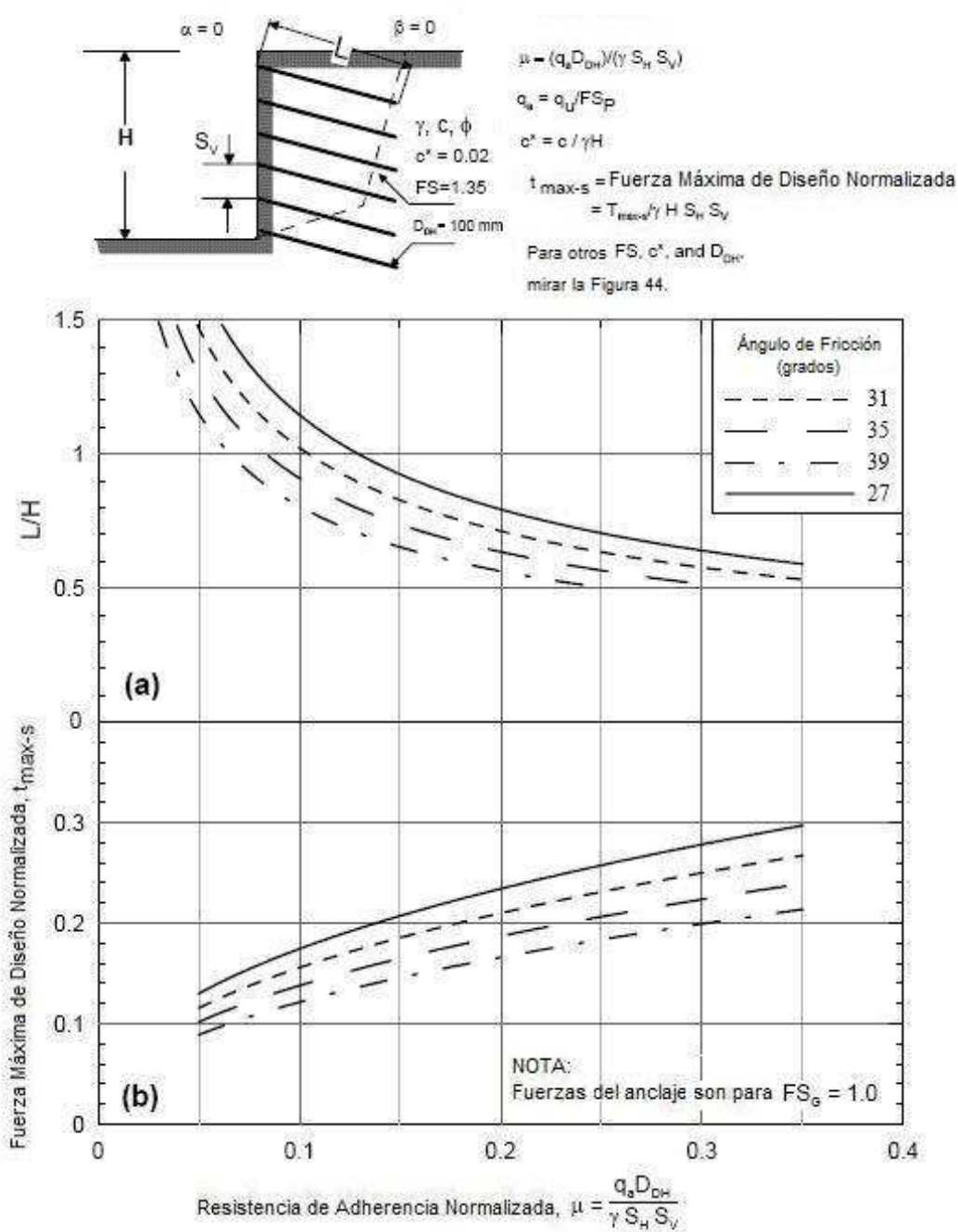
D_{DH} = Diámetro del hueco de la perforación

γ = Peso unitario del suelo detrás del muro

S_H = Espaciamiento horizontal del anclaje

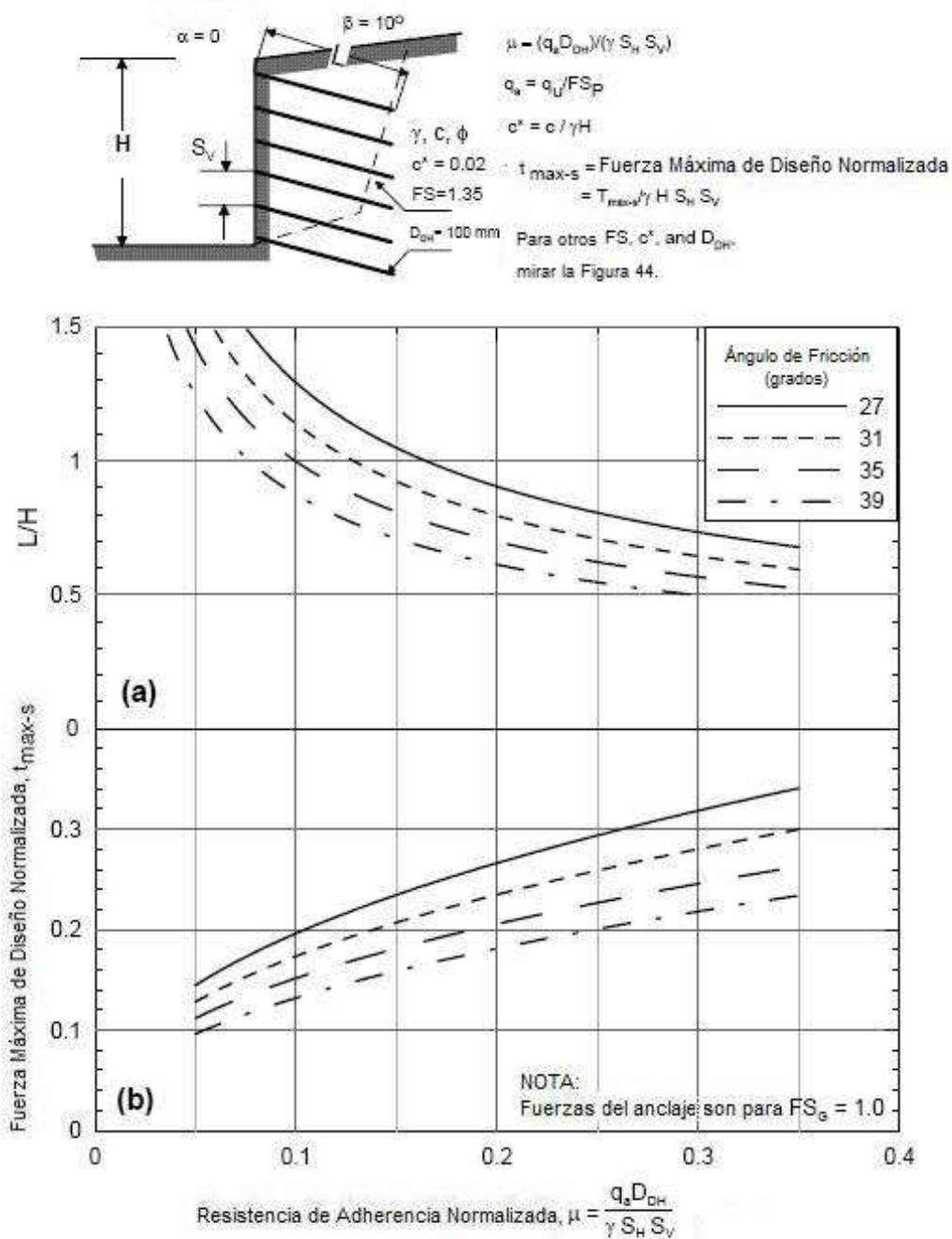
S_V = Espaciamiento vertical del anclaje

Figura 38. PARA $\alpha = 0^\circ$ y $\beta = 0^\circ$



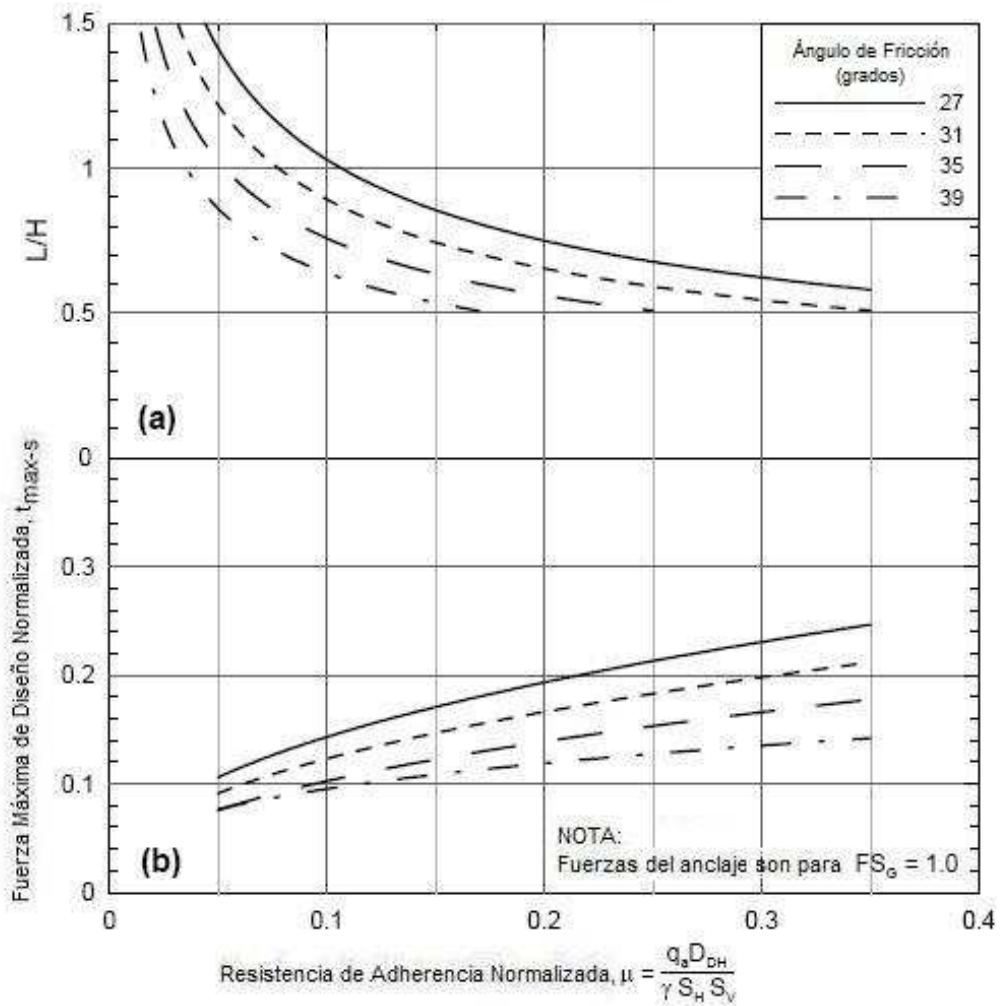
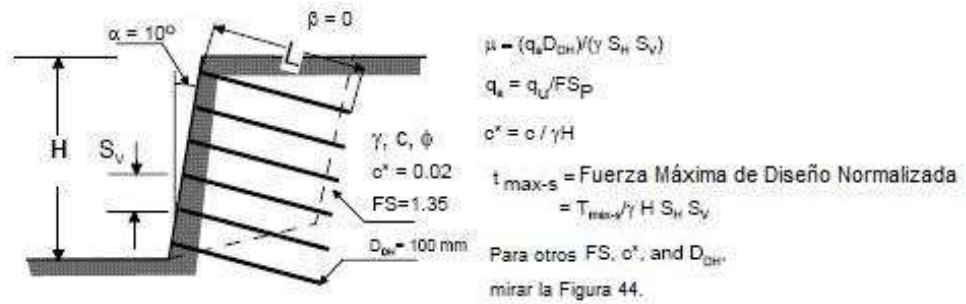
Fuente: Soil Nail Walls.

Figura 39. PARA $\alpha = 0^\circ$ y $\beta = 10^\circ$:



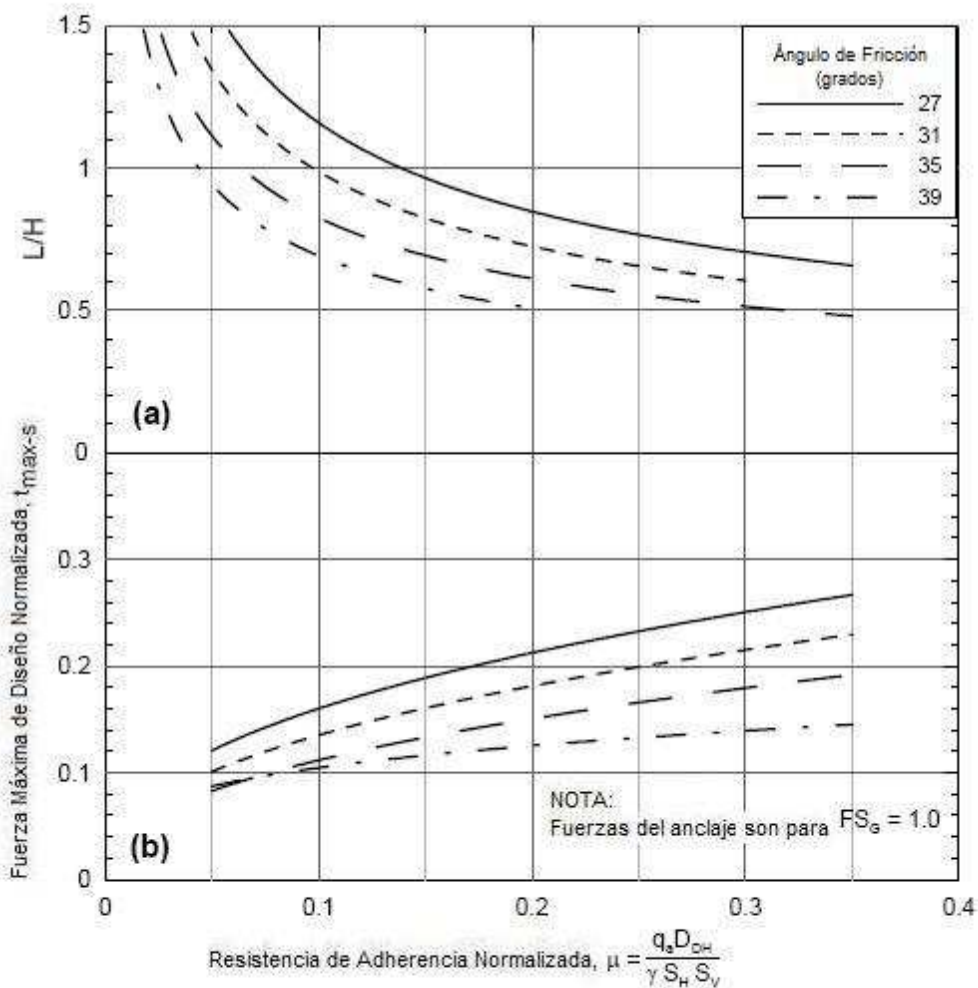
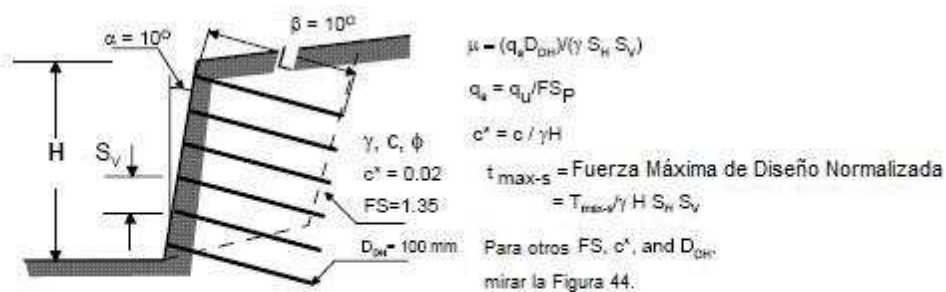
Fuente: Soil Nail Walls.

Figura 40. PARA $\alpha = 10^\circ$ y $\beta = 0^\circ$:



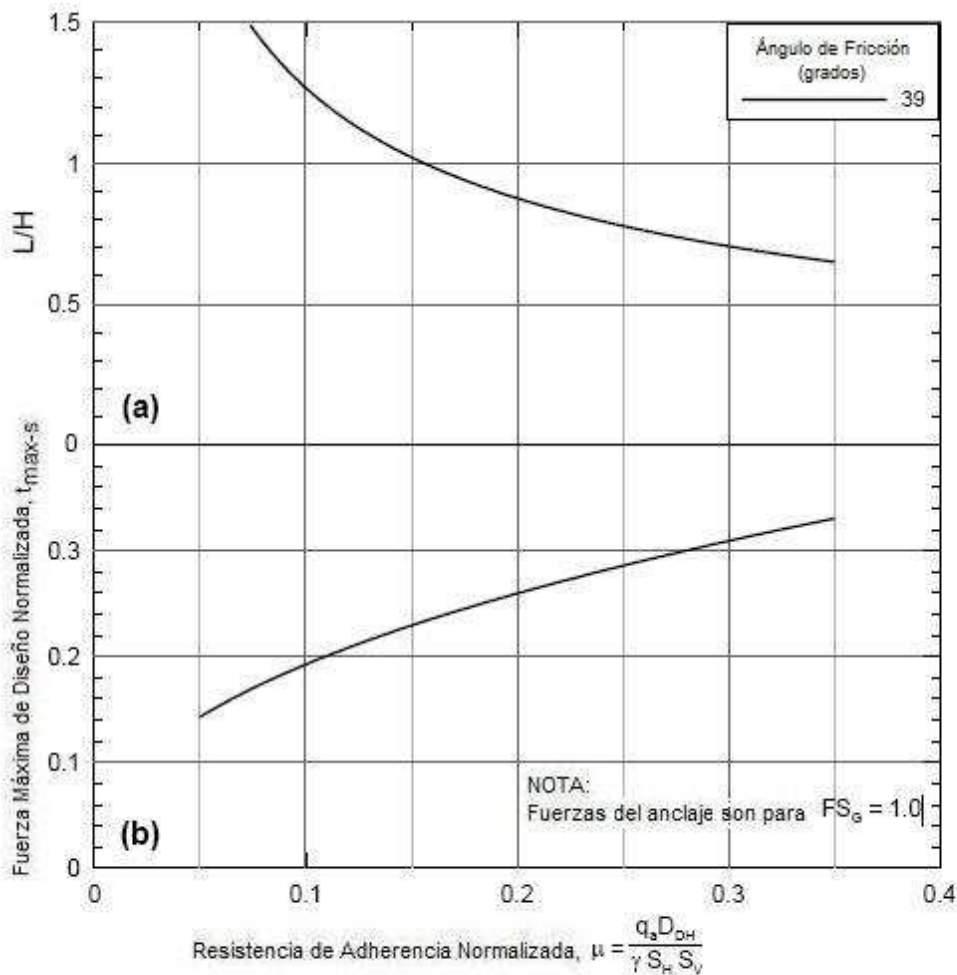
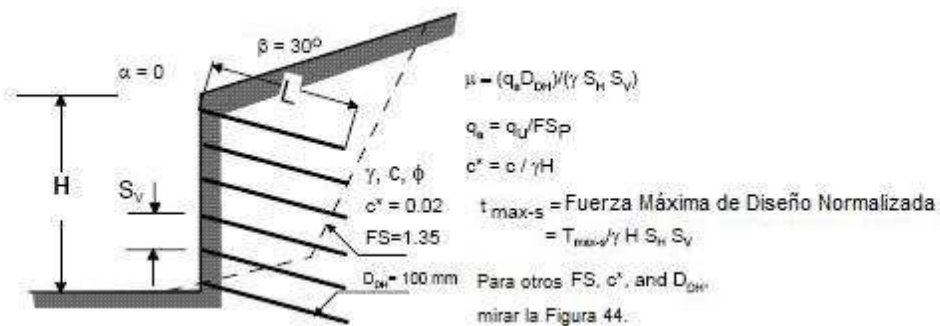
Fuente: Soil Nail Walls.

Figura 41. PARA $\alpha = 10^\circ$ y $\beta = 10^\circ$:



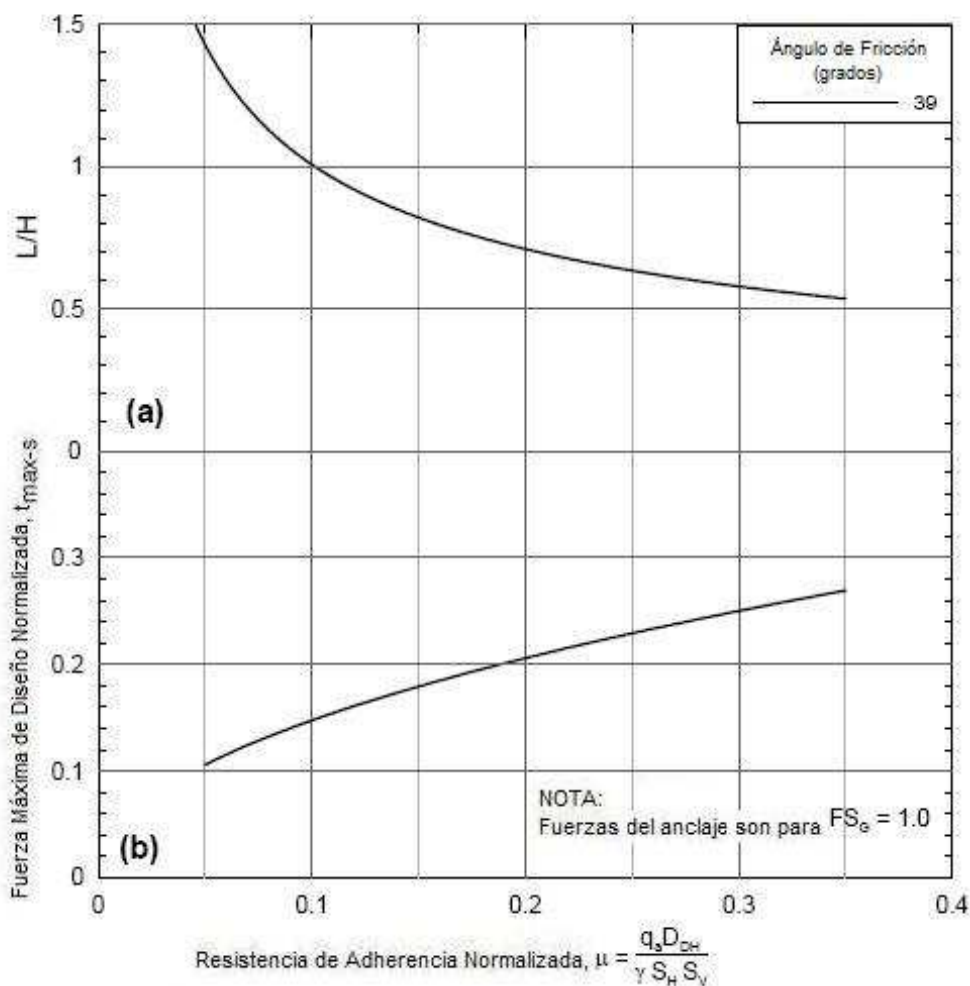
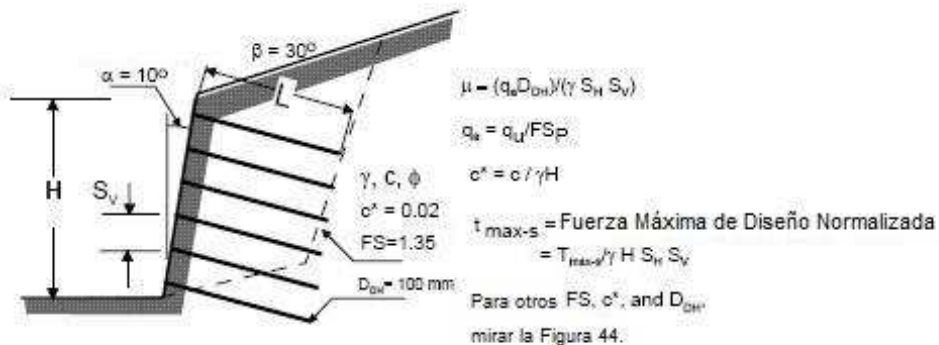
Fuente: Soil Nail Walls.

Figura 42. PARA $\alpha = 0$ y $\beta = 30^\circ$.



Fuente: Soil Nail Walls.

Figura 43. PARA $\alpha = 10^\circ$ y $\beta = 30^\circ$:



Fuente: Soil Nail Walls.

6.3.1 PROCESO DEL DISEÑO PRELIMINAR

Un proceso paso a paso para el diseño preliminar puede ser el siguiente esquema:

- Para la aplicación de un proyecto específico, evaluar el ángulo del talud (α), el ángulo del talud superior detrás del muro (β), ángulo de fricción efectivo (ϕ'), resistencia última de adherencia (q_u), calcular la resistencia normalizada al arrancamiento (μ), usando la ecuación:

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

- Obtener la longitud normalizada (L/H) desde los primeros esquemas de la Figura 38-a, a la Figura 43-a.
- Obtener la fuerza normalizada (t_{max-s}) desde el segundo set de esquemas de la Figura 38-b, a la Figura 43-b.
- Usando la Figura 44, evalué los factores de corrección para:
 - Longitud normalizada para un diámetro de perforación mayor de 100 mm o 4 pulg, el factor de corrección C_{1L} .
 - Valor c^* más que 0,02 (factor de corrección C_{2L})
 - Factor de seguridad global más que 1,35 (factor de corrección C_{3L}).

Figura 44. Factores de corrección**Corrección de la Longitud**

$$\frac{L}{H}(\text{corregido}) = C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times \frac{L}{H}$$

(desde el gráfico para $D_{DH} = 100 \text{ mm}$, $c^* = 0,02$, $FS_G = 1,35$)

Donde:

C_{1L} = Corrección para el diámetro de perforación, mirar el gráfico (a).

C_{2L} = Corrección para suelos cohesivos, mirar la fórmula (b).

C_{3L} = Corrección para el Factor de Seguridad Global, mirar la fórmula (c).

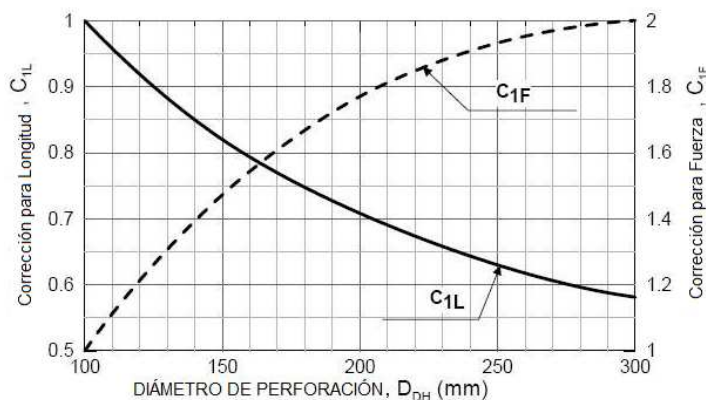
Corrección de la Fuerza Máxima Normalizada en servicio del Anclaje

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

(desde el gráfico para $D_{DH} = 100 \text{ mm}$, $c^* = 0,02$)

C_{1F} = Corrección para el diámetro de perforación, mirar el gráfico (a).

C_{2F} = Corrección para suelos cohesivos, mirar la fórmula (b).

(a) Corrección para el diámetro de perforación

**(b) Corrección para diferentes valores de cohesión normalizado
($c^* = c / \gamma H$).**

$$C_{2L} = - 4,0 c^* + 1,09 \geq 0,85$$

$$C_{2F} = - 4,0 c^* + 1,09 \geq 0,85$$

(c) Corrección para diferentes factores de seguridad global.

$$C_{3L} = 0,52 FS + 0,30 \geq 1,00$$

Fuente: Soil Nail Walls.

- Usando la Figura 44, evaluar los factores de corrección para normalizar la fuerza máxima de los anclajes para tener en cuenta en:
 - Un diámetro de perforación más que 100 mm (4 pulg), factor de corrección C_{1L} .
 - Un valor c^* más que 0,02 (factor de corrección C_{2L})
- Aplicando los factores de corrección se normalizó la longitud y/o fuerza. El método de cálculo es mostrado en la Figura 44.
- Multiplique la longitud normalizada por la altura del muro a obtener la longitud del anclaje.
- Calcule la máxima carga de diseño en el anclaje T_{max-s} usando el valor de t_{max-s} y la ecuación.

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

- Calcule el requerimiento del área de la sección transversal (A_t) de la barra del anclaje de acuerdo a:

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

Donde:

f_y = Resistencia a la fluencia del acero.

FS_T = Factor de seguridad para la resistencia a la tensión de la barra de acero, Tabla 13.

- Seleccione el tamaño de la barra comercialmente usando un área de sección transversal de por lo menos lo evaluado en la sección anterior.
- Verifique que el tamaño de la barra seleccionada entre en la perforación con un espesor mínimo de recubrimiento de lechada de 25 mm (1 pulg).
- Si la longitud y/o el diámetro del anclaje no es factible, seleccione otro espaciamiento del anclaje y/o diámetro de la perforación, recalcule la resistencia al arrancamiento normalizada, y empiece el inicio del proceso otra vez.

6.4 DISEÑO FINAL

Esto es necesario del desempeño del diseño final en que la actual geometría del muro, estratigrafía, cargas, variación de parámetros de ingeniería si se presentan, y otras condiciones son consideradas. El proceso del diseño preliminar descritos en la sección 6,3 no deberían ser reemplazados, los hallazgos y resultados que se obtuvieron con el plan final presentado aquí. Los pasos del diseño final son descritos a continuación como:

6.4.1 MODOS DE FALLA EXTERNA

Los siguientes modos de falla externos son considerados para el diseño final de los muros anclados de concreto lanzado:

1) Estabilidad global Figura 13-a

- Seleccione un buen programa para el diseño de muros anclados que consideren un suelo heterogéneo, nivel freático, condiciones generales de carga, fuerzas sísmicas y diversas características del anclaje. En esta sección, una buena opción es el programa SNAIL.
- Seleccione el factor de seguridad en contra de fallas al arrancamiento (FS_P) desde la Tabla 13. (SNAIL requiere el valor de resistencia de adherencia factor de reducción (BSRF) igual a $1/FS_P$, (ej., para $FS_P = 2$, el correspondiente BSRF es 0,5.)
- Use el diámetro del anclaje calculado en el diseño preliminar, como el valor del diámetro del hueco del anclaje para SNAIL. Si el diseño preliminar no fue realizado. Si ningún diseño preliminar se llevó a cabo, suponga un diámetro del anclaje relativamente grande (ej., > 100 mm (4 pulgadas), para asegurar que la falta al arrancamiento controla el diseño. Además, seleccione una alta capacidad de corte al punzonamiento (ej., $R_{FP} > 2.000$ kN), para asegurar que la falla al arrancamiento controla el diseño. Cabe señalar que la resistencia a la tracción y los mecanismos de falla al punzonamiento se consideran explícitamente posteriormente en este capítulo.
- Para el primer análisis con SNAIL, el uso de la longitud de los anclajes es estimada en el Paso 1, (o calculados en el diseño preliminar) y realizar análisis de estabilidad global utilizando SNAIL.

- Después de seleccionar una longitud de los anclajes inicial, realice el siguiente procedimiento iterativo utilizando SNAIL:
 - (1) Calcular el factor de seguridad global con la longitud del anclaje seleccionado.
 - (2) Compare el factor de la seguridad global calculado con el factor mínimo recomendado de seguridad
 - (3) Aumentar o disminuir la longitud de los anclajes, si el factor de seguridad calculado es inferior o superior al valor recomendado en la Tabla 13 e iniciar el proceso de nuevo.
- Si la longitud del anclaje debe reducirse sin reducir el factor de seguridad, a continuación, aumente el diámetro de la abertura del anclaje o reducir el espacio entre los anclajes.

2) Estabilidad al deslizamiento, Figura 13-b

Evaluar la falla potencial al deslizamiento por medio de las ecuaciones y procedimientos descritos en el capítulo anterior y que es resumido a continuación.

- Calcular las fuerzas de resistencia horizontales (ΣR) utilizando la ecuación, (ver Figura 15).

$$\sum R = C_b B_L + (W + Q_D + P_A \sin \beta) \tan \phi_b$$

- Calcular las fuerzas horizontales de deslizamiento de la siguiente manera:
 - Si es necesario, calcular el ángulo equivalente del talud superior detrás del muro (β_{eq} en la Figura 15).

- Evaluar el coeficiente de presión activa del suelo, K_A , utilizando las siguientes ecuaciones.

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

$$K_A = \cos \beta \left[\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}} \right]$$

$$K_A = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

- Calcular la fuerza activa lateral del suelo (P_A), utilizando la ecuación.

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

- Suponga que la fuerza activa lateral del suelo se aplica una distancia de $H_1/3$ de la elevación de la parte inferior del muro anclado de concreto lanzado (Figura 15).
- Calcular la fuerza de deslizamiento horizontal (ΣD) utilizando la ecuación.

$$\Sigma D = P_A \cos \beta$$

- Evaluar el factor de seguridad para evitar falla al deslizamiento (FS_{SL}) utilizando la ecuación 5.7.
- Si el factor de seguridad para evitar el deslizamiento es menor que el mínimo especificado en la Tabla 13, aumentar la longitud de los anclajes de la parte más baja y volver a evaluar la estabilidad al deslizamiento.

3) Capacidad de carga (Figura 13)

- Si el muro anclado de concreto lanzado es construido en suelos blandos, evaluar la posibilidad de falla por capacidad de carga utilizando las ecuaciones descritas en la Sección 5.2.3.
- Evaluar el factor de seguridad contra levantamiento (capacidad de carga) falla (FSH) utilizando la ecuación.

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

- Si el factor de seguridad contra la capacidad de carga es menor que el mínimo especificado véase el Tabla 13, el sitio puede no ser adecuado para la construcción de las estructuras de muros anclados.

6.4.2 CONSIDERACIONES SÍSMICAS

Considere la posibilidad de cargas sísmicas para garantizar que las longitudes de los anclajes calculadas en el paso anterior para la condición de carga estática puedan proveer de factores de seguridad adecuados para condiciones de carga sísmica.

1) Definir las cargas sísmicas

- Determine la zona sísmica del sitio del proyecto.
- Utilice los mapas sísmicos nacionales.
- Lea el coeficiente de aceleración máxima del terreno coeficiente, A_t , a partir de mapas.
- Establecer tipo de perfil del suelo en el sitio (este paso requiere los resultados de la investigación in situ).
- Determine coeficiente S del sitio de la Tabla 16.
- Tener en cuenta para la amplificación potencial del suelo mediante la

modificación de la referencia del coeficiente de aceleración del terreno (A_I) correspondiente a un perfil del suelo por un coeficiente de sitio (S), de la siguiente manera:

$$A = SA_I$$

- Obtener sitio coeficiente S de la Tabla 16.

Tabla 18. Coeficientes sísmicos del sitio

PERFIL DEL SUELO	DESCRIPCIÓN	S
I	1. Rocas de cualquier característica, ya sea como pizarra o cristalina en la naturaleza (tales materiales puede ser caracterizados por una onda de corte a velocidad superior a 760 m/s (2.500 ft / s), o por otros medios idóneos de clasificación). 2. Suelos densos donde la profundidad del suelo es inferior a 60 m (200 pies) y los tipos de suelo que cubre lecho de roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.	1.0
II	Rigidez en arcilla o profunda condiciones cohesivos donde la profundidad del suelo excede de 60 m (200 pies) y los tipos de suelo que recubre la roca son estables depósitos de arenas, gravas, arcillas o rígido.	1.2
III	Para arcillas suaves medio rígidas y arenas, que se caracteriza por 9 m (30 pies) o más de arcillas blandas a mediano rígida con o sin capas intermedias de arena u otros suelos no cohesivos.	1.5
IV	Arcillas suaves o limos mayores de 12 metros (40 pies) de profundidad. (Estos materiales pueden ser caracterizados por una velocidad de onda de corte menor de 150 m / s (500 ft / s) y podría incluir depósitos naturales sueltos o sintéticos, no rellenados.)	2.0

Calcular el coeficiente de aceleración de diseño en el centro de gravedad:

$$A_m = (1.45 - A)A$$

2) Calcular el coeficiente sísmico horizontal, K_h

Seleccione un valor para el coeficiente horizontal (k_h) entre $0,5 A_m$ y $0,67 A_m$. Los valores más bajos corresponden a los suelos más rígidos. Consulte la sección 5.3.6.

3) Realizar el análisis de estabilidad global

- Realizar un análisis de la estabilidad global utilizando todos los parámetros seleccionados para el caso estático junto con el coeficiente sísmico calculado. Este análisis se puede realizar utilizando el programa SNAIL.
- Calcule el factor de seguridad global para condiciones sísmicas.
- Compruebe que el FS_G calculado es mayor que FS_G mínimo, véase en la Tabla 13) para condiciones sísmicas.
- Si el criterio mínimo no se cumple, aumentar la longitud de los anclajes y analizar de nuevo.

4) Evalúe la estabilidad al deslizamiento con fuerzas sísmicas

Calcular la actividad sísmica inducida por las fuerzas de inercia en un bloque de suelo anclado y calcule el incremento del empuje activo que actúe por detrás del bloque del suelo de la siguiente manera (ver Figura 45):

a) Calcular las fuerzas de inercia

Limite la masa de suelo sometido a fuerzas de inercia a un bloque que se extiende desde la pared de enfrente hasta el final de los anclajes y que tengan una altura H_1 y un ancho B (Figura 45). Calcular H_1 y B como:

$$H_1 = \left[1 + \left(\frac{L}{H} \right) \tan \beta \right] H$$

$$B = \left[\left(\frac{L}{H} \right) + \tan \alpha \right] H$$

Donde:

H = Altura del muro.

L / H = Longitud del anclaje al cociente de la altura (valor mínimo para utilizar en la ecuación anterior es 1).

β = Ángulo de talud superior detrás del muro.

α = Ángulo del muro

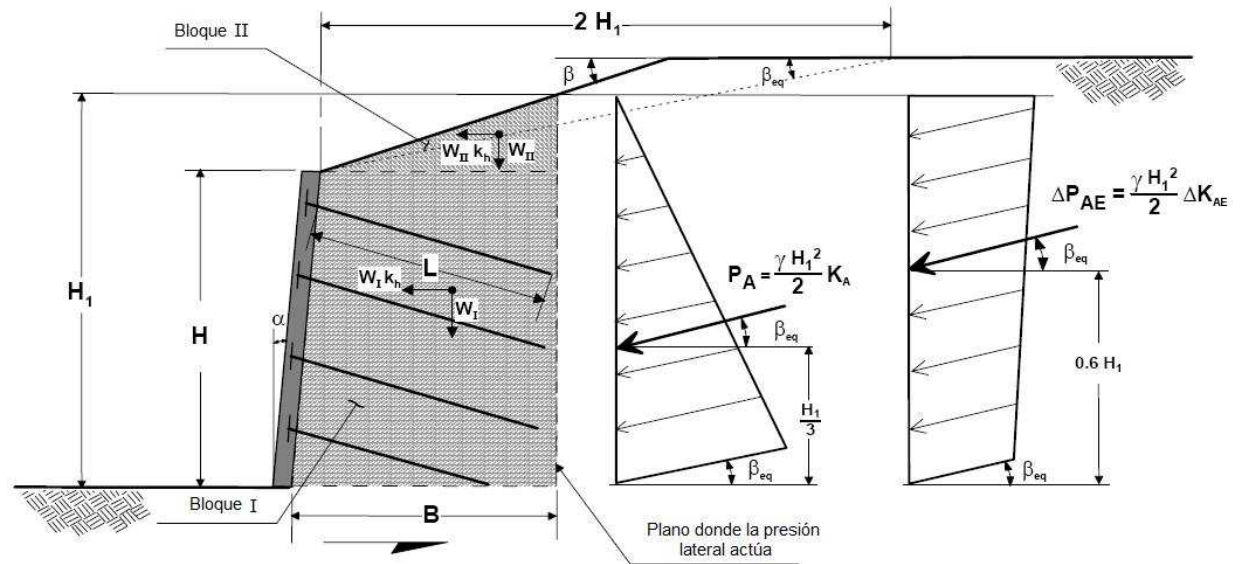
Divida la masa del suelo sometido a fuerzas de inercia en un bloque inferior (con un peso W_I) y un bloque superior (con un peso W_{II}). Véase la Figura 45, para las definiciones. Calcular el equivalente, las fuerzas de inercia pseudo-estática (F_I y F_{II}) de los bloques I y II como:

$$F_{in} = F_I + F_{II} = \frac{H^2 \gamma}{2} A_m \left[0.5 \tan \alpha + \left(\frac{L}{H} \right) + 0.5 \left(\frac{L}{H} \right)^2 \tan \beta \right]$$

La fuerza de inercia calculado anteriormente deja de lado el coeficiente sísmico vertical es decir, $k_v = 0$ y supone un coeficiente sísmico horizontal igual a la mitad del diseño coeficiente de aceleración (es decir, $k_h = 0,5 A_m$). Esta reducción del 50 por ciento de A_m se basa en los resultados de los análisis de la deformación sísmica en las fallas de translación de taludes.

Estos resultados indican que la deformación sísmica permanente acumulada es relativamente pequeña (por ejemplo, no más de varios centímetros) para el rendimiento de un sistema con un coeficiente aceleración (es decir, la aceleración resultante en el coeficiente de $FS_G = 1,0$) igual a la mitad el valor máximo de aceleración (PGA) para terremotos de todas las magnitudes.

Figura 45. Estabilidad para fuerzas sísmicas.



Fuente: Soil Nail Walls.

b) Calcular las fuerzas sísmicas activas

- Evaluar el incremento dinámico de empuje activo como se describe a continuación.
 - Calcular el coeficiente de presión activa total (K_{AE}) utilizando el método de Mononobe-Okabe en la Sección 5.3.6.
 - Calcular el coeficiente de incremento dinámico (ΔK_{AE}) como la diferencia entre K_{AE} y K_A .
 - Calcular la dinámica del incremento de empuje activo directamente como:

$$\Delta P_{AE} = \frac{\gamma H_1^2}{2} \Delta K_{AE}$$

- Para el relleno horizontal, calcular el incremento dinámico de empuje activo directamente como:

$$\Delta P_{AE} = 0.375 \frac{\gamma H_1^2}{2} A_m$$

- El coeficiente de incremento dinámico (ΔK_{AE}) en la ecuación anterior se calcula sobre la base de un método simplificado recomendado por Seed y Whitman en 1970 para rellenos horizontales:

$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} k_h$$

Y suponiendo un coeficiente sísmico horizontal igual a la mitad del diseño coeficiente de aceleración (es decir, $k_h = 0.5 A_m$).

- Suponga que el incremento dinámico de empuje activo (ΔP_{AE}) a los actos paralelos al ángulo equivalente (por ejemplo, $\delta = \beta_{eq}$) (ver Figura 45).
- Suponga que el punto de aplicación del incremento de empuje activo dinámico está a $0.6H_1$ de la base de la pared (ver Figura 45).
- Calcular la fuerza total activa como la combinación de las iniciales, componente estático (P_A), calculado en el paso 3a, y un incremento dinámico de empuje activo (ΔP_{AE}) como:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$$

c) Estabilidad sísmica al deslizamiento

- Evaluar la estabilidad de deslizamiento considerando todas las fuerzas que actúan sobre el muro anclado de concreto lanzado (ej., las fuerzas de inercia y las fuerzas activas).
- Calcular el factor de seguridad al deslizamiento.
- Verificar que la calculada FS_{SL} es mayor que el mínimo recomendado en la Tabla 13 para condiciones sísmicas.
- Rediseñe si el criterio mínimo no se cumple.

6.4.3 MODOS DE FALLA INTERNA

6.4.3.1 Resistencia al arrancamiento del anclaje (R_P)

El procedimiento descrito en el paso 6.3.1 "Estabilidad Global" automáticamente satisface el requisito de resistencia al arrancamiento (es decir, $T_{max} \leq R_P / FS_P$). En un análisis utilizando SNAIL, las longitudes de los anclajes fueron calculados (que corresponde a un factor global aceptable de seguridad para una determinada superficie de falla crítica), se basan en los valores de capacidad al arrancamiento, que ya se han reducido por el factor de seguridad con respecto al arrancamiento, FS_P .

6.4.3.2 Resistencia a la tracción del anclaje (R_T)

- El análisis que proporciona SNAIL (al final del archivo de salida) da el promedio calculado de la tracción del anclaje para un caso con un $FS_G = 1,0$ (T_{avg-s}).
- Calcular la carga media de los anclajes (T_{avg}) como la suma de las fuerzas de distintos anclajes calculados por SNAIL dividido por el número de anclajes en el análisis de corte transversal.

- El análisis SNAIL proporciona la fuerza de tracción máxima del anclaje (T_{max}).
- Calcular fuerza máxima de tracción del anclaje (T_{max-s}) como:

$$T_{max-s} = \left(\frac{T_{avg-s}}{T_{avg}} \right) T_{max}$$

- Seleccione el límite de elasticidad del anclaje (f_y).
- Con T_{max-s} , f_y y el factor de seguridad contra la falta de tracción (FS_T), calcular el área de la sección transversal requerida de la barra de acero del anclaje (A_t) de acuerdo con:

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

- Seleccione el tamaño del anclaje más cercano en lo disponible en el mercado.
- Verifique que la barra se ajusta en el tema del diámetro de perforación con una cobertura mínima de lechada de 25 mm de espesor (1 pulgada) y los requerimientos de protección a la corrosión.

6.4.4 DISEÑO DEL REVESTIMIENTO

1. Calcular la fuerza de diseño de tracción en la cabeza del anclaje (T_o) como:

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

2. Seleccionar el espesor del revestimiento del muro.

Espesor de revestimientos temporales (h):

[ej., 100, 150, 200 mm (4, 6, 8 pulgadas)].

Espesor de revestimientos permanentes (h):

[ej., 200 mm (8 pulgadas)].

3. Seleccione de los materiales del muro anclado de concreto lanzado.
 - Acero de refuerzo:
 - Resistencia del Concreto (f'_c): 21 y 28 MPa.
 - Seleccione características de los conectores de cortante (“headed-studs”).
 - Seleccione la geometría de la placa de apoyo: min. 200 × 200 mm (8 × 8 pulgadas) y 19 mm (0,75 pulgadas) de espesor.
4. Verifique la resistencia a la flexión del revestimiento (R_{FF}) para revestimientos temporales y permanentes.

- a) La cuantía de armadura mínima se calcula como

$$\rho_{min}[\%] = 20 \frac{\sqrt{f'_c [MPa]}}{f_y [MPa]}$$

- b) La cuantía de armadura máxima se calcula como:

$$\rho_{max}[\%] = 0,50 \frac{f'_c [MPa]}{f_y [MPa]} \left(\frac{600}{600 + f_y [MPa]} \right)$$

- c) Selección del área de refuerzo por unidad de longitud de la malla electrosoldada para revestimiento temporal / permanente, a la cabeza del anclaje (a_n) y en la mitad de luz (a_m) en ambas direcciones vertical y horizontal. Normalmente, la cantidad de refuerzo a la cabeza del anclaje es la misma que la cantidad de refuerzo en la mitad de luz (es decir, $a_n = a_m$) en ambas direcciones vertical y horizontal.
- d) Para revestimientos temporales, si las barras Waler (barras de refuerzo) se utilizan en la cabeza del anclaje, además de la malla electrosoldada,

vuelva a calcular el área total de refuerzo en la cabeza del anclaje en la dirección vertical (véase la ecuación 6.18) y la dirección horizontal (cambio de la ecuación apropiada 6,18).

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

- e) Calcular la cuantía (ρ) en la cabeza del anclaje y en la mitad de la luz como (véase Section.6.3.3):

$$\rho_n = \frac{a_n}{bh/2} 100$$

$$\rho_m = \frac{a_m}{bh/2} 100$$

- f) Compruebe que la cuantía del revestimiento temporal y permanente en el centro de la luz y la cabeza del anclaje son mayores que la cuantía mínima de armadura (es decir, $\rho_{\min} \leq \rho$), de lo contrario aumentará la cantidad de refuerzo (a_n y / o a_m) para satisfacer este criterio.
- g) Compruebe que la cuantía del revestimiento temporal y permanente en el centro de la luz y la cabeza del anclaje son más pequeñas que la cuantía máxima (es decir, $\rho \leq \rho_{\max}$), si no reducir la cantidad de refuerzo (a_n y / o a_m) para satisfacer este criterio.
- h) Usando la Tabla 11, seleccionar el factor C_F (normalmente 1, para revestimientos permanente) para tener en cuenta las presiones del suelo no uniforme detrás de la revestimiento.
- i) Calcular la resistencia a la flexión de la revestimiento (R_{FF}) para los revestimientos temporales y permanentes como:

$$R_{FF} [kN] = \text{mínimo de} \left(\begin{array}{l} 1.6 \times C_F \times (a_{vn} + a_{vn}) [mm^2/m] \times h [m] \\ 1.6 \times C_F \times (a_{hn} + a_{hn}) [mm^2/m] \times h [m] \end{array} \right)$$

Por otra parte, calcular la cuantía total de refuerzo (ρ_{tot}) como:

$$\rho_{tot} = \rho_n + \rho_m$$

Utilice el Tabla 19, a, (para interpolar ρ_{tot} si es necesario) y calcular R_{FF} para revestimiento temporal / permanente.

- j) Utilizando el factor de seguridad recomendadas para flexión de la revestimiento (FS_{FF}) que figuran en la Tabla 13, compruebe que la resistencia a la flexión de revestimientos temporales y permanentes es mayor que la fuerza de tracción de la cabeza del anclaje (T_O):

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

- k) Si la capacidad del revestimiento temporal y / o permanente es insuficiente, aumentar el espesor de la revestimiento, la resistencia del acero de refuerzo, resistencia del concreto, y / o la cantidad de acero y repetir los cálculos de resistencia a la flexión de la revestimiento.

5. Verificar las resistencia al corte por punzonamiento de la revestimiento (R_{FP})

- a) Revestimiento Temporal: Con los valores de resistencia del concreto ($f'c$), espesor de la revestimiento (h), y la longitud de la placa de apoyo (L_{BP}), utilice la Tabla 19, b, para obtener la resistencia punzonamiento (R_{FP}) para el revestimiento temporal.

- b) Revestimiento Permanente: Con los valores de resistencia del concreto ($f'c$), características geométricas de los conectores de cortante (“headed-stud”) y el espaciamiento, utilice a Tabla 19, c, para obtener la resistencia al punzonamiento (R_{FP}) para el revestimiento permanente.

También puede utilizar las ecuaciones presentadas en las secciones del capítulo anterior para calcular la resistencia al corte por punzonamiento para revestimientos temporales y permanentes.

- c) Utilizando el factor recomendado de seguridad para punzonamiento (FS_{FP}) que figuran en la Tabla 13, compruebe que esa capacidad para revestimiento temporal / permanente es mayor que la fuerza la tracción de la cabeza del anclaje:

$$R_{FP} > FS_{FP}T_O$$

- d) Si la capacidad para la revestimiento temporal / permanente no es la adecuada, implementar mayores elementos o mayor resistencia de los materiales y repetir los cálculos de resistencia a punzonamiento.

6. Resistencia del revestimiento y headed stud (R_{FH}) – Revestimiento permanente

- a) Calcular la resistencia máxima a la tracción debido a la falla a la tracción del conector de cortante (“headed-stud”) (R_{FH}) usando la a Tabla 19,d, o, alternativamente, como:

$$R_{FH} = N_H A_S f_y$$

- b) Compruebe que esa capacidad es mayor que la fuerza de tracción de la cabeza del anclaje:

$$R_{FH} > FS_{HT}T_O$$

- c) Compruebe que la compresión en el concreto detrás del conector de cortante (“headed-stud”) está dentro de límites tolerables, asegurando que:

$$A_H \geq 2.5A_S$$

$$t_h \geq 0.5(D_H - D_S)$$

Donde:

A_H = Área de sección transversal del conector de cortante (“headed-stud”).

A_S = Área de sección transversal del vástago del conector de cortante (“headed-stud”).

T_H = Espesor del conector de cortante (“headed-stud”).

D_H = Diámetro de la cabeza del conector de cortante (“headed-stud”).

D_S = Diámetro del eje del conector de cortante (“headed-stud”).

- d) Proporcionar el anclaje necesario de los conectores de cortante (“headed-stud”) y las ampliaciones al menos en la mitad de la sección y, preferentemente, hacia detrás de la malla de refuerzo para hacer frente a final.
- e) Proporcionar un mínimo de 50 mm (2 pulgadas) de cobertura sobre los conector de cortante (“headed-stud”).
- f) Si la capacidad no es suficiente, podrá adoptar elementos más grandes o más fuertes y volver a calcular.

7. Otras consideraciones sobre el diseño del revestimiento

Para reducir al mínimo la probabilidad de una falla en la conexión de la cabeza del anclaje, utilice las especificaciones mínimas requeridas para los elementos a continuación. Adicionales están incluidos en la sección 5.6.5.

- **Placas de apoyo:** debe ser de acero templado, con una resistencia mínima a la fluencia $f_y = 250$ MPa (ASTM A-36/A36M).
- **Tuercas:** debe ser de gran resistencia, tipo hexagonal, con protección contra la corrosión (de gran tamaño cuando las barras con epoxi se utilizan).

- **Arandelas biseladas:** (si se utiliza) debe ser de acero o acero galvanizado. Si la placa y otros elementos de hardware no están dentro de los recomendados, un cálculo formal de las capacidades debe ser realizada. Tenga en cuenta que algunos sistemas propietarios emplean tuercas esféricas asiento que no requieren arandelas.



Tabla 19. Resistencia para varios modos de falla (unidades SI)

(a) RESISTENCIA DEL REVESTIMIENTO A LA FLEXIÓN, R_{FF}
(REVESTIMIENTO TEMPORAL)

$h^{(1)}$ (mm)	Coeficiente espaciamento del anclaje [-]	$\rho_{tot}(\%)^{(4)}$		
		0.5	1.0	2.0
		R_{FF} en kN		
100	0.67	50	105	210
	1,00	75	155	315
150	0.67	90	175	355
	1,00	130	265	535
200	0.67	105	210	425
	1,00	155	315	635

(b) RESISTENCIA DEL REVESTIMIENTO AL CORTE POR
PUNZONAMIENTO
(REVESTIMIENTO TEMPORAL)

$h^{(1)}$ (mm)	$f'c^{(3)}$ (MPa)	Relación de la longitud del plato L_{BP} (mm)		
		200	225	250
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

(c) RESISTENCIA DEL REVESTIMIENTO AL CORTE POR
PUNZONAMIENTO (REVESTIMIENTO PERMANENTE)

$h^{(1)}$ (mm)	$f'c^{(3)}$ (MPa)	Espaciamiento de los conector de cortante ("headed-stud") S_{HS} (mm)		
		100	125	150
		RFP in kN (kip)		
100	21	95	95	95
	28	110	110	110
125	21	130	145	145
	28	150	170	170
150	21	175	195	210
	28	205	255	245

(d) Resistencia del revestimiento para la cabeza del anclaje en la falla de
tensión, RFH (REVESTIMIENTO PERMANENTE)

Diámetro del vástago del conector de cortante ("headed-stud") D_s		RFH
mm	In.	kN
9.7	3/8	120
12.7	1/2	210
15.9	5/8	330
19.1	3/4	480
22.2	7/8	650

NOTAS:

- (1) H es el espesor del revestimiento.
- (2) Relación del espaciamiento de los anclajes menor o igual SV/SH o SH/SV, resultando en un valor menor o igual a 1.
- (3) f'_c es la resistencia a la compresión del concreto.
- (4) ρ_{tot} es la relación del refuerzo total, expresados como $\rho_{tot} = \rho_n + \rho_m$, donde ρ_n y ρ_m son la cabeza del anclaje y relaciones de la mitad del tramo del refuerzo, respectivamente. $\rho_i = a_{ij}/0.5h$, donde a_{ij} = área transversal del refuerzo por unidad de longitud en "i" de dirección (vertical u horizontal) y en el lugar "j" (cabeza del anclaje o centro de la luz).
- (5) $h_c = L_s - t_H + t_P$ donde: L_s es la longitud efectiva del conector de cortante ("headed-stud"); t_P es el espesor de la placa de apoyo [normalmente de 19 mm (0,75 pulgadas)]; t_H es el espesor de la cabeza del conector de cortante ("headed-stud").

6.5 ESTIMACIONES DE LAS DEFORMACIONES MÁXIMAS DEL MURO

- 1) Utilice la Figura 29 como guía para estimar la magnitud de los desplazamientos verticales y horizontales.
- 2) Obtener la altura del muro (H) y el ángulo de la masa (α) (ver la Figura 29 para una descripción de variables).
- 3) Identificar las condiciones del suelo.
- 4) Estimación de los desplazamientos horizontales y verticales $\bar{\delta}_h$ y $\bar{\delta}_v$ en la parte superior del muro.

Tabla 20. Estimación de los desplazamientos horizontales y verticales

Variable	Roca erosionada y suelo denso	Arenoso	Arcilloso
δ_h/H and δ_v/H	1/1000	1/500	1/333
C	1.25	0.8	0.7

- 5) Calcular la zona de influencia, D_{DEF} , donde se producen deformaciones notables del terreno:

$$\frac{D_{DEF}}{H} = C(1 - \tan \alpha)$$

- 6) Verificar el desplazamiento estimado de los criterios de máxima deformación.
- 7) Cuando en una zona altamente sísmica, se determinan la necesidad de realizar un análisis de deformación sísmica (es decir, análisis de Newark). Un escenario posible para este tipo de análisis es cuando los sitios blandos y existe un potencial para la amplificación del sitio.

6.6 OTRAS CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO

6.6.1 DRENAJE

- Evaluar las aguas superficiales y las condiciones del agua subterránea en el sitio.
- Considere la instalación de sistemas de control de las aguas superficiales (por ejemplo, canales) y el control de las aguas subterráneas (por ejemplo, geocompuesto desagües, lloraderos, drenajes) sistemas para evitar dificultades de la construcción y / o deterioro en el rendimiento a largo plazo.
- En los lugares donde se instalarán los drenajes, pero no pueden ser debidamente inspeccionado y / o mantenimiento, considere la posibilidad de

realizar el análisis del muro anclado de concreto lanzado asumiendo un nivel freático alto para las condiciones a largo plazo.

6.6.2 CARGAS EXTERNAS

- Identificar las condiciones de carga apropiadas, incluso de las cargas permanentes (por ejemplo, peso propio, fundaciones cercanas), y las cargas transitorias (por ejemplo, el tráfico de construcción).
- Suponga que una sobrecarga debido al tráfico de 12 kPa (75 psf). Para tener en cuenta el efecto del almacenamiento y equipo pesado de construcción. También, considere una carga de 15 kPa (alrededor de 100 libras por pie cuadrado) en condiciones temporales.

6.6.3 SOPORTE DE LA CARGA MUERTA DEL REVESTIMIENTO

- Para niveles iniciales de revestimiento temporal que enfrenta un espesor mayor de 100 mm (4 pulgadas), se evalúa la capacidad de los anclajes para soportar el peso del revestimiento temporal por corte y la fricción entre el revestimiento y el suelo.
- Si los clavos no pueden proporcionar el apoyo adecuado del revestimiento temporal, instalar anclaje tipo puntal que son elementos que se refuerzan en calidad de puntales de compresión con una inclinación muy grande (ver Figura 34).

CAPITULO 7. EJERCICIO DE DISEÑO

7.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Se tomo como base un estudio geotécnico realizado por el Laboratorio de Materiales de Construcción de la PUCE, este Estudio Geotécnico tuvo la finalidad de analizar la estabilidad del talud existente y del talud proyectado, mediante la determinación del perfil estratigráfico del subsuelo, propiedades mecánicas del suelo, altura crítica del talud, y factor de seguridad del talud antes y después del corte.

Para efectos de esta investigación se ha proyectado el corte del talud mencionado, para la ampliación de una construcción implantada al pie del talud a una distancia de 3,00 metros medidos desde el pie del talud. El talud en cuestión tiene una altura de 8,00 m y una longitud de 28,00 m, y en su parte superior está un espacio destinado a estacionamientos para vehículos livianos separados una distancia de 1,50 m desde de filo del muro hacia atrás.

7.2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

7.2.1 TRABAJOS DE CAMPO

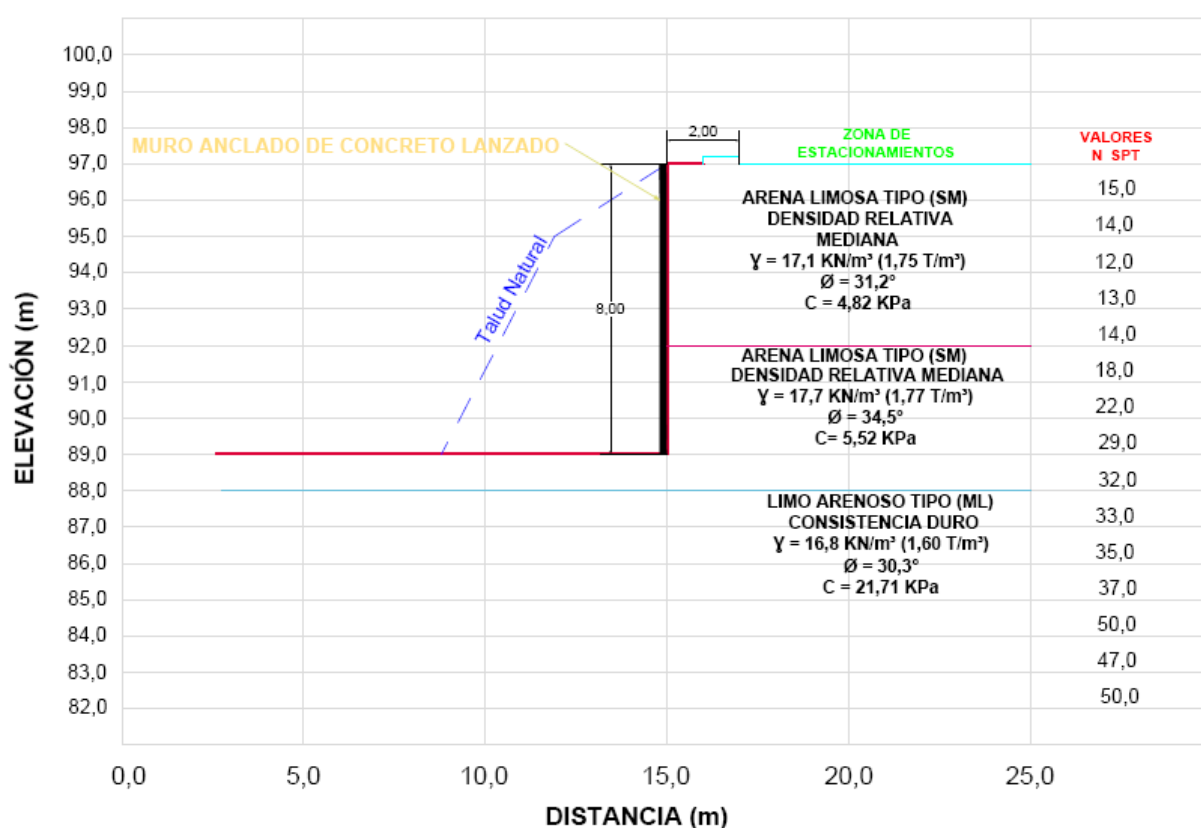
Como parte de los trabajos de campo realizaron perforaciones a rotación - percusión de 15 metros de profundidad con el fin de recuperar muestras que permitan identificar el perfil estratigráfico del terreno en estudio. Adicionalmente obtuvieron muestras inalteradas en bloque de la pared del talud. Paralelamente al avance de las perforaciones, y en cada metro de profundidad, se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT Norma ASTM D 1586-99). Una vez que obtuvieron las muestras en campo, realizaron los siguientes ensayos con el fin de identificar el tipo de suelo y sus características físico – mecánicas:

- Ensayo de identificación Manual Visual en campo (ASTM 2488)

- Ensayo de Clasificación SUCS (ASTM 2487 – 06)
- Ensayo Triaxial U-U (ASTM D 2850 – 95)

Estos trabajos en campo definieron un perfil estratigráfico relativamente uniforme. En la siguiente Figura 46, se presenta una estratigrafía uniforme a lo largo del muro, para propósitos de diseño.

Figura 46. Perfil estratigráfico y sección de diseño



El diseño va ser realizado acorde a la metodología paso a paso descrito en el capítulo 6.

7.3 PASO 1 – CONSIDERACIONES INICIALES

A. Esquema del Muro

Altura del muro (H) = 8,00 metros

Talud superior detrás del muro (α) = 0

B. Espaciamiento horizontal y vertical de los anclajes

$$S_V = 1,50 \text{ metros}$$

$$S_H = S_V = 1,50 \text{ metros}$$

Donde se debe cumplir con la condición del área de influencia $S_H \times S_V = 2,25 \text{ m}^2 \leq 4 \text{ m}^2$.

Los espaciamientos en la parte superior del muro y en la base del muro, $S_{V0} = S_{VN} = 1,00 \text{ metros}$.

C. Patrón de ubicación de los anclajes

Se ha seleccionado un patrón cuadrangular, debido a que las condiciones del suelo no son pobres y para que exista una distribución uniforme de las fuerzas detrás del muro.

D. Inclinação de los anclajes, i

El ángulo de inclinación de los anclajes seleccionado (i) = 15°

E. Longitud de los anclajes y distribución

Dos configuraciones de las longitudes de los anclajes van a ser consideradas:

a. Una longitud uniforme para todas las filas de los anclajes.

Este modelo provee altos factores de seguridad al deslizamiento, simplifica los procesos de construcción y el control de calidad.

b. Longitudes no uniforme en el muro.

Este modelo provee un alto control sobre las deformaciones del muro, pero los factores de seguridad al deslizamiento disminuyen.

Figura 47. Longitud uniforme de anclajes

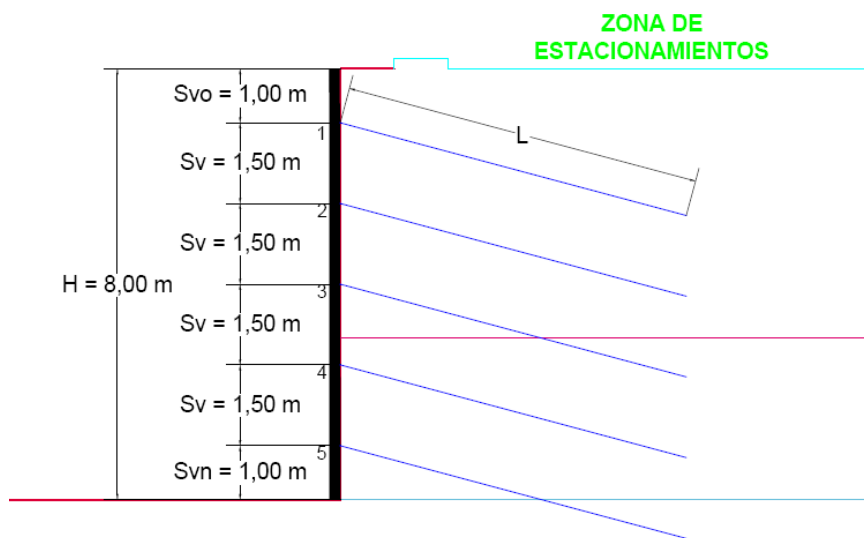
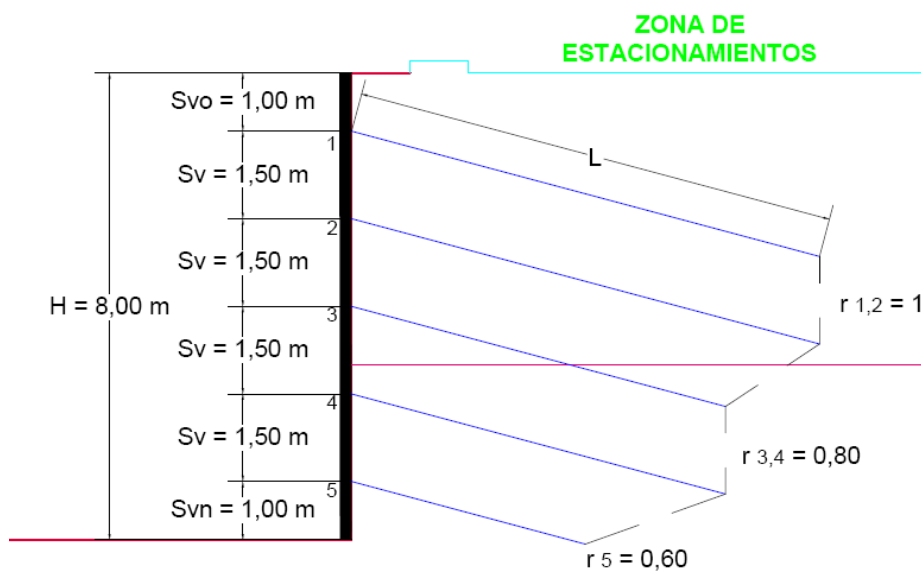


Figura 48. Longitud no uniforme de anclajes



F. Selección del tipo de anclaje

- a. Se ha seleccionado 5 filas de anclajes.
- b. Seleccionado barras de acero corrugados.
- c. Resistencia a la fluencia del acero = $4200 \text{ Kg/cm}^2 = 0,42 \text{ KN/mm}^2$.

G. Selección de propiedades del suelo

En la Figura 46, se presenta el perfil estratigráfico, los valores del N-SPT medidos en campo para cada metro medido desde la parte superior del muro, la clasificación SUCS, pesos unitarios, parámetros de resistencia al corte del suelo.

No existe presencia del nivel freático.

H. Otras consideraciones iniciales

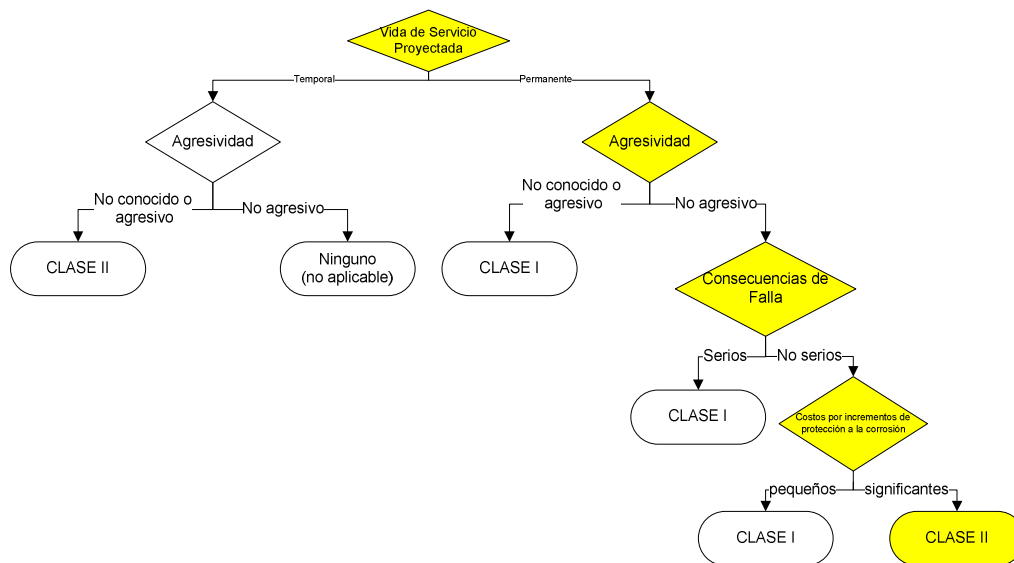
a. Corrosión Potencial

El terreno es considerado no agresivo.

b. Selección del nivel de protección contra la corrosión

La Figura 9, presenta un diagrama de flujo que puede ser utilizado para la selección del nivel de protección.

- **Vida de servicio proyectada:** Permanente
- **Agresividad del suelo:** No agresivo
- **Consecuencias de falla:** La zona de estacionamiento de vehículos tendrá un volumen de tráfico medio, se ha considerado que las consecuencias potenciales de falla es considerada como moderada.
- **Costos por incrementos del Nivel de protección:** es costo por incremento del nivel de protección es muy alto para el proyecto.



El nivel indicado del nivel de protección es de CLASE II.

En la Tabla 4 indica que el nivel de protección debe ser realizado con lechada de cemento y el mínimo de recubrimiento al anclaje debe de ser de 25 mm (1 in).

c. Métodos de perforación

Por las condiciones del terreno se puede usar dos métodos de perforación:

- Perforación por rotación
- Drive casing

d. Diámetro de la perforación

Preliminarmente se selecciona un diámetro de perforación $D_{DH} = 150$ mm (6 pulgadas), que se verificara de acuerdo al diámetro de la varilla de acero a ser usada con el requerimiento de un mínimo de 25 mm de recubrimiento de lechada de cemento.

e. Resistencia al arrancamiento

La resistencia última al arrancamiento del anclaje va ser estimada con los valores dados en la Tabla 10, basados en el método de perforación y el tipo de suelo, se encuentra entre 100 – 150 kpa.

Se estima un $q_u = 125$ kpa para el primer estrato.

Se estima un $q_u = 150$ kpa para el segundo estrato.

f. Factores de seguridad

Los factores de seguridad tomados de la Tabla 13.

COMPONENTES DE RESISTENCIA	SÍMBOLO	FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS RECOMENDADOS		
		CARGAS ESTÁTICA ⁽¹⁾		CARGAS SÍSMICAS ⁽²⁾ (ESTRUCTURAS TEMPORALES Y PERMANENTES)
		ESTRUCTURA TEMPORAL	ESTRUCTURA PERMANENTE	
Estabilidad global (largo tiempo)	FS _G	1.35	1.5	1.1
Estabilidad global (excavación)	FS _G	1.2		NA
Deslizamiento	FS _{SL}	1.3	1.5	1.1
Capacidad portante	FS _H	2.5	3.0	2.3
Resistencia al arrancamiento	FS _p	2.0		1.5
Resistencia a la tensión de la barra de anclaje	FS _T	1.8		1.35
Flexión del revestimiento	FS _{FF}	1.35	1.5	1.1
Corte por punzonamiento	FS _{FP}	1.35	1.5	1.1
Tensión del conector de cortante (“headed-stud”)	FS _{HT}	1.8	2.0	1.5

g. Cargas

- Se han considerado las siguientes combinaciones de cargas:

Grupo de Carga I = Carga muerta (D) + Carga Viva (L)

Grupo de Carga VII = Carga muerta (D) + Cargas Sísmicas (EQ)

- En el caso de cargas temporales durante la construcción, la carga muerta (D), es considerada:
- Las siguientes consideraciones par las cargas son realizadas:
 - La carga muerta (D) incluye el peso del suelo, el peso de la estructura del pavimento en la zona de estacionamientos detrás del muro, se debe considerar una fila de autos parqueados en la zona de estacionamiento detrás del muro y el revestimiento del muro.
 - La carga viva (L), según las recomendaciones de la ASSTHO es equivalente a una sobrecarga 0,60 m de suelo actuando a una distancia igual a la mitad de la altura del muro, a la que se debe añadir la carga viva con respecto al tráfico de vehículos.
 - La carga sísmica (EQ), equivalente a una carga pseudo-estática horizontal con un coeficiente sísmico horizontal, K_h es considerado para cargas sísmicas en el análisis global.

Zona sísmica IV

Valor de A = 0,4

$$A_m = (1,45 - A) A$$

$$A_m = (1,45 - 0,4)0,4$$

$$A_m = 0,42$$

Los valores pueden estar en este rango:

$$K_h = 0,45 A_m \text{ a } 0,67 A_m$$

Se considera un promedio del rango aceptable:

$$K_h = 0,56 A_m$$

$$K_h = 0,56 \times 0,42$$

$$K_h = 0,24$$

$$K_v = 0,30 \times 0,24$$

$$K_v = 0,072$$

7.4 PASO 2 - DISEÑO PRELIMINAR USANDO GRÁFICOS SIMPLIFICADOS

- A. Un diseño preliminar de las longitudes de los anclajes y el diámetro de las barras corrugadas de acero puede ser conseguido con la utilización de la Figura 38 a la Figura 44, estas figuras son utilizadas para obtener en un simple forma, las estimaciones iniciales de la longitud y diámetros de las barras sin tener un diseño completo.
- B. La longitud de los anclaje puede ser determinado fácilmente para un modelo de longitudes uniformes de anclajes con las figuras antes mencionadas, sin embargo para los modelos no uniformes de anclajes va a ser estimado considerando que la longitud total del anclaje para modelo no uniforme es 10 a 15 % más largo que en un modelo uniforme de anclajes bajo iguales condiciones.
- C. El uso de los gráficos simplificados, un número de simplificaciones son consideradas:

- I. Las condiciones del suelo es considerado uniforme en toda la profundidad del muro.
- II. La inclinación de los anclajes va ser considerada uniforme $i = 15^\circ$.
- III. La carga viva no puede ser considerada explícitamente, y puede ser considerada como un equivalente adicional de sobrecarga de suelo.

D. Modelo de longitudes uniformes de los anclajes

1. Para las condiciones definidas anteriormente, y con un factor de seguridad contra el arrancamiento, FS_p , la resistencia de adherencia q_a se calcula de la siguiente manera, dónde q_u , se lo define mediante la Tabla 10.

$$q_a = \frac{q_u}{FS_p} = \frac{125}{2} = 62,50 \text{ KPa} = 0,63 \text{ kg/cm}^2$$

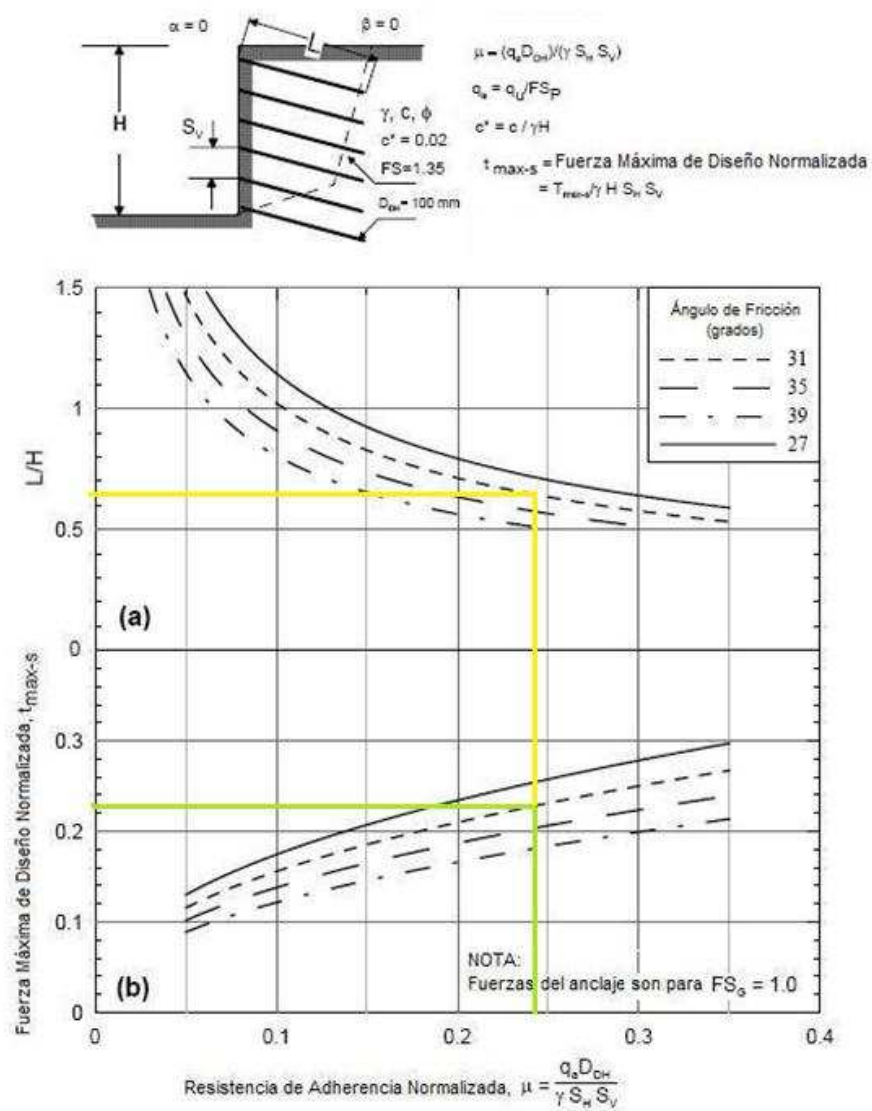
2. La resistencia normalizada al arracamiento, μ

$$\mu = \frac{q_a D_{DH}}{\gamma S_V S_H} = \frac{62,50 \times 0,15}{17,1 \times 1,5 \times 1,5} = \frac{9,375}{38,475} = 0,24$$

3. La cohesión normalizada, c^* , es:

$$c^* = \frac{c}{\gamma H} = \frac{4,82}{17,1 \times 8} = \frac{4,82}{136,8} = 0,04$$

4. Para $\alpha = \beta = 0$, $\theta = 35,75^\circ$, L/H es obtenido de la siguiente figura:



5. De la figura se obtuvieron los siguientes datos:

- $L/H = 0,64$
- $t_{max-s} = 0,223$
- diámetro de la perforación = 100 mm
- cohesión normalizada, $c^* = 0,02$
- Factor de seguridad: $FS_G = 1,35$ para condiciones temporales

6. Aplicación de los factores de corrección

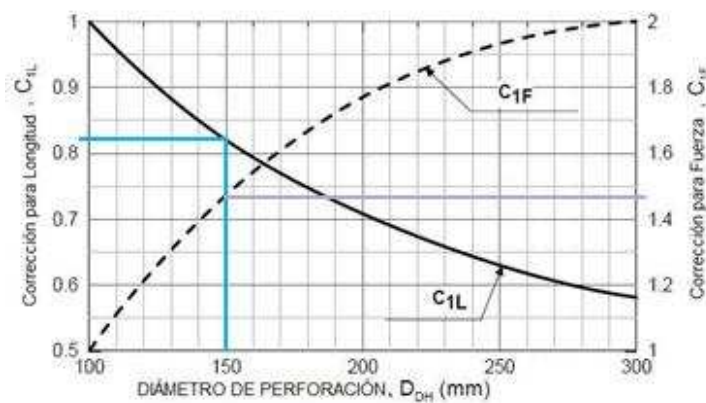
Corrección de la Longitud

$$\frac{L}{H}(\text{corregido}) = C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times \frac{L}{H}$$

$$C_{1L} = 0,82$$

$$C_{2L} = 0,95$$

$$C_{3L} = 1,08$$

(a) Corrección para el diámetro de perforación**Corrección de la Fuerza Máxima Normalizada en servicio del Anclaje**

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

$$C_{1F} = 1,44$$

$$C_{2F} = 0,95$$

**(b) Corrección para diferentes valores de cohesión normalizado
($c^* = c / \gamma H$).**

$$C_{2L} = -4,0 c^* + 1,09 \geq 0,85$$

$$C_{2L} = -4,0 \times 0,04 + 1,09 = 0,95 \geq 0,85$$

$$C_{2F} = -4,0 c^* + 1,09 \geq 0,85$$

$$C_{2F} = -4,0 \times 0,04 + 1,09 = 0,95 \geq 0,85$$

(c) Corrección para diferentes factores de seguridad global.

$$C_{3L} = 0,52 FS + 0,30 \geq 1,00$$

$$C_{3L} = 0,52 \times 1,50 + 0,30 = 1,08 \geq 1,00$$

7. Ajuste de la longitud normalizada del anclaje

$$\frac{L}{H}(\text{corregido}) = C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times \frac{L}{H}$$

$$\frac{L}{H}(\text{corregido}) = 0,82 \times 0,95 \times 1,08 \times 0,64 = 0,54$$

8. Para añadir el efecto de la carga viva se incrementa una altura de 0,6 metros a la altura del muro, $H = 8,60$ metros
9. Longitud del anclaje = $0,54 \times 8,60 = 4,62$ m = 4,70 metros
10. Considerando que se necesita 5 niveles de anclaje, la longitud total de los anclajes en un modelo uniforme es: abrazos caricias

$$L_{TOT u} = 5 L = 5 \times 4,70 = 23,50 \text{ metros}$$

E. Modelo no uniforme de longitud de anclajes

1. La longitud de los anclajes es un modelo no uniforme es un 10% de la longitud total en un modelo uniforme siendo:

$$L_{TOT nu} = 1,1 L_{TOT u}$$

2. Usando la longitud normalizada, para una longitud no normalizada es:

$$L_{TOT nu} = \sum r_i L_1 = L_1 (2 \times 1 + 2 \times 0,75 + 1 \times 0,50) = 4,0 L_1$$

$$L_1 = \frac{1,1 \times 23,50}{4,00} = 6,50 \text{ m}$$

$$L_2 = 6,50 \text{ m}$$

$$L_3 = L_4 = 0,75 \times 6,50 = 4,88 \text{ m} = 4,90 \text{ m}$$

$$L_5 = 0,50 \times 6,50 = 3,25 \text{ m} = 3,30 \text{ m}$$

F. Máxima fuerza de tensión del anclaje

1. De los gráficos anteriores se obtiene:

$$t_{\max-s} = 0,223$$

2. Aplicando las correcciones

$$C_{1F} = 1,44$$

$$C_{2F} = 0,95$$

3. La corrección de la fuerza normalizada máxima del anclaje es:

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

$$t_{\max-s} (\text{corregida}) = 1,44 \times 0,95 \times 0,223 = 0,30$$

4. La máxima fuerza de diseño del anclaje es:

$$T_{\max-s} = \gamma \times H \times S_V \times S_H \times t_{\max-s} = 17,1 \times 8,60 \times 1,50 \times 1,50 \times 0,30$$

$$T_{\max-s} = 100,80 \text{ KN}$$

G. La capacidad de tensión del anclaje, R_T , es calculada como:

$$R_T = FS_T \times T_{\max-s} = 1,80 \times 99,27 = 181,50 \text{ KN}$$

H. El área de la sección transversal de la barra del anclaje es:

$$A_t = \frac{R_T}{fy} = \frac{181,50}{0,42} = 432.18 \text{ mm}^2$$

I. Se selecciona una barra

Se ha seleccionado una barra de acero de 25 mm de diámetro con un área de la sección transversal de 490,9 mm².

J. Resumen de los parámetros obtenidos:

1. Longitud para una configuración uniforme de los anclajes

$$L = 4,70 \text{ m}$$

2. Longitud para una configuración no-uniforme de los anclajes

$$L_1 = L_2 = 6,50 \text{ m}$$

$$L_3 = L_4 = 4,90 \text{ m}$$

$$L_5 = 3,30 \text{ m}$$

3. Máxima fuerza de diseño del anclaje

$$T_{max-s} = 100,80 \text{ KN}$$

4. Área de la barra necesaria

$$A_t = 432,18 \text{ mm}^2$$

5. Área de la barra seleccionada

$$A_t = 490,87 \text{ mm}^2$$

7.5 PASO 3 – DISEÑO FINAL

A. Modos de falla externa

1. Evaluación de estabilidad global

- a. La estabilidad global es evaluada con el programa SNAIL. Las siguientes condiciones de carga y geometría son consideradas en la siguiente tabla:

Tabla 21. Casos de cargas

Caso	Configuración	Cargas	Número de anclajes	Profundidad de la excavación H, en metros	Superficie de falla	Figura
1	No anclajes	D	0	1,20	A través de la base del muro	Figura 49
2	Uniforme	DL + L	5	8,00	A través de la base del muro	Figura 50
3	No uniforme	D	3	4,50	A través de la base del muro	Figura 51
4	No uniforme	DL + L	5	8,00	A través de la base del muro	Figura 52
5	No uniforme	D + EQ	5	8,00	A través de la base del muro	Figura 53
6	Uniforme	D + EQ	5	8,00	A través de la base del muro	Figura 54

- b. Los parámetros de resistencia al corte del suelo y resistencia a la adherencia. Los parámetros son considerados para cargas estáticas y cargas sísmicas.

2. Resultados

- a. Los factores de seguridad son presentados en las siguientes figuras para cada caso de carga.

Figura 49. Caso 1

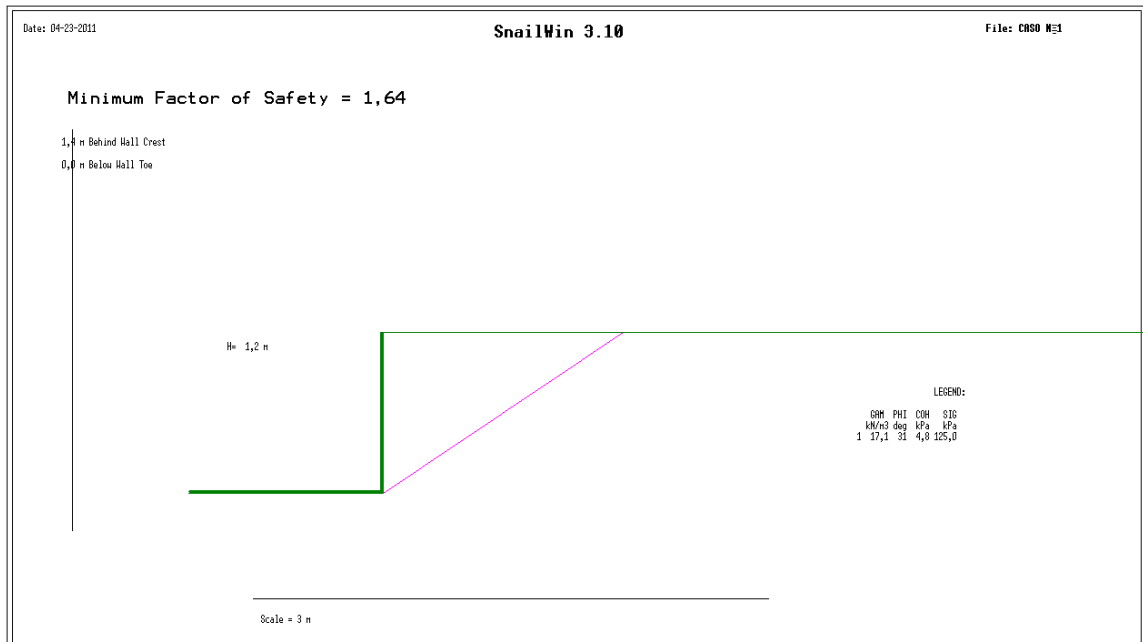


Figura 50. Caso 2

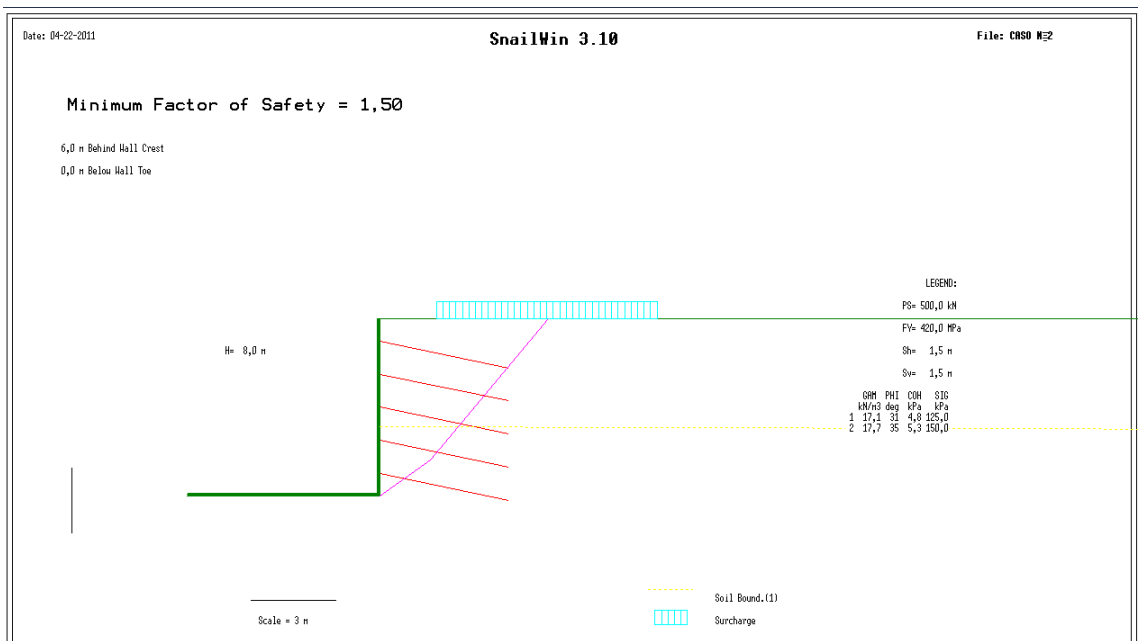


Figura 51. Caso 3

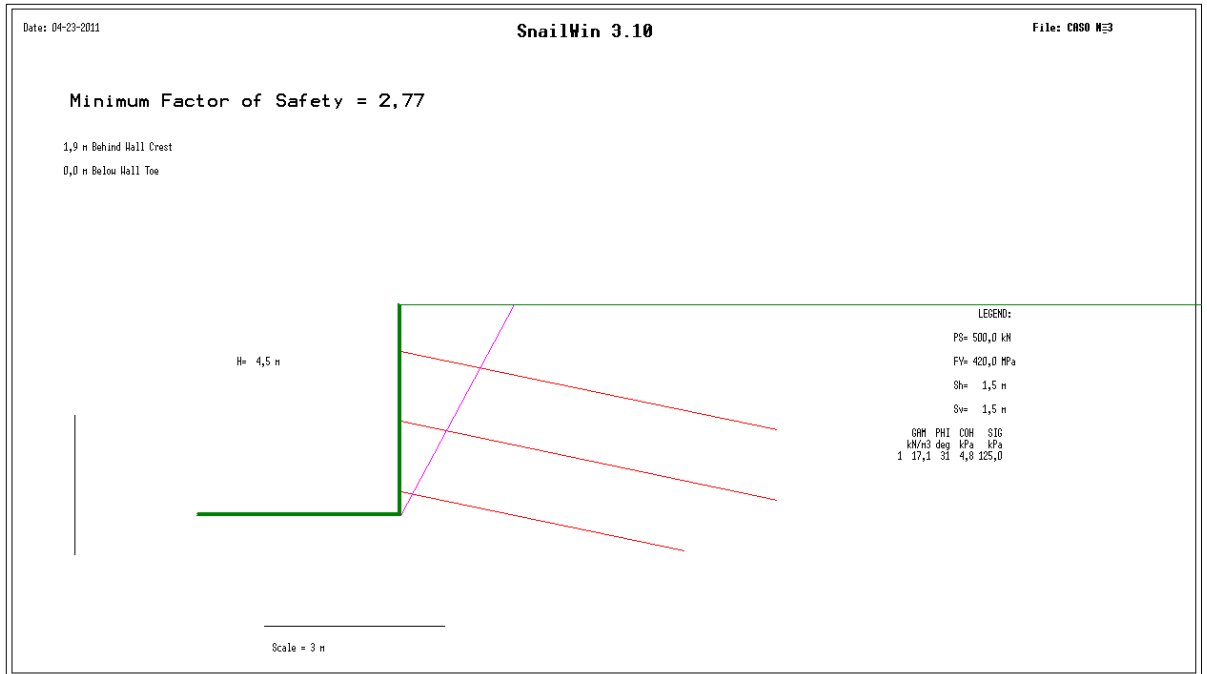


Figura 52. Caso 4

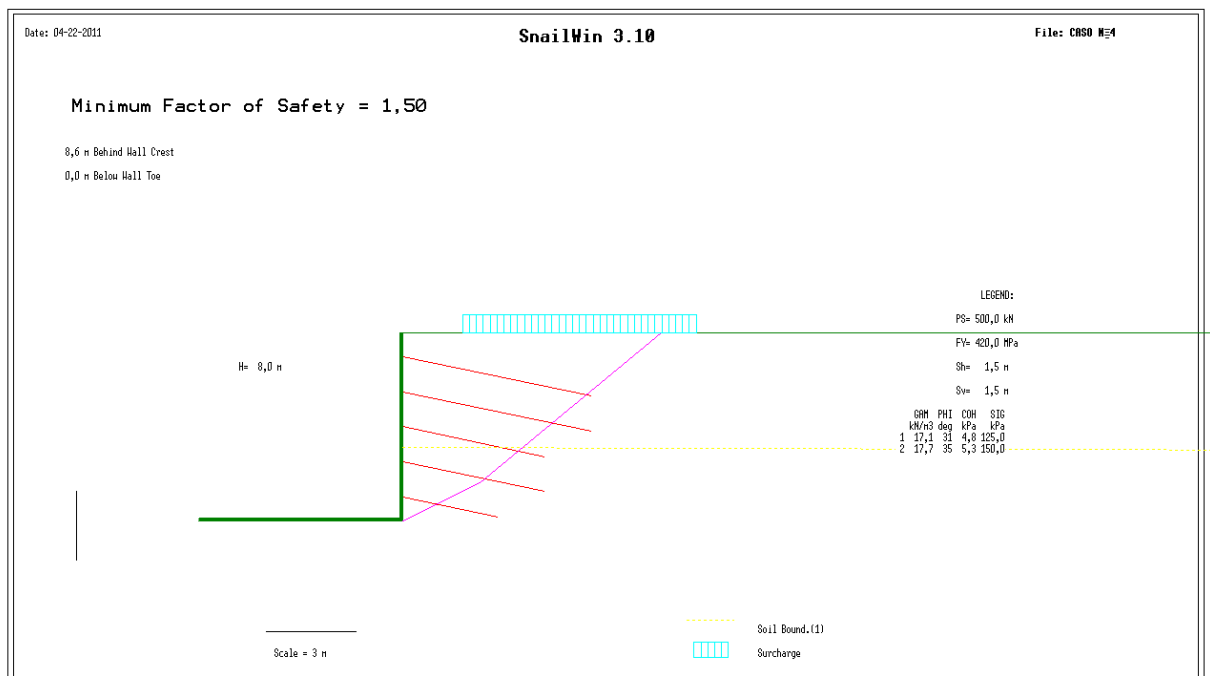


Figura 53. Caso 5

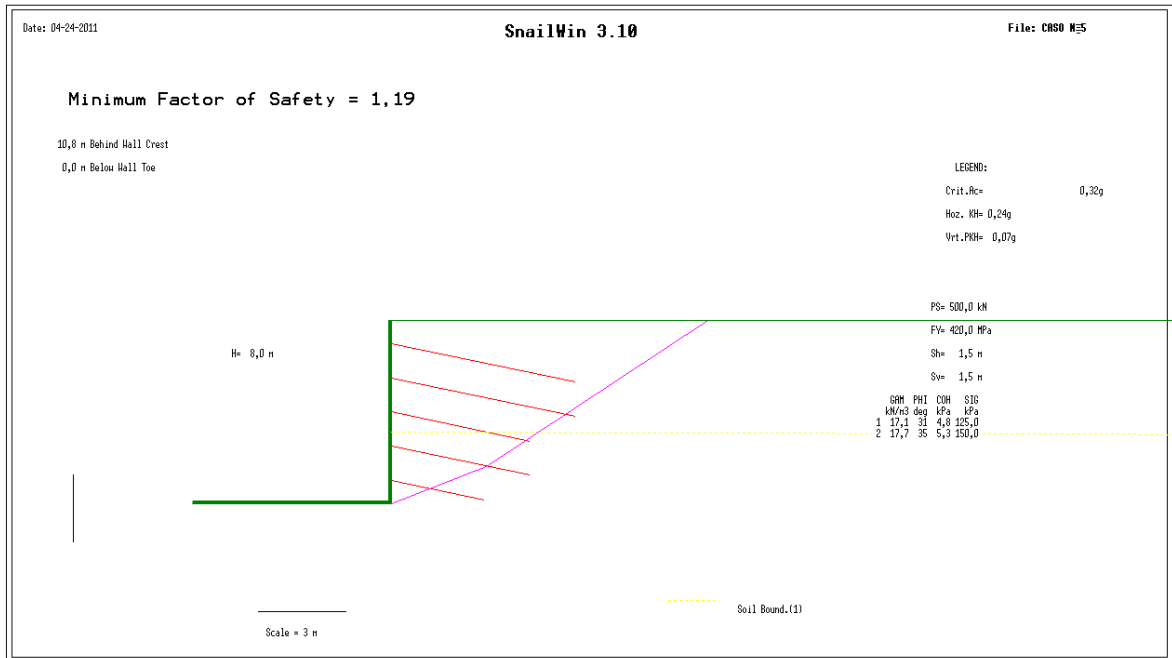
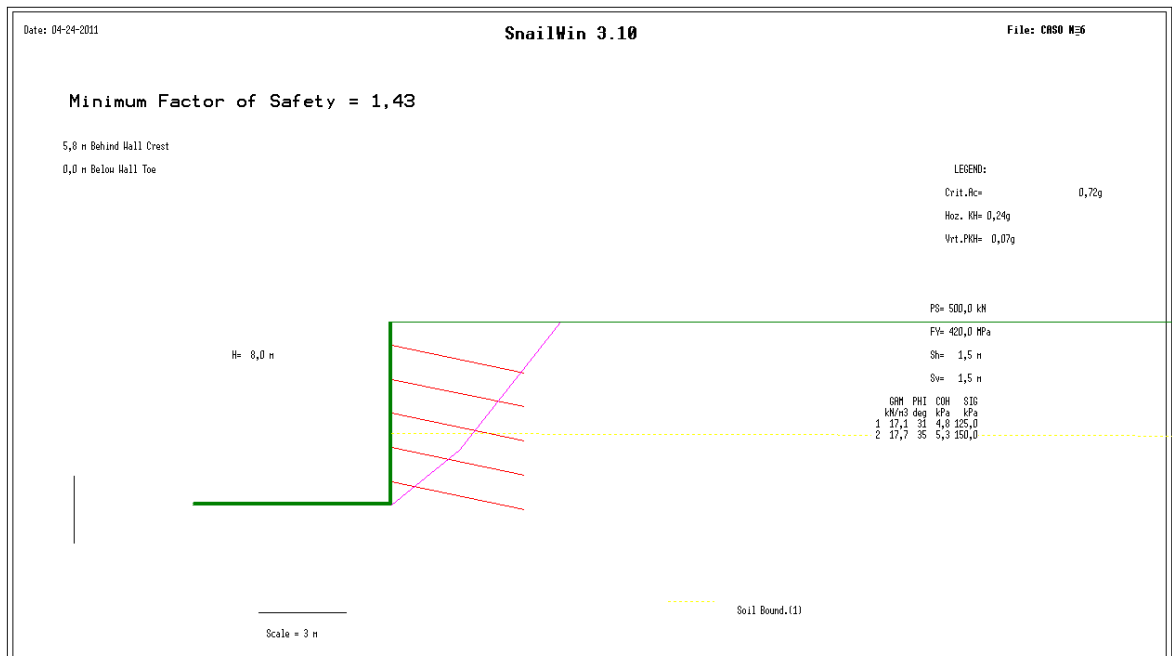


Figura 54. Caso 6



Los factores de seguridad se resumen en la Tabla 22:

Tabla 22. Resumen de resultados

Caso	Descripción	FS _G calculado	FS _G mínimo aceptable
1	No anclajes	1,64	1,20
2	Uniforme	1,50	1,5
3	No uniforme	2,77	1,35
4	No uniforme	1,50	1,5
5	No uniforme	1,19	1,1
6	Uniforme	1,43	1,1

Estabilidad Global

Calculados todos los factores de seguridad global se puede resumir:

- CASO 1: Se ilustra el beneficio de la cohesión sobre la estabilidad del primer nivel de excavación.
- CASO 2: Muestra la estabilidad con un modelo uniforme de las longitudes de anclajes.
- CASO 3: Muestra la estabilidad la estabilidad en el tercer nivel de excavación.

Capacidad de Carga

Los valores de ensayo de SPT nos describen un suelo competente en la base del muro y la capacidad de carga del suelo tendrá FS_G, mayores que el mínimo recomendado.

Estabilidad al Deslizamiento

$$FS_{SL} = \frac{\sum \text{Fuerzas Resistentes Horizontales}}{\sum \text{Fuerzas Horizontales}, D}$$

$$\sum R = C_b B_L + (W + Q_D + P_A \sin \beta) \tan \varphi_b$$

$$\sum D = P_A \cos \beta$$

Según la Teoría de Rankine, para muros con ángulos $\alpha=0$, $\theta=90^\circ$, $\beta=0$, $\delta=0$:

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{31,2}{2} \right)$$

$$K_A = \tan^2(29.4)$$

$$K_A = 0,32$$

La fuerza de presión lateral activa es definida como:

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

$$P_A = \frac{17,1 * 8^2}{2} * 0,32$$

$$P_A = 175,10$$

Fuerzas resistentes horizontales

$$\sum R = C_b B_L + (W + Q_D + P_A \sin \beta) \tan \varphi_b$$

$$\sum R = 21,71 * 4,54 + (323,6 + 5,53 + 175,10 * \sin 0) * \tan 30,3$$

$$\sum R = 352,47$$

Fuerzas horizontales

$$\sum D = P_A \cos \beta$$

$$\sum D = 175,10 \times \cos 0$$

$$\sum D = 175,10$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$FS_{SL} = \frac{\sum \text{Fuerzas Resistentes Horizontales}}{\sum \text{Fuerzas Horizontales, D}}$$

$$FS_{SL} = \frac{352,57}{175,10}$$

$$FS_{SL} = 2,01 > 1,50$$

b. Longitud de anclajes

Las longitudes de los anclajes para un $FS_G = 1.5$, las longitudes necesarias son:

Longitud para una configuración uniforme de los anclajes:

$$L = 4,70 \text{ m}$$

$$L_{TOTAL U} = 23.50 \text{ m}$$

Longitud para una configuración no-uniforme de los anclajes

$$L_1 = L_2 = 6,50 \text{ m}$$

$$L_3 = L_4 = 4,90 \text{ m}$$

$$L_5 = 3,30 \text{ m}$$

$$L_{TOTALU} = 26.1 \text{ m}$$

La variación de la longitud total de anclaje de una configuración uniforme contra la configuración no-uniforme es de 10.0%.

c. Máximas fuerzas de diseño de los anclaje

Las fuerzas de máxima de diseño se calculan para la superficie de falla más crítica, El procedimiento consiste en la corrección de la fuerza máxima del anclaje $T_{m\acute{a}x}$, calculado para $F_{SG} > 1$, multiplicando este término por la relación del promedio de las fuerzas de los anclajes T_{avg-s}/T_{avg} .

T_{avg-s} , es la fuerza promedio de los anclajes calculado para $F_{SG} = 1.0$.

T_{avg} , es la fuerza promedio de los anclajes calculado para $F_{SG} > 1$.

El cálculo de las máximas fuerzas de diseño de los anclajes correspondientes a las superficies de falla críticas, se llevó a cabo para los casos 2 y 4, como se indica en la Tabla 23. Aunque el promedio de fuerza de los anclajes es bastante similar en las dos configuraciones, pero la diferencia de fuerzas máximas de los anclajes entre los casos 2 y 4 es significativa. Esta desviación se explica por la distribución diferente fuerza-anclaje con respecto a la profundidad en ambos casos. En el caso 2 con una configuración uniforme, la longitud de los anclajes supera significativamente la superficie de falla crítica en la parte inferior de la excavación (Figura 50) y las fuerzas del anclaje en la parte inferior son de mayor tamaño. Como resultado de estas

longitudes de anclajes grandes detrás de las superficies de falla, la forma en que las fuerzas de máxima de los anclajes se movilizan es significativamente diferente.

Por otra parte, en el caso 4 con una configuración no uniforme de las longitudes de los anclajes que van más allá de la superficie de falla crítica (Figura 52) son comparables en todos los anclajes, por lo tanto, la movilización de las fuerzas en los anclajes con respecto a la profundidad; es más consistente de anclaje a anclaje. La fuerza máxima de diseño de los anclajes que se calculó con SNAIL es $T_{max-s}=117,77$ kN para el Caso 2. Este valor es aproximadamente 8 % mayor que el valor estimado utilizando los gráficos de diseño preliminar de una configuración uniforme.

Tabla 23. Máximas Fuerzas de Diseño

Anclaje N°	Símbolo	Fuerza en el Anclaje en KN	
		CASO 2 Configuración Uniforme MPa	CASO 4 Configuración No-Uniforme MPa
1	T_1	2,011	11,782
2	T_2	62,840	94,248
3	T_3	123,668	63,618
4	T_4	184,496	146,084
5	T_5	206,167	150,863
Máxima Fuerza Anclaje ($FS_G = 1.5$)	T_{MAX}	206,167	150,863
Promedio Fuerza Anclaje ($FS_G = 1.5$)	T_{AVG}	115,836	93,319
Promedio Fuerza Anclaje ($FS_G = 1.0$)⁽¹⁾	$T_{AVG}^{(1)}$	66,168	62,178
Promedio ($FS_G = 1.0$) / Promedio ($FS_G = 1.5$)	$\frac{T_{AVG-S}}{T_{AVG}}$	0,57	0,67
Máxima Fuerza de Diseño ($FS_G = 1.0$)	$T_{MAX} = T_{MAX} \times \frac{T_{AVG-S}}{T_{AVG}}$	117,77	100,52

NOTA (1): Calculado con SNAIL

B. Consideraciones sísmicas

1. Definición de cargas sísmicas

Ya realizado en el análisis

2. Coeficiente sísmico horizontal, K_h

Ya realizado en el análisis

3. Análisis sísmico de estabilidad global

Factores dados en la Tabla 22. Resumen de resultados

4. Estabilidad al deslizamiento

Ya realizado en el análisis

C. Modos de Falla Interna

1. Resistencia al arrancamiento del anclaje (R_P)

Tomado en cuenta en el análisis con SNAIL

2. Resistencia a la tracción del anclaje (R_T)

$T_{MAX} = 117,77 \text{ KN}$, en la distribución uniforme

$T_{MAX} = 100,52 \text{ KN}$, en la distribución no-uniforme

$f_y = 420 \text{ MPa}$

Calcular la sección de la barra de acero, A_T , como:

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

$$A_t = \frac{117,77 \times 1,8}{0,42} = 504,71 \text{ mm}^2, \text{ para el Caso 2.}$$

$$A_t = \frac{100,52 \times 1,8}{0,42} = 430,80 \text{ mm}^2, \text{ para el Caso 4.}$$

3. Selección del tamaño de la barra de acero.

CASO 2: Barras corrugadas con una sección transversal de 615,75 mm² y 28 mm de diámetro son seleccionadas.

CASO 4: Barras corrugadas con una sección transversal de 490,87 mm² y 25 mm de diámetro son seleccionadas.

D. Diseño del revestimiento

1. Fuerza de diseño de tracción en la cabeza del anclaje (T_o)

$$T_o = T_{max-s} [0.6 + 0.2(S_v[m] - 1)] = T_{max-s} [0.6 + 0.2(1,5 - 1)] = 0,7 T_{max-s}$$

$$T_o = 0,7 \times 117,77 = 82,44, \text{ para el Caso 2}$$

$$T_o = 0,7 \times 100,52 = 70,36, \text{ para el Caso 4}$$

Donde:

S_v = espaciamiento vertical de los anclajes

Los factores de seguridad correspondientes a los modos de falla potencial de la conexión revestimiento-anclaje incluyen falla por flexión y corte por punzonamiento. Debido a las dos fases que enfrenta la construcción de este proyecto, los modos de falla por flexión y corte por punzonamiento deben ser evaluados por separado para el revestimiento temporal y el

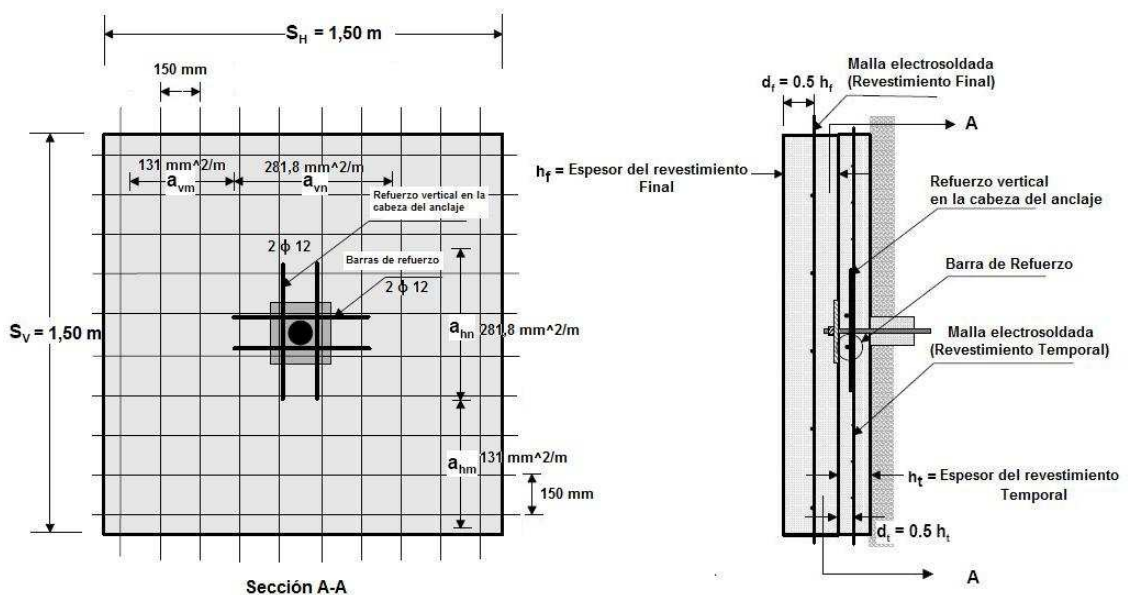
revestimiento permanente. Además, para el revestimiento permanente, la falta de tracción de los conector de cortante (“headed-stud”)s se considera.

Capacidad del revestimiento	Símbolo	Cargas Estáticas		Cargas Sísmicas	
		FS	Capacidad (KN)	FS	Capacidad (KN)
Flexión	R_{FF}	1.5	176,65	1.1	129,55
Corte por punzonamiento	R_{FP}	1.5	176,65	1.1	129,55
Tracción Headed Stud	R_{FS}	2.0	194,74	1.5	176,65

Estas capacidades necesarias frente se compara con las capacidades existentes que enfrentan. Las capacidades actuales de los se establecen una vez que el diseño de revestimientos, que se presenta en la siguiente sección, se adopta

2. Espesor del Revestimiento

Las características del sistema revestimiento son mostradas en la siguiente figura y resumidas en la tabla 23.



3. Materiales de revestimiento

Tabla 24. Principales características del revestimiento

ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	REVESTIMIENTO TEMPORAL	REVESTIMIENTO PERMANENTE
General	Espesor (h)	100 mm	200 mm
	Tipo de revestimiento	Concreto Lanzado	Concreto
	Resistencia a la compresión $f'c$	21 MPa	28 MPa
Reforzamiento	Tipo	Malla electrosoldada	Malla electrosoldada
	Grado	420	420
	Denominación	5,5 - 15	8,0 - 30
Otros reforzamientos	Tipo	Barrillas de refuerzo, 2 ϕ 12	-
Placa de apoyo	Tipo	4 Conector de cortante $\frac{1}{2} \times 4 \frac{1}{8}$	-
	Acero	Grado 420	-
	Dimensiones	Longitud de la placa, $L_P = 250$ mm	-
		Espesor, $t_P = 25$ mm	-
Conector de cortante ("headed-stud")	Dimensiones	-	Longitud nominal $L_S = 104,8$ mm (4 1/8 in)
		-	Diámetro cabeza $D_H = 25,4$ mm (1in)
		-	Diámetro nominal $D_S = 12,7$ mm (1/2 in)
		-	Espesor cabeza $t_H = 7,92$ mm (0,312 in)
		-	Espaciamiento $S_{HS} = 150$ mm (6 in)

4. Resistencia a la Flexión, R_{FF} , Verificación*Revestimiento Temporal*

a) Cuantías límites del reforzamiento

La cuantía es definida cómo:

$$\rho = \frac{a_s}{d}$$

Donde:

a_s = sección transversal del reforzamiento total.

d = Mitad del espesor del revestimiento = $h / 2$

Para revestimiento temporal:

$$d = \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ mm}$$

Para revestimiento permanente:

$$d = \frac{h}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$

La cuantía de armadura mínima se calcula como

$$\rho_{min}[\%] = 20 \frac{\sqrt{f'_c [MPa]}}{f_y [MPa]}$$

$$\rho_{min}[\%] = 20 \frac{\sqrt{21}}{420}$$

$$\rho_{min}[\%] = 0,22 \%$$

La cuantía de armadura máxima se calcula como:

$$\rho_{max}[\%] = 50 \frac{f'_c [MPa]}{f_y [MPa]} \left(\frac{600}{600 + f_y [MPa]} \right)$$

$$\rho_{max}[\%] = 50 \frac{21}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_{max} [\%] = 1,47\%$$

Considerando el ancho de la sección de análisis, $b = 1,0$ m.

$$a_s = \rho \times d \times ancho$$

$$a_{s\ MIN} = 0,0022 \times 50 \times 1000 = 110\ mm^2/m$$

$$a_{s\ MAX} = 0,0147 \times 50 \times 1000 = 735\ mm^2/m$$

b) Selección del reforzamiento

La malla seleccionada es 5,0-15 con las siguientes especificaciones:

TIPO DE MALLA	DIÁMETRO (mm)		SEPARACIÓN (cm)		SECCIÓN DE ACERO, A_s (mm^2 / m)	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal	As L	As T
5,0 - 15	5,0	5,0	15	15	131	131

Barrillas de refuerzo, 2 ϕ 12, horizontal y verticalmente.

$$A_s = 2 \times 113,10 = 226,2\ mm^2$$

c) El área total reforzamiento por unidad de longitud alrededor del anclaje es:

$$a_{sn} = a_{sm} + \frac{A_s}{S_M}$$

$$a_{sn} = \frac{131 \times 1,5 + 226,2}{1,5}$$

$$a_{sn} = 281,8\ mm^2/m$$

Adicionalmente se debe verificar que:

$$\frac{226,2}{131} = 1,73 < 2,50$$

d) Verificación de la relación de mínimos reforzamientos

$$a_{sm} = 131 \frac{mm^2}{m} > 110 \frac{mm^2}{m}$$

$$a_{sn} = 281,8 \frac{mm^2}{m} > 110 \frac{mm^2}{m}$$

e) Verificación de la relación de mínimos reforzamientos

$$a_{sm} = 131 \frac{mm^2}{m} < 735 \frac{mm^2}{m}$$

$$a_{sn} = 281,8 \frac{mm^2}{m} < 735 \frac{mm^2}{m}$$

Detalle del reforzamiento

Deberá seguir las especificaciones ACI:

- Cobertura mínima = 50 mm

f) Selección del Factor C_F

Use un $C_F = 2,0$ para revestimiento temporal

g) Capacidad a la flexión

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

$$R_{FF}[kN] = \frac{2,0}{265} \times (281,8 + 131) \times \left(\frac{1,50 \times 0,10}{1,50} \right) \times 420$$

$$R_{FF}[kN] = 130,85 \text{ KN}$$

$$\rho_{TOT} = \left(\frac{131 + 281,8}{1000 \times 50} \right) \times 100 = 0,83\%$$

- h) Calcular las cargas ultimas, $FS_{FF} \times T_O$ y debe ser comparada con la capacidad a la flexión, R_{FF} :

Para revestimiento temporales, $FS_{FF} = 1,35$

Carga de diseño = $1,35 \times 82,44 = 111,29$ para el Caso 2.

Carga de diseño = $1,35 \times 70,36 = 94,99$ para el Caso 4.

Revestimiento permanente

- a) Cuantías limites del reforzamiento

La cuantía de armadura mínima se calcula como

$$\rho_{min}[\%] = 20 \frac{\sqrt{f'_c [MPa]}}{f_y [MPa]}$$

$$\rho_{min}[\%] = 20 \frac{\sqrt{21}}{420}$$

$$\rho_{min}[\%] = 0,22 \%$$

La cuantía de armadura máxima se calcula como:

$$\rho_{max}[\%] = 50 \frac{f'_c [MPa]}{f_y [MPa]} \left(\frac{600}{600 + f_y [MPa]} \right)$$

$$\rho_{max}[\%] = 50 \frac{21}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_{max}[\%] = 1,47\%$$

Considerando el ancho de la sección de análisis, $b = 1,0$ m.

$$a_s = \rho \times d \times ancho$$

$$a_{s\ MIN} = 0,0022 \times 100 \times 1000 = 220\ mm^2/m$$

$$a_{s\ MAX} = 0,0147 \times 100 \times 1000 = 1460\ mm^2/m$$

b) Selección del reforzamiento

La malla seleccionada es 7,0 - 30 con las siguientes especificaciones:

TIPO DE MALLA	DIÁMETRO (mm)		SEPARACIÓN (cm)		SECCIÓN DE ACERO, As (mm ² / m)	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal	As L	As T
8,0 - 30	8,0	8,0	30	30	168	168

c) El área total reforzamiento por unidad de longitud alrededor del anclaje es:

$$a_{sn} = a_{sm} = 168 \times \frac{1000}{300} = 560\ \frac{mm^2}{m}$$

d) Relación de reforzamientos

$$\rho_{hm} = \rho_{hn} = \rho_{vm} = \rho_{vn} = \left(\frac{560}{1000 \times 100} \right) \times 100 = 0,56\%$$

e) Selección del Factor C_F

Use un C_F = 1,0 para revestimiento permanente

f) Capacidad a la flexión

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

$$R_{FF}[kN] = \frac{1,0}{265} \times (560 + 560) \times \left(\frac{1,50 \times 0,20}{1,50} \right) \times 420$$

$$R_{FF}[kN] = 355,02 KN$$

$$\rho_{TOT} = 1,12 \%$$

- g) Calcular las cargas ultimas, $FS_{FF} \times T_O$ y debe ser comparada con la capacidad a la flexión, R_{FF} :

Para revestimiento permanentes, $FS_{FF} = 1,50$

Carga de diseño = $1,50 \times 82,44 = 123,66$ (para el Caso 2)

Carga de diseño = $1,50 \times 70,36 = 105,54$ (para el Caso 4)

5. Resistencia al corte por punzonamiento

- a) Calcular R_{PF} para revestimiento temporal

Estas ecuaciones toman en cuenta el tamaño de una superficie cónica de falla con un diámetro D'_C en el centro del revestimiento y la altura de H_C , como se muestra en la Figura 27:

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

$$V_F = 330 \times \sqrt{21} \times \pi \times 0,325 \times 0,10$$

$$V_F = 154,40 KN$$

La resistencia a la falla al corte por punzonamiento es:

$$R_{FP} = C_P \times V_F$$

$$R_{FP} = 1,0 \times 154,40$$

$$R_{FP} = 154,40KN$$

b) Calcular R_{PF} para revestimiento temporal

D'_C , para revestimientos permanentes es:

$$D'_C = \text{mínimo de } S_{HS} + h_C, \text{ o, } 2 h_C$$

$$h_C = L_S + t_P - t_H = 104,8 + 25,0 - 7,92 = 121,88 \text{ mm}$$

$$S_{HS} = 150 \text{ mm}$$

$$D'_C = \text{mín} (S_{HS} + h_C)$$

$$D'_C = \text{mín} (150 + 121,88)$$

$$D'_C = 271,88 \text{ mm}$$

La fuerza de resistencia al corte:

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

$$V_F = 330 \times \sqrt{28} \times \pi \times 0,272 \times 0,122$$

$$V_F = 182,04 \text{ KN}$$

La resistencia a la falla al corte por punzonamiento es:

$$R_{FP} = C_P \times V_F$$

$$R_{FP} = 1,0 \times 182,04$$

$$R_{FP} = 182,04 \text{ KN}$$

6. Resistencia a la tensión en el conector de cortante ("headed-stud") (R_{FS})

Calcula la capacidad de tensión en la cabeza del conector de cortante (“headed-stud”)

$$R_{FS} = 4 A_H f_Y = 4 \times (\pi \times 12,7^2 / 4) \times 0,420$$

$$R_{FS} = 212,81 \text{ KN}$$

A continuación se presenta un resumen de las propiedades y verificación de las características del revestimiento.

Tabla 25. Resumen y verificación de las capacidades del revestimiento para el Caso 2

Modo de Falla	Símbolo	Revestimiento	Cargas de Diseño (To x FS)			Nota
			Cargas Estáticas	Cargas Sísmicas	Capacidad del revestimiento (KN)	
Flexión	R _{FF}	Temporal	123,66	129,55	130,85	OK
		Permanente	176,65		355,02	OK
Corte por punzonamiento	R _{FP}	Temporal	123,66		154,40	OK
		Permanente	176,65		182,04	OK
Tensión por Conector de cortante (“headed-stud”)	R _{FS}	Permanente	194,74	176,65	212,81	OK

7.6 PASO 4 - ESTIMACIONES DE LAS DEFORMACIONES MÁXIMAS DEL MURO

Las deformaciones del muro pueden ser estimadas mediante las correlaciones descritas por Clouterre en 1991 que se presentan en la Figura 29.

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

Donde:

$(\delta_h/H)_i$ = Relación dependiente de las condiciones del suelo “i” son indicados en la siguiente, ver Tabla 12.

H = Altura del muro

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

$$\delta_h = \frac{1}{500} \times H$$

$$\delta_h = \frac{8 \times 1000}{500} = 16 \text{ mm}$$

Esta deflexión del muro esta dentro de los límites tolerables.

Los valores de la zona de influencia mostrados en la Figura 29, donde las deformaciones del terreno son visibles, y son definidos por una distancia horizontal detrás del muro anclado de concreto lanzado, D_{DEF} , y puede ser estimada con la siguiente expresión:

$$D_{DEF} = C H(1 - \tan \alpha)$$

$$D_{DEF} = 0,8 \times 8(1 - \tan 0)$$

$$D_{DEF} = 6,40 \text{ m}$$

7.7 PASO 5 – OTRAS CONSIDERACIONES

A. Drenaje

A pesar del profundo nivel freático se va a utilizar:

Tiras de geocompuestos de 300 mm, que serán colocados verticalmente contra la excavación con una separación de 1,50 m.

Tubos de drenaje, que son tubos de PVC perforados de 50 mm con una inclinación de 10°, que seguirán las especificaciones descritas en la Figura 33.

Lloradero, tubo de PVC de 300 mm colocados en la base del muro para recoger las aguas de las tiras de geocompuesto, que atravesara el revestimiento temporal y permanente.

7.8 RESUMEN DEL DISEÑO

A. Anclajes

ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	VALORES
Patrón de ubicación de los anclajes	Cuadrangular	-
Espaciamiento de los anclajes	Vertical, S_V	1,50 m
	Horizontal, S_H	1,50 m
Inclinación de los anclajes	Uniforme	15°
Número de anclajes	Por sección	5
Longitud de los anclajes	Configuración uniforme	$L = 4,70$ m
	Configuración no-uniforme	$L_1 = L_2 = 6,50$ m $L_3 = L_4 = 4,90$ m $L_5 = 3,30$ m
Barra de acero	Tipo	$\Phi 25$
	Material	Acero
Diámetro de la perforación	Diámetro mínimo	150 mm
Protección contra la corrosión	Tipo de protección	Clase II
	Cobertura mínima	50 mm
	PVC centralizadores	Ver Especificaciones
Lechada	Lechada de cemento	Resistencia mínima $f'_c = 21$ MPa
Resistencia última a la adherencia	Mínimo especificado	$Q_U = \pi \times 0,15 \times 125$ $Q_U = 58,90$ KN/m

B. Revestimiento

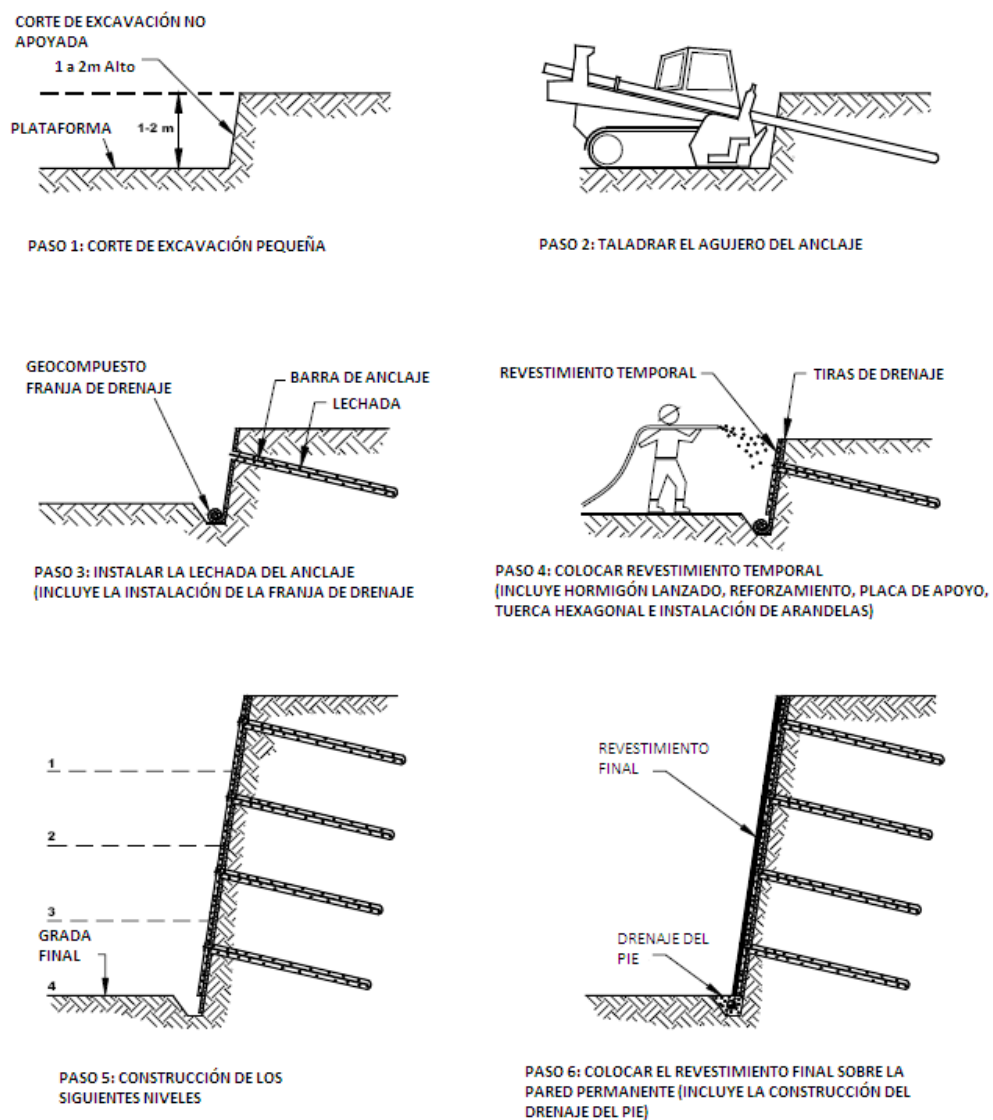
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	TEMPORAL REVESTIMIENTO	PERMANENTE REVESTIMIENTO
General	Espesor (h)	100 mm	200 mm
	Tipo de revestimiento	Concreto lanzado	Concreto
	f'c	21 MPa	28 Mpa
Reforzamiento	Tipo	Malla electrosoldada	Malla electrosoldada
	Grado	420 MPa	420 MPa
	Denominación	5,5 - 15	8,0 - 30
Otro reforzamiento	Tipo	Barrillas de refuerzo, 2 ϕ 12	-
Placa de apoyo	Tipo	-	4 Conector de cortante $\frac{1}{2} \times 4 \frac{1}{8}$
	Acero	Grado 420	-
	Dimensiones	Longitud de la placa, $L_p = 250$ mm	-
		Espesor, $t_p = 25$ mm	-
Conector de cortante ("headed-stud")	Dimensiones	-	Longitud nominal $L_s = 104,8$ mm (4 1/8 in)
		-	Diámetro cabeza $D_H = 25,4$ mm (1in)
		-	Diámetro nominal $D_S = 12,7$ mm (1/2 in)
		-	Espesor cabeza $t_H = 7,92$ mm (0,312 in)
		-	Espaciamiento $S_{HS} = 150$ mm (6 in)

CAPITULO 8. PROCESOS CONSTRUCTIVOS

8.1 FASES DE CONSTRUCCIÓN DE MUROS ANCLADOS

La secuencia típica de construcción para los muros anclados de concreto lanzado, usando barras de acero, descritos en la Figura 55.

Figura 55. Fases de construcción



Fuente: Soil Nail Walls.

PASO 1. Excavación.-

PASO 2. Perforación del hueco del anclaje.

PASO 3. Instalación del anclaje y inyección de la lechada.

PASO 4. Construcción del revestimiento temporal.

PASO 5. Construcción de los consecuentes niveles.

PASO 6. Construcción de un revestimiento permanente.

8.1.1 EXCAVACIÓN

La excavación inicial se realiza a una profundidad en donde el talud tiene la capacidad para mantenerse sin soporte por un corto período de tiempo, en el orden de 24 a 48 horas. La profundidad de la excavación suele estar entre 1 y 2 m (3 y 6 pies) y llega ligeramente por debajo de la altura donde se instalarán los anclajes. El ancho de la plataforma excavada o terraza debe ser suficientemente ancho para proporcionar acceso de los equipos de instalación de los anclajes.

Antes de iniciar cualquier excavación, los sistemas de control de agua superficial deben ser construidos para evitar que el agua fluya hacia la cara de la excavación, ya que esta condición afectará negativamente a la construcción y, potencialmente puede causar inestabilidad del talud excavado.

Zanja de coronación debe ser construida detrás de los límites de la excavación para interceptar y desviar el agua superficial. Posteriormente, la excavación se realiza utilizando equipos convencionales de movimiento de tierra desde una plataforma, y el último corte de la cara de la excavación, normalmente se llevan a cabo utilizando una retroexcavadora. La elevación inicial es típicamente de 1 a 1,2 m (3 a 4 pies) de altura. El siguiente nivel de excavación no deberá proceder antes de terminar la aplicación de los anclajes y después de completar los

ensayos de aceptación de los anclajes y la aceptación del nivel estabilizado. La lechada de cemento y el concreto deberá tener un tiempo de curado de por lo menos 72 horas, antes del siguiente nivel de excavación.

El perfil del talud excavado no debe ser demasiado irregular para reducir al mínimo las cantidades excesivas de concreto lanzado. Perfiles de suelos que contienen cantos rodados y/o piedras pueden requerir de una excavación manual y deben ser removidos en su totalidad o parcialmente.

Figura 56. Excavación inicial e instalación del anclaje



Fuente: Soil Nail Walls.

El ancho de las plataformas de trabajo está en el orden de 10 m (30 pies), que se requiere para dar cabida a los equipos de perforación convencionales utilizados para la instalación de los anclajes. Equipos más pequeños que los equipos de perforación convencionales pueden trabajar en plataformas más estrechas de 5 m (15 pies) y con un espacio de 3 m (9 pies) para maniobras.

En muchos casos, la situación más crítica con respecto a la estabilidad del talud se produce durante la construcción. Para niveles intermedios o inferiores de la

excavación, los valores más bajos de seguridad pueden ocurrir cuando el talud sin recubrimiento se encuentra temporalmente sin apoyo (por ejemplo, antes de la instalación de los anclajes y la aplicación del concreto lanzado en estos niveles). Es importante observar los primeros signos de inestabilidad durante la construcción, tales como abultamiento y deformación excesiva del talud excavado. Si los primeros signos de inestabilidad del talud son observados es fundamental informar al superintendente y al ingeniero de diseño para responder con rapidez.

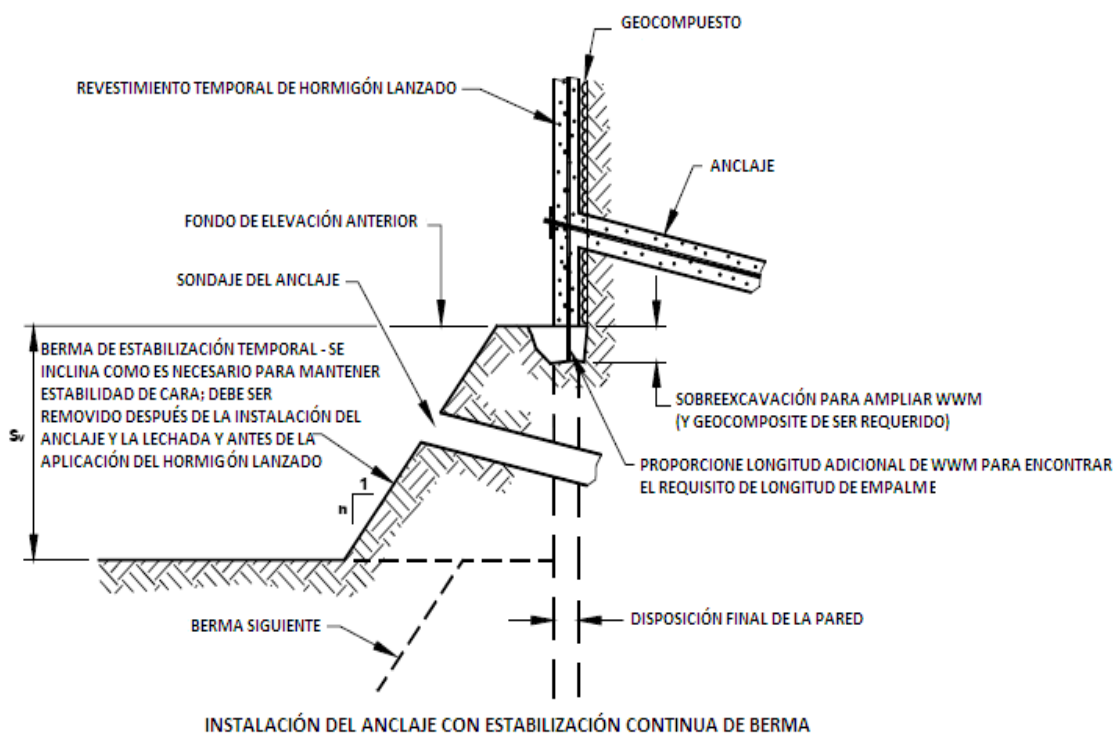
Además, es importante la experiencia de los inspectores y del personal de supervisión ya que deben estar familiarizados y capacitados para responder de inmediato si se presentase estas situaciones de inestabilidad. En relación con esto, es primordial que las especificaciones del contrato se sigan detenidamente en lo que respecta a la extensión permitida de la excavación. La longitud de una excavación debería limitarse a lo que se puede ser estabilizado y aplicado el concreto lanzado durante un solo turno de trabajo.

El siguiente nivel de excavación no deberá proceder antes de terminar la aplicación de los anclajes y después de completar los ensayos de aceptación de los anclajes y la aceptación del nivel estabilizado. La lechada de cemento y el concreto lanzado deberá tener un tiempo de curado de por lo menos 72 horas, antes del siguiente nivel de excavación. Para los casos donde la excavación no puede permanecer sin soporte en un periodo de tiempo requerido, una berma continua puede ser empleada para estabilizar la sección de la excavación sin soporte (Figura 57). En este caso los anclajes se han instalado e inyectado primero a través de la berma de estabilización. A continuación, la berma es excavada y el concreto lanzado se aplica lo largo de todo el nivel excavado.

Por otra parte, la berma de estabilización pueden ser removida en secuencia en la que se alternan con franjas de excavación, los paneles de la berma de estabilización se crean en el medio, ver la Figura 58. El ancho de las franjas de

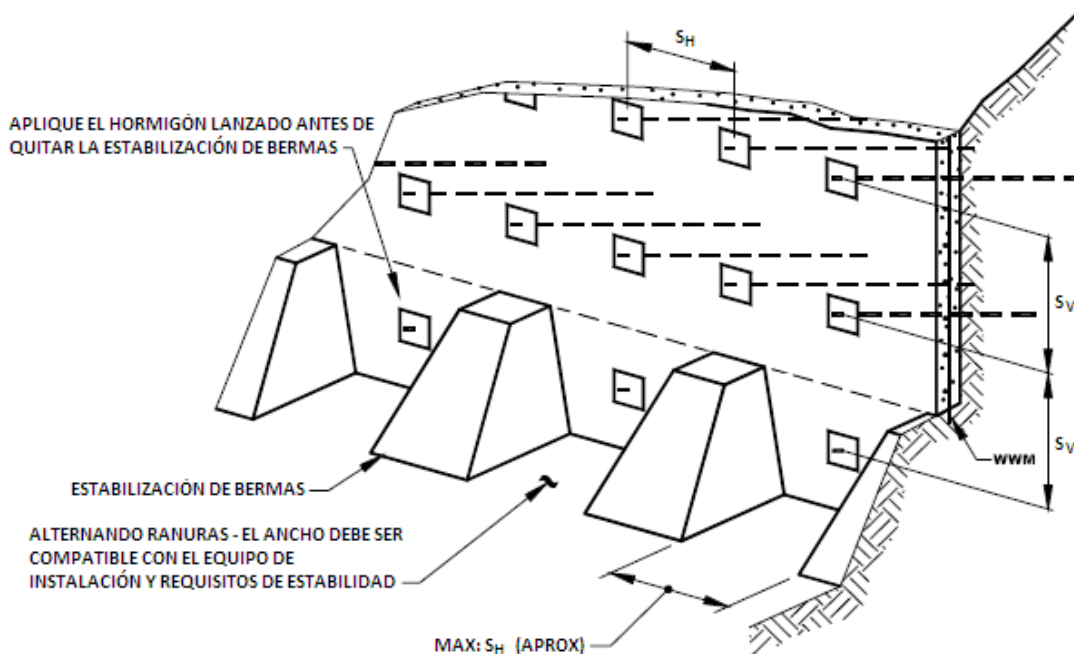
la excavación no debe superar el espaciamiento horizontal de los anclajes. A continuación, los anclajes son instalados y es aplicada la inyección. Posteriormente, los paneles de berma de estabilización son removidos e inmediatamente los anclajes son instalados y el concreto lanzado es aplicado. El uso de bermas de estabilización se debe utilizar sólo como último recurso, ya que este procedimiento puede tener un impacto significativo en los costos de construcción y en la programación del proyecto. Si la excavación temporal el tiempo de estar derecho es mayor que lo concerniente y representa un riesgo potencial, los métodos alternativos de construcción de arriba hacia abajo, como anclas de tierra puede ser considerados.

Figura 57. Ejemplo de excavación alternativa, estabilización con berma



Fuente: Soil Nail Walls.

Figura 58. Ejemplo de excavación alternativa, estabilización de ranura segmentada



EXCAVACIÓN DE APOYO TEMPORAL CON EXCAVACIÓN DE RANURA SEGMENTARIA

Fuente: Soil Nail Walls.

8.1.2 PERFORACIÓN DEL TERRENO

Los agujeros de las perforaciones serán ubicados, orientados y longitudes según los planos de diseño. Seleccione el método y equipo de perforación para las condiciones del terreno, descritos en el reporte geotécnico y mostrados en los log de perforación. Las perforaciones deben ser realizadas de tal manera que no alteren en lo posible al suelo circundante.

Los agujeros de los anclajes (perforaciones) son realizadas con alguno de estos métodos de perforación disponibles, incluyendo rotación (Figura 59), percusión, barrena, y rotación/percusión.

La selección del método de perforación también puede ser controlada por la disponibilidad local de los equipos y las condiciones específicas del subsuelo que se tiene. Según las condiciones el contratista puede seleccionar el método de perforación. Sin embargo, el ingeniero responsable del diseño en ocasiones puede limitar la elección de los métodos de perforación y/o procedimientos basados en las condiciones del subsuelo o de otras necesidades del proyecto.

8.1.2.1 Equipos de perforación

El equipo de perforación llevará un control de la inclinación de la perforación. La cual se debe realizar después de haber realizado los dos primeros metros de perforación. La Tabla 26, presenta un resumen de los métodos y equipos de perforación. El ingeniero encargado del diseño puede usar esta tabla para seleccionar un equipo compatible con las condiciones de terreno, diámetros y longitudes.

La perforación de los agujeros es realizada con la instalación de barrenadores es usado comúnmente en este tipo de proyectos en los Estados Unidos porque ningún tipo de recubrimiento en los sondajes es necesario, obteniendo una alta tasa de instalación de los anclajes, y los costos son relativamente bajos. Los agujeros perforados de los anclajes con barrena de perforación puede oscilar entre 100 a 300 mm (4 a 12 pulgadas) de diámetro.

Los diámetros de las perforaciones más comúnmente usados son de 150 a 200 mm (5 a 8 pulgadas). Los contratistas suelen seleccionar un diámetro de perforación relativamente grande (por ejemplo, 200 mm o 8 pulgadas) para asegurar que la resistencia última de adherencia del anclaje sea lograda sin dificultades según las especificaciones de construcción, minimizando los costos de los equipos de perforación. Los métodos de perforación rotación-percusión típicamente son de 90 a 115 mm (3 ½ a 4 ½ pulgadas) de diámetro.

**Tabla 26. Métodos y procedimientos de perforación
(Modificados por Elias y Juran (1991))**

Drill Rig Type	Drilling Method	Open Hole?	Cased or Auger-Cast?	Drillhole Diameters (mm/in.)	Drill Bit Types	Cuttings Removal	Comments
Auger	Lead Flight Kelley-Bar Driven	Yes	No	100-300/ 4-12	Rock, Soil, Drag, etc.	Mechanical	Hydraulic rotary auger methods for drilling competent soils or weathered rock.
	Sectional Solid-Stem	Yes	No			Mechanical	
	Sectional Hollow-Stem	Yes	Yes			Mechanical (air support)	
	Continuous Flight Solid-Stem	Yes	No			Mechanical	
	Continuous Flight Hollow-Stem	Yes	Yes			Mechanical (air support)	
Rotary	Single-Stem Air Rotary	Yes	No	100-200/ 4-8	Button, Roller, Drag, etc.	Compressed air	Hydraulic rotary methods for drilling competent soils, rock, or mixed ground conditions (pneumatic hammers available).
	Duplex Air Rotary	Yes	Yes				
	Sectional Solid-Stem Augers	Yes	No	100-300/ 4-12	Rock, Soil, Drag, etc.	Mechanical	Hydraulic rotary auger methods for drilling competent soils or weathered rock.
	Sectional Hollow-Stem Augers	Yes	Yes			Mechanical (air support)	
Air Track	Single-Stem Air Rotary	Yes	No	100-300/ 4-12	Button, Roller, Drag, etc.	Compressed Air	Pneumatic rotary methods for drilling non-caving competent soils or rock.

Fuente: Soil Nail Walls.

8.1.2.2 Métodos de perforación

Se debe elegir un sistema de perforación en función del tipo de suelo de tal manera que se altere lo menos posible el suelo circundante, la Tabla 26 presenta un resumen de métodos de perforación.

Después de la colocación de la plataforma de trabajo, se iniciara con la perforación a rotación o percusión, se deberá proveer de técnicas necesarias si se producen desmoronamientos bruscos, si se procede con revestimiento continuo se deberá tener en cuenta el tiempo de avance de la perforación. Con anterioridad deberá ser aprobado el uso de lodos bentoníticos.

Los fluidos de la perforación no serán nocivos a las barras y a la lechada.

En presencia de nivel freático o agua artesianas, se deberá tomar las medidas oportunas para evitar lavados de finos, derrumbamiento del suelo circundante de la perforación, durante la realización de la perforación, colocación de la barra o inyección de la lechada.

En este tipo de casos se podrá tomar en cuenta equipos de perforación con dispositivos de aislamiento hidráulico, se podrá utilizar inyecciones previas o utilizar métodos para rebajar el nivel freático.

Se debe garantizar la eliminación del detritus de la perforación dejando el taladro limpio en toda la longitud. Por ejemplo, las restricciones que pueden imponerse a determinados métodos de perforación si se considera que podrían tener un efecto adverso sobre la integridad de las estructuras adyacentes o servicios públicos subterráneos.

El revestimiento del agujero de perforación puede aumentar el costo del proyecto de manera significativa, hasta el punto que los métodos alternativos de

construcción de muros puede ser más económicos. Los diámetros de perforación para estos métodos son de 90 a 140 mm (3 ½ a 5 ½ pulgadas).

Figura 59. Método de perforación a rotación



Fuente: Soil Nail Walls.

8.1.2.3 Diámetros y profundidades

Los agujeros de las perforaciones se efectuarán respetando los diámetros, profundidades, posiciones indicadas en los planos del proyecto.

El diámetro seleccionado de perforación deberá proveer un mínimo de 25 mm (1 pulg) de cobertura de lechada alrededor de la barra o un mínimo de 12 mm de cobertura de la lechada de anclajes encapsulados.

8.1.2.4 Tolerancias

- La altura del corte de la excavación final expuesta sin apoyo, no será superior al espaciamiento vertical de los anclajes más el reforzamiento requerido o la altura a corto plazo del terreno, que será menor. La excavación final del muro se completa y aplica el concreto lanzado en el mismo turno de trabajo, a menos que haya recibido la aprobación del superintendente. La aplicación del concreto lanzado se puede retrasar hasta 24 horas si el contratista puede demostrar que el retraso no afectará negativamente a la estabilidad de la excavación.
- La excavación siguiente no procederá hasta que la instalación de los anclajes, aplicación del reforzamiento de concreto lanzado, colocación de las placas del apoyo y las tuercas, las pruebas en los anclajes se han realizado y han sido aceptados. La inyección de lechada y el concreto lanzado se han curado al menos durante 72 horas o hayan alcanzado por lo menos su resistencia a la compresión especificada a los 3 días antes realizar las siguientes excavaciones.

8.1.3 COLOCACIÓN DEL ANCLAJE

La colocación de la barra es introducirlas en los sondajes perforados con los centradores. Después de que la barra fue insertada en las perforaciones, son llenados con lechada de cemento. Este método se usa cuando la perforación no tiene revestimiento. A medida que la lechada se cure, la adherencia entre la barra y el suelo circundante se va obteniendo.

La práctica más común de inyección es por gravedad que proporciona fuerzas de adherencia que son suficientes y son una solución viable y rentable. Sin embargo, en los casos en que se encuentran malas condiciones del suelo, el aumento de fuerzas de adherencia podría ser necesario. Altos valores de resistencia se puede lograr en los suelos granulares y rocas fisuradas débiles

mediante la inyección de lechada a baja presión. Lechada a presión aumenta la resistencia al arrancamiento en relación con los otros métodos. Lechada a presión se suele emplear para suelos de grano fino, si se utiliza. Sólo pequeños incrementos en la resistencia de adherencia se debe esperar, ya que el componente de fricción y el mecanismo de enclavamiento están ausentes o no son significantes.

Hay casos donde la fuerza de adherencia puede deteriorarse si los procedimientos recomendados de instalación no son seguidos. Por ejemplo, la eliminación deficiente de residuos en los sondajes puede hacer que la resistencia de adherencia se reduzca de manera significativa. En el caso de suelos arcillosos, con plasticidad media, por el contrario, la limpieza mecánica excesiva de los sondajes puede tender a remodelar la arcilla y por lo tanto disminuir la resistencia de adherencia a los valores mucho más bajos que los esperados inicialmente en las condiciones de terreno no perturbado. Aunque la capacidad de los anclajes tiene que ser verificado con ensayos de carga y ensayos adicionales y/o anclajes más largos pueden ser instalados si se considera necesario. Siempre es conveniente conseguir la resistencia de adherencia disponible a fin de evitar los excesos de costos y/o órdenes de cambio. Cuando los anclajes son instalados en terrenos considerados generalmente como desfavorables para los anclajes, algunos ajustes en los procedimientos convencionales de instalación será necesario hacer para alcanzar las resistencias de adherencia del diseño.

Un ejemplo es cuando los anclajes son instalados en el suelo con loess con método de inyección de gravedad. En este caso, el fondo y partes laterales de la pared de la perforación se debilitan debido a que los loess inicialmente secos son humedecidos por la lechada y las paredes de la perforación posteriormente colapsan. La lechada no puede alcanzar la parte superior de la pared de la perforación, esta manera se mantiene seco y prácticamente sin deformación debido a la elevada rigidez del loess. Como resultado de la combinación, la

forma de las perforaciones se encuentre distorsionada severamente y la mayoría de la interface lechada/suelo proporcionará una resistencia de adherencia muy baja. Para estos suelos con loess, la experiencia ha demostrado que se puede lograr la resistencia de adherencia si aplica una inyección de alta presión. Sin embargo, los costos son mayores y menor es el avance en la instalación de los anclajes para estas condiciones.

Algunas recomendaciones pueden ser tomadas en cuenta:

- Proporcionar la longitud del anclaje y el diámetro de la perforación necesaria para desarrollar la carga requerida y satisfacer los criterios de aceptación de la carga de diseño pero no inferiores a las longitudes o diámetros mostrados en los planos. Los agujeros de la perforación, las elevaciones, orientaciones y longitudes mostrados en los planos deben ser seguidos.
- Seleccione el equipo de perforación y los métodos adecuados para las condiciones del terreno, de acuerdo con los métodos de instalación aprobados por el Contratista.
- El uso de lodos de perforación o de otros líquidos para sacar los detritos no se permitirá. Si el suelo es susceptible a derrumbes en las paredes, el uso de revestimientos en la perforación ayudarán al soporte de los lados de la perforación. Ubique las barras, como se muestra en los planos. Proporcionar los centralizadores de la posición de la barra en un tamaño de 25 mm (1 pulgada) del centro de los sondajes.
- Posicione los centralizadores como se muestra en los planos para que su separación máxima de centro a centro, no exceda de 2,5 m (8,2 pies). Además, localizar los centralizadores dentro de 0,5 m (1,5 pies) desde la parte superior e inferior de los sondajes.

8.1.3.1 Tolerancias en la instalación de los anclajes

- La ubicación de la cabeza del anclaje puede tener una desviación con respecto a la ubicación del diseño de 150 mm en cualquier dirección.
- La inclinación del anclaje puede tener una desviación de ± 3 grados.
- El centrado de la barra del anclaje deber ser de 25 mm con respecto al centro de la perforación.

8.1.4 INYECCIÓN

La inyección tiene dos objetivos fundamentales:

- Crear una adherencia entre la barra de acero y el suelo circundante.
- Proporcionar una protección anticorrosiva.

Lechada para los anclajes es comúnmente una lechada de cemento puro, que llena el espacio entre la barra del anclaje y el terreno circundante. En suelo con potencial de cavitación una lechada de cemento puro es utilizada siempre.

Lechada de cemento-arena también se puede utilizar en conjunto con la perforación de pozo abierto (es decir, para condiciones de no cavitación) por razones económicas.

Los tipos de cemento conforme a la norma ASTM C 150 se pueden utilizar. Cemento Tipo IP se recomienda para la mayoría de las aplicaciones.

La relación agua / cemento para la lechada utilizados en las aplicaciones de muros anclajes de concreto lanzado normalmente varía de 0,4 a 0,5. En algunos casos, una lechada más rígido con una caída del orden de 30 mm (1 ½ pulgadas) puede ser utilizado.

8.1.5 ENSAYOS DE LA LECHADA

Previo al resultado de los ensayos para la mezcla de inyección de lechada con un prudente plazo al inicio de los trabajos se podrá presentarse para una verificación inicial de los requerimientos de resistencia a la compresión necesaria para la instalación de verificación de pre-producción de verificación y de producción inicial. El diseño de la mezcla tendrá que incluir resultados de la resistencia a la compresión que tendrá un mínimo de 3 días una resistencia a la compresión de 10,5 MPa y un mínimo en 28 días de 21 MPa.

Durante la producción de los anclajes deberán ser probados por el Contratista de conformidad con ASSTHO T106 o ASTM C109 con una frecuencia de no menos de una prueba por cada 40 metros cúbicos de inyección colocada. Proporcionar al Ingeniero el resultado del ensayo del cubo de lechada dentro de las 24 horas después de realizados los ensayos.

8.1.5.1 Equipos de inyección

El equipo de inyección deberá producir una mezcla uniforme libre de grumos y cemento no dispersado y debe ser capaz de agitar la mezcla continuamente. Use una boquilla de la bomba de desplazamiento positivo con un medidor de presión equipado que pueda medir por lo menos dos veces, pero no más de tres veces la presión de inyección de la lechada prevista. Coloque la boquilla en el orificio de la perforación después de 60 minutos de un buen mezclado o en el tiempo recomendado por el fabricante del aditivo, si se utilizan aditivos.

La sección interna de los tubos de inyección deberá ser la misma que los tubos de purga si se requiere y deberá tener una sección mínima de 2 cm².

Los equipos de inyección deben alcanzar presiones de 5 MPa (0,05 kg/cm²) como mínimo.

La necesidad de una boquilla rígida puede surgir cuando el método de perforación de barrena hueca madre se utiliza o se desea para el control de fugas de lechada en suelos granulares de alta permeabilidad o muy roca fracturada. En ocasiones, la consistencia dura de la lechada puede causar problemas con la instalación de los centralizadores. En este caso, la propia lechada puede proporcionar un apoyo suficiente para centralizar la barra del anclaje en el sondaje. Independientemente de la capacidad de la boquilla rígida para apoyar la barra del anclaje los centralizadores siempre se deben utilizar para asegurar que un mínimo de recubrimiento de mortero alrededor de la barra del anclaje.

8.1.5.2 Procedimientos de inyección

La inyección en la perforación se realizará después de la instalación de la barra del anclaje. Cada perforación va a ser inyectada dentro de 2 horas después de haberse completada la perforación.

La lechada se bombea poco después de que la barra del anclaje es colocada en el sondaje para reducir el potencial de cavitación del agujero. La lechada se inyecta por a través de un tubo con una boquilla, que previamente se ha insertado en el fondo del sondaje, hasta que la lechada llena completamente el sondaje, ver Figura 60. El tubo de inyección normalmente consiste en tubos de plástico de alta resistencia que oscila entre 9,5 y 19 mm (0,4 pulg. y de 0,8 pulg.).

La inyección de lechada debe llevarse a cabo sin problemas y de forma continua de tal manera que el espacio entre los pozos de la perforación y la barra del anclaje se llene completamente, sin huecos o vacíos.

La parte inferior de la tubería de la lechada debe permanecer por debajo de la superficie de la lechada en todo momento, mientras que la lechada se bombea en el sondaje.

Durante las operaciones de inyección, la porción del anclaje suelo cerca de la parte posterior del revestimiento temporal puede no estar completamente llena con mortero.

Debido a que esta zona es la más vulnerable a la corrosión, es fundamental que esta área se llene posteriormente con concreto lanzado, o con menos frecuencia con una lechada de rígida para asegurar la cobertura completa con la lechada.

Figura 60. Inyección de lechada a través de un tubo



Fuente: Soil Nail Walls.

8.1.5.3 Inyección previa

Estos procedimientos de preinyección son utilizados en anclajes donde se detecta o se predice pérdidas de lechada importantes debido a características especiales del terreno.

Estas pérdidas de lechada durante la inyección reducen la capacidad de adherencia del anclaje.

Se puede realizar diferentes ensayos como:

- Ensayos de agua a presión, ensayos de Leugeon.
- Ensayos de pérdida de lechada sin presión.
- Ensayos de pérdida de lechada a presión.

En el ensayo se conseguirá un valor de pérdida de agua o lechada en función del tiempo. La selección del ensayo dependerá del tipo de terreno. Para el caso de rocas fisuradas los ensayos más recomendados son los de agua a presión. Una vez evaluada la pérdida de lechada una de las soluciones para lograr impermeabilizar las paredes de la perforación es la realización del proceso de preinyección.

El proceso de inyección previa consiste en inyectar la lechada en la perforación, se deja endurecer y posteriormente se reperfora el agujero. Después de esto se realiza de nuevo un ensayo de pérdida de agua o de lechada que permitirá evaluar la efectividad del proceso. Si los valores obtenidos en esta pruebas son excesivas se repetirá el proceso de la inyección previa y la reperfusión. Esto se repetirá hasta que los valores de las pérdidas de inyección de agua o lechada alcancen valores mínimos y recomendables.

8.1.5.4 Reinyecciones

La reinyección consiste en la introducción de una cantidad de lechada a alta presión en la longitud de adherida del anclaje después de realizada la primera inyección parcialmente endurecida.

Esta inyección a alta presión fisura la primera lechada parcialmente endurecida, atraviesa las fisuras y penetra en el terreno penetrando al terreno creando ramificaciones que al endurecer mejoran la resistencia del anclaje a la adherencia en el terreno.

Este tipo de inyecciones son efectuadas a través de tubos con válvulas de antiretorno de inyección.

8.1.5.5 Características de la lechada

Utilice una lechada de cemento pura o una lechada de arena-cemento. Presentar el diseño de la lechada al ingeniero responsable del diseño para su revisión y aprobación. El diseño de la mezcla deberá incluir los resultados del ensayo de resistencia a la compresión, la mezcla propuesta tendrá una resistencia mínima a la compresión de 10,5 MPa a los 3 días y una resistencia a la compresión mínima 21 MPa a los 28 días. Las características de la lechada tienen una fuerte influencia en la resistencia de adherencia definitiva en la interfaz suelo / lechada.

Los aditivos no son normalmente necesarios para la mayoría de las aplicaciones, pero los plastificantes se puede utilizar para mejorar la viabilidad lechada para proyectos ubicados en climas de altas temperaturas o cuando las limitaciones del proyecto establecen que la lechada debe ser bombeado a largas distancias.

Por lo general, la viabilidad de la mejora de la lechada por plastificantes puede extenderse hasta aproximadamente una hora. El uso de agentes de inclusores de aire puede mejorar la viabilidad y reducir el agrietamiento potencial, pero que causan la lechada para desarrollar una mayor apertura de la matriz y perder parte de la protección proporcionada por la corrosión química del cemento. Por lo tanto, su uso debe ser aprobado sólo cuando otros métodos de protección contra la corrosión que no cubren la lechada están presentes, o el espesor de la lechada se incrementa. Algunas lechadas contienen sustancias químicas proporcionan la retracción a cero / volumen, lo cual es deseable para minimizar el agrietamiento y mejorar la resistencia a la adherencia. En caso de mezclas se están considerando para su uso, deben efectuarse pruebas para verificar que las propiedades de la lechada y las propiedades de adherencia de la lechada no se vean afectadas.

8.1.6 COLOCACIÓN DE LA CABEZA DE ANCLAJE

Se deberá asegurar el contacto entre la placa de apoyo y la superficie del muro, para ello se podrá utilizar una capa de mortero o resinas epoxicas. En donde también se siguen las tolerancias indicadas para la colocación de la barra del anclaje.

8.1.7 COLOCACIÓN DE MALLA ELECTRO SOLDADA

La colocación de la malla electrosoldada deberá ser colocarse de arriba hacia abajo conforme el avance del corte. La malla deberá anclarse al talud mediante varillas con gancho, ver la Figura 61, formando una cuadrícula con una separación de 2.00 a 3.00 mts., donde la superficie sea muy irregular se podrá cerrar la cuadrícula para garantizar que la malla quede pegada a la superficie del talud. Los traslapes de la malla deberán ser de 0.30 m y deberán amarrarse con alambres en la anclas de varilla en gancho.

La malla deberá sujetarse a la pared del corte mediante varillas con gancho en la pared superior y de 50 cm de longitud, 13 mm de diámetro formando una cuadrícula de 2.00 m, la terminación de esta malla se hará hasta el nivel superior de cuneta, con lo cual quedará lo suficientemente sujeta y posteriormente anclada en su parte inferior. Los traslapes de la malla serán de 030 m y deberán amarrarse con alambre recocado y anclarse debidamente para posteriormente poder aplicar el concreto lanzado.

Figura 61. Sujetador de la malla electrosoldada al talud



La malla de alambre soldado se utiliza comúnmente como refuerzo para revestimientos temporales, pero a veces también se utiliza en revestimientos permanente.

El área de sección transversal y la apertura de malla son seleccionados para satisfacer los requisitos estructurales (es decir, la flexión y la capacidades de corte) y las restricciones de constructibilidad.

Las dimensiones típicas de las malla electrosoldadas se resumen en el cuadro.

Las dimensiones de la malla electrosoldada (es decir, el tamaño y el espaciamiento de barras) son evaluados como parte del diseño del muro anclado de concreto lanzado. El ingeniero de diseño debe comprobar la disponibilidad de los distintos anchos de la malla electrosoldada cerca del sitio del proyecto.

En algunos casos, cuando la disponibilidad del ancho de la malla electrosoldada se limita a nivel local, el ingeniero de diseño puede decidir modificar la separación vertical de los anclajes en función de la disponibilidad del ancho de la malla electrosoldada.

Refuerzo adicional como barras de refuerzo puede ser colocado alrededor de la cabeza de de los anclajes para proporcionar capacidad adicional a la flexión en estos lugares.

Las barras de refuerzo constará de dos verticales (una barra a cada lado de la cabeza del clavo) y dos barras horizontales.

8.1.8 APLICACIÓN DEL CONCRETO LANZADO

El espesor del revestimiento temporal es típicamente entre 75 y 100 mm (3 y 4 pulgadas). El Concreto Lanzado proporciona una capa continua de apoyo sobre la cara excavada, que también puede servir para llenar espacios vacíos y grietas en la cara excavada.

Las aplicaciones de concreto lanzado se han construido utilizando malla electrosoldada o fibra de refuerzo y barras.

La malla electrosoldada es el método preferido entre los contratistas, ya que requiere menos tiempo para instalar, mientras que la cara excavada esta sin soporte.

Un revestimiento de concreto lanzado frente a un muro en construcción se muestra en la Figura 62.

Figura 62. Revestimiento de muros anclados



Fuente: Soil Nail Walls.

Para las mezclas de concreto lanzado, hay dos requisitos opuestos: "adherencia" y "capacidad de bombeo".

La adherencia es la capacidad de una mezcla para pegarse a una superficie, acumulando espesor, y se resiste el desprendimiento.

La Capacidad de bombeo es la capacidad de una mezcla de fluir como un líquido viscoso. Para la adherencia, una resistencia alta al flujo y una alta viscosidad son ideales, mientras que para el bombeo una resistencia baja al flujo y baja viscosidad son ideales.

Una vez que se aplica una mezcla de concreto lanzado con resistencia alta al flujo y alta viscosidad tiende a "pegarse" y se mantienen como capas que van formando el revestimiento. Los contratistas quieren una adherencia alta para

alcanzar el espesor deseado en una sola pasada. Con un diseño adecuado de la mezcla, se puede lograr fácilmente un espesor de 300 mm (12 pulgadas) sin desprendimientos o hundimiento por debajo de las grietas de las barras de refuerzo. Métodos de diseño de la mezcla de concreto lanzado se puede encontrar en la literatura existente (ACI, 1994, 1995a, 1995b).

Dos tipos de métodos de concreto lanzado son de uso general: mezcla seca y vía húmeda.

En el método de mezcla seca, el agregado y el cemento se mezclan en seco y se introduce en la pistola de concreto lanzado, mientras que el agua de mezcla se añade en la boquilla. Dependiendo de sus características, se pueden añadir aditivos en la planta de mezcla o con el agua. La adición del agua en la boquilla permite ajustar la plasticidad del concreto lanzado en la boquilla, si es necesario.

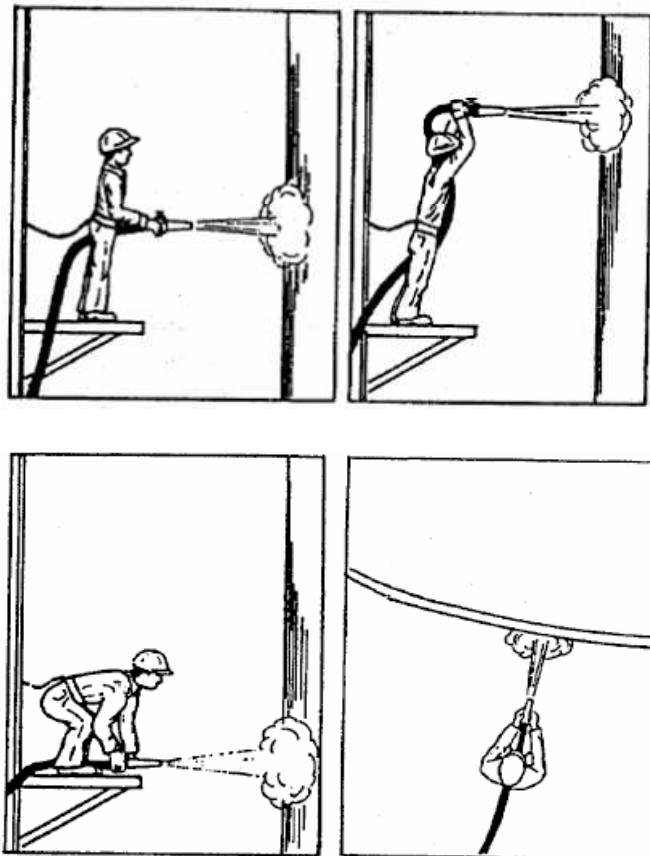
En el método de mezcla húmeda, el agregado, cemento, agua y aditivos se mezclan en una planta de proceso por lotes y se transmitirá a la boquilla por una bomba hidráulica. La mezcla plástica se aplica a velocidades más altas por el aire comprimido.

Ambos métodos de concreto lanzado producen una mezcla adecuada para el revestimiento. La mezcla en seco y la mezcla húmeda usa una relación agua-cemento de alrededor de 0,4 y producen aproximadamente la misma mezcla de calidad, a pesar de concreto obtenido con el proceso de mezcla húmeda produce una resistencia a la flexión ligeramente mayor. Mantener relaciones de agua de cemento en alrededor de 0,4 y con entrada de aire, que es difícil con el proceso de mezclado en seco, aumenta la durabilidad del concreto lanzado. Una relación agua-cemento baja (A/C), es decir, $A/C < 0,45$ da como resultado una alta resistencia, alta durabilidad y baja permeabilidad, siempre y cuando la compactación adecuada in situ, es decir si se consigue la eliminación de aire atrapado en el concreto lanzado.

Dos de los factores más significantes que determinan la calidad del concreto lanzado y la durabilidad son el contenido de cemento y de la densidad in situ. Las mezclas de concreto lanzado tienen factores altos de cemento, típicamente 350 a 410 kg de cemento por m³ de la mezcla. La cantidad de cemento determina la capacidad de bombeo y la adherencia de la mezcla.

La densidad in situ de la mezcla se controla por la cantidad de aire que está atrapado dentro de la mezcla. El aumento del contenido de aire proporcionalmente disminuirá la fuerza (aproximadamente un 5 por ciento de reducción de resistencia a la compresión por cada 1 por ciento de aire).

Figura 63. Posiciones correctas para la aplicación del concreto lanzado



Fuente: Soil Nail Walls.

Las fibras de refuerzo de acero han sido añadidas al concreto lanzado como parte de una mezcla húmeda para aumentar la ductilidad, tenacidad y resistencia al impacto. Las fibras tienden a reducir la fragilidad de concreto lanzado y con ello reducir la propagación de grietas, pero tienen poco efecto sobre la resistencia a la compresión y producen sólo un modesto aumento en resistencia a la flexión. En mezcla húmeda es preferible para la construcción de concreto lanzado paredes enfrentadas debido a que:

- La mezcla húmeda produce una mayor producción de concreto fresco, por lo general 6 a 8 m³ / h versus 4 a 6 m³ / h para la mezcla seca.
- El rebote del concreto lanzado (es decir, la pérdida de material debido a la falta de "adherencia"), para una mezcla húmeda es normalmente sólo alrededor del 5 por ciento, comparado con el 15 por ciento de una mezcla seca.
- No es necesario agregar agua a la punta ya que en el caso de una mezcla seca, por lo que es menos dependiente de la experiencia del operador de boquilla;
- Equipos (por ejemplo, bomba de concreto) es más fácilmente disponible, porque la pistola de concreto lanzado y la crema hidratante no son necesarios como con la mezcla seca.
- Suministro de concreto premezclado de las plantas del lote comercial está ya disponible y conveniente.

8.1.9 ACABADOS

Una vez concluido el anclaje se debe proceder con los acabados en el menor tiempo posible como el corte de las sobrelongitudes y colocación de los sistemas de protección en la cabeza del anclaje.

Esta operación de las sobrelongitudes se lo realizará con un disco abrasivo, no se debe realizar este procedimiento con soplete.

La longitud mínima medida desde el final de las tuercas será de 50 mm.

Tras la finalización de los cortes de las sobrelongitudes se procede a la instalación de las protecciones finales en la cabeza del anclaje. Estas protecciones aseguran la vida útil del anclaje.

CAPITULO 9. ENSAYOS Y PRUEBAS EN LOS ANCLAJES

9.1 PRUEBAS Y ENSAYOS

La realización de los muros anclados de concreto lanzado requiere de la realización de numerosos ensayos y pruebas tanto en el terreno como a los anclajes instalados.

La investigación geotécnica no se incluyen ya que quedan fuera del ámbito de este capítulo.

Se considera cuatro tipos de ensayos fundamentales para los anclajes:

- Ensayos de investigación.
- Ensayos de adecuación o idoneidad.
- Ensayos de aceptación.
- Ensayos de seguimiento.

9.1.1 ENSAYOS DE INVESTIGACIÓN

Los ensayos de investigación tienen por objetivo determinar ciertos parámetros que son conocidos de una manera teórica antes de ejecutar los anclajes en obra. Dentro de este grupo los principales son los siguientes:

9.1.1.1 Ensayos de investigación de la inyección de lechada

Las lechadas varían sus propiedades en función de las proporciones de mezcla, el tipo de cemento utilizado, aditivos empleados en la mezcla, de la calidad del agua utilizada en la mezcla. Para optimizar la lechada a ser usada en la inyección es necesario realizar algunos ensayos de investigación que optimicen la mezcla a ser usada.

La lechada deberá cumplir algunos parámetros de control como requisitos de exudación, variación de volumen, resistencia y parámetros de fluidez adecuada para el equipo de inyección a ser usado.

Al no realizar este ensayo de investigación de la lechada, en la ejecución de los anclajes la toma muestras y ensayos control para verificar sus características, será en vano ya que no tenemos parámetros de comparación inicial.

Es necesario programar este tipo de investigaciones y ensayos dentro de la ejecución de las inyecciones.

Antes de empezar la obra se debe determinar la composición y características de la mezcla a ser utilizada, además de todos los parámetros necesarios para control en la ejecución de las inyecciones.

Durante la ejecución de las inyecciones se debe realizar probetas en función de la calidad de inyección realizada. Las cuales se tendrán un control de la fluidez y características a la compresión. Los resultados de estos ensayos deberá asegurar una semejanza entre la inyección fabricada y la recomendada para el proyecto.

9.1.1.2 Ensayos de investigación de la capacidad de carga del anclaje

Estos ensayos se realizan para determinar las características de los anclajes.

- Adherencia del anclaje.
- Carga máxima del anclaje.
- Curva esfuerzo – deformación con sus componentes elástica y plástica.
- Evolución de la carga residual del anclaje.

Estos ensayos de investigación deberán ser realizados dentro de los siguientes parámetros descritos.

9.1.1.3 Ensayos de carga

Los anclajes son ensayados en pruebas de carga en el campo para comprobar que las cargas de diseño de un anclaje pueden ser llevados sin movimientos excesivos y con un factor de seguridad adecuado. Las pruebas se utilizan también para comprobar la idoneidad de la perforación realizada por el contratista, la instalación y las operaciones de inyección antes y durante la construcción del muro. Si el suelo y/o los procedimientos de instalación cambian, pruebas adicionales pueden ser necesarias para evaluar la influencia en el rendimiento del muro. En la práctica habitual se debe completar las pruebas en cada fila de los anclajes antes de la excavación e instalación de la fila siguiente. Este requisito de completar todas las pruebas efectuadas en la fila superior tienen que estar bajo la dirección de un ingeniero. Si los resultados indican procedimiento de construcción defectuosa o capacidad de los anclajes menores que lo requerido, el contratista deberá estar obligadas a modificar la instalación de los anclajes o los métodos de construcción. Procedimientos de ensayo y criterios de aceptación de los anclajes deben ser incluidos en las especificaciones. Las pruebas de carga puede consistir en:

- **Ensayo de carga última**

Se realizan para comprobar el cumplimiento de la capacidad al arrancamiento y la resistencia de adherencia utilizados en el diseño y que deriva de los métodos de instalación realizados por el contratista. La verificación de los ensayos de carga última debe llevarse a cabo hasta la falla o, como mínimo, a una carga de prueba que incluye la resistencia de adherencia del diseño y el factor de seguridad al arrancamiento. El número de verificación de los ensayos de carga puede variar dependiendo del tamaño del proyecto y el número de los principales tipos de suelo en las que se instalará los anclajes. Como un mínimo de dos pruebas de verificación deberá llevarse a cabo en cada estrato del suelo que se encuentra. Las

inspecciones se realizan en "en anclajes de sacrificio", que no hayan sido incorporados al trabajo permanente del muro.

- ***Proof Tests (Prueba de la cadena terminada)***

Se realizan durante la construcción de un determinado porcentaje de anclajes instalados, por lo general un cinco por ciento, de la cantidad total de anclajes instalados. Estas pruebas tienen por objeto comprobar que el procedimiento del contratista de la construcción se ha mantenido constante y que los anclajes no han sido perforados y cementado en una zona de suelo no han sido evaluados por la prueba de la etapa de verificación. Esta prueba en los anclajes se pone a prueba a una carga normalmente igual al 150 por ciento de la carga de diseño.

- ***Creep Tests (prueba de deslizamiento)***

Se realizan a cabo como una última parte de la verificación y pruebas proof. Es un ensayo de deformación consiste en medir el movimiento del anclaje a una carga constante durante un período determinado de tiempo. Esta prueba se realiza para garantizar que las cargas de diseño en los anclajes puedan cumplir con seguridad en toda la vida de servicio de la estructura.

9.1.1.4 Equipos de ensayos de carga

Un gato hidráulico en el centro del agujero y la bomba hidráulica se utilizan para realizar un ensayo de carga a una barra de anclaje. El eje del gato y el eje del anclaje deben estar alineados para garantizar una carga uniforme. Por lo general, un marco de apoyo para el gato o bloque de reacción se instala entre el concreto lanzado o la cara de la excavación y el gato. El marco de apoyo para el gato no debe reaccionar directamente contra la columna de la lechada del anclaje durante la prueba. Una vez que el gato esté centrado y alineado, una carga de alineación debe ser aplicada para asegurar el equipo y reducir al

mínimo la holgura en la puesta a punto. La carga de alineación no debe superar el 10 por ciento de la carga máxima del ensayo. La Figura 64 muestra las operaciones en los ensayos de los anclajes.

Figura 64. Operaciones de las pruebas de carga



Fuente: Soil Nail Walls.

El movimiento de la cabeza del anclaje se mide con al menos uno, y dos de preferencia, los deformímetros montados en un trípode o fijo a un soporte rígido que es independiente de los gatos de puesta a punto y el muro. El uso de dos deformímetros dispone lo siguiente:

- (1) Una lectura promedio en el caso de la carga es ligeramente excéntrica debido a la alineación imperfecta del gato y la barra de anclaje.
- (2) Seguridad a un mal funcionamiento del medidor.

Los deformímetros deben ajustarse dentro de los 5 grados del eje del anclaje y debe ser puesto a cero después de la carga de la alineación se ha aplicado. Los deformímetros deben ser capaz de medir con una precisión de 0,02 mm (0,001 pulg.). Los deformímetros deberán tener un recorrido mínimo equivalente a la elongación elástica estimada en el ensayo del anclaje a la carga máxima del ensayo, más de 25 mm (1 pulgada), o por lo menos 50 mm (2 pulgadas).

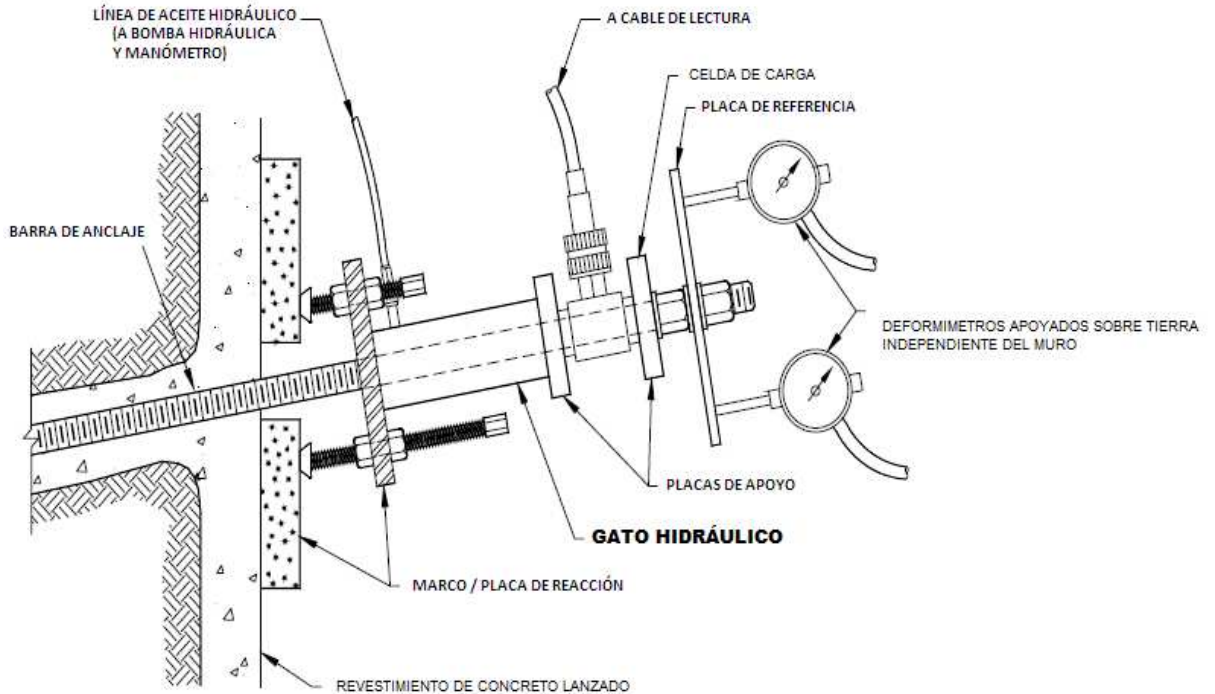
Un gato hidráulico se utiliza para aplicar la carga a la barra de anclaje, mientras que, un indicador de presión se utiliza para medir la carga aplicada. Una celda de carga en el centro del agujero puede añadirse en serie con el conector para el uso durante las pruebas de fluencia.

Por largos períodos de carga de espera, celdas de carga se utilizan como un medio de controlar una carga constante aplicada, y la bomba del gato hidráulico se ajustará de modo incremental. Durante largos períodos de tiempo, cualquier pérdida de carga en el gato no se verá reflejada con la suficiente exactitud utilizando un medidor de presión. Los últimos datos de calibración para la toma, manómetro, y la celda de carga se debe obtener por parte del contratista antes de la prueba.

La Figura 65 muestra esquemáticamente un gato hidráulico que se puede utilizar en aplicaciones de los anclajes.

La barra del anclaje no se esfuerza en más del 80 por ciento de su resistencia mínima a la rotura por tracción para aceros de 525 MPa Grado (Grado 75) o más de 90 por ciento del límite elástico mínimo de 420 MPa Grado (Grado 60) de acero.

Figura 65. Gato hidráulico usado para pruebas de carga en los anclajes



Fuente: Soil Nail Walls.

9.1.2 ENSAYOS DE ADECUACIÓN

Las inspecciones se realizan sobre la producción, los anclajes de sacrificio antes de la construcción. Además, los ensayos de verificación pueden ser necesarios durante la producción para verificar las capacidades para distintas condiciones in situ encontradas durante la construcción y/o diferentes métodos de instalación. A pesar de que sería una solución óptima para los ensayos de verificación para llegar al punto del falla por arrancamiento, esto puede no ser posible en algunos casos. Ensayos de verificación ofrecen la siguiente información:

- Determinación de la resistencia de adherencia última (si se lleva a la falla por arrancamiento).
- Verificación del factor de seguridad de diseño.

- Determinación de la carga de los anclajes en el que la fluencia es excesiva.

Como mínimo, la verificación de los ensayos de carga debe llevarse a cabo a una carga definida por el factor de seguridad al arrancamiento de la capacidad de arrancamiento de diseño permisible. Si el factor de seguridad al arrancamiento es de 2,0, entonces la carga de prueba debe verificar el 200 por ciento de la capacidad de arrancamiento. Ensayo de carga por encima de este mínimo, y preferentemente a la falla, se recomienda, ya que proporcionan mucha más información y puede dar lugar a métodos más económicos de perforación de la instalación. Los criterios de aceptación de los ensayos requeridos que:

- No fallas por arrancamiento se produce en un 200 por ciento de la carga de diseño donde la falla por arrancamiento es definida como la carga para la que los intentos para aumentar aún más los incrementos de carga de prueba, simplemente se traduce en un movimiento continuo de arrancamiento del anclaje ensayado.
- El movimiento total medido (ΔL) en la carga de prueba del 200 por ciento de la carga de diseño debe ser superior al 80 por ciento del movimiento teórico de la longitud elástica no adherida (UL). Este criterio se expresa como $\Delta L \geq \Delta L_{\min}$, donde ΔL_{\min} es el movimiento mínimo aceptable se define como:

$$\Delta L_{\min} = 0,8 \frac{P UL}{E A}$$

Donde:

P = Máxima carga aplicada en el ensayo.

UL = Longitud no adherida (es decir, desde la parte posterior de la placa de referencia a la parte superior de la longitud inyectada).

A = Área de sección transversal de la barra del anclaje.

E = módulo de Young del acero.

Este criterio garantiza que la transferencia de carga desde el anclaje hasta el suelo, se produce sólo en la longitud adherida y no en la longitud no adherida.

9.1.3 PROOF TEST (PRUEBA DE LA CADENA TERMINADA)

Un ensayo proof es realizado durante la construcción en un porcentaje determinado (normalmente un máximo de 5 por ciento) del total de los anclajes instalados. La carga aplicada típica es igual a 150 por ciento de la capacidad de carga de diseño. Ensayos proof se utilizan para comprobar los métodos de construcción del contratista y/o las condiciones del suelo no han cambiado y una producción con seguridad de los anclajes puede soportar las cargas de diseño sin un movimiento excesivo o fluencia a largo plazo durante la vida útil.

Las especificaciones requieren que la longitud temporal no adherida de los anclajes de ensayo del anclaje debe ser de al menos 1 metro (3 pies). La longitud máxima adherida se basa en el grado de barra del anclaje y el tamaño de tal manera que la fuerza de tracción permitida de barras no se sobrepase durante la prueba. La mínima longitud típica adherida es de 3 metros (10 pies). La producción de Proof test de los anclajes menores de 4 m (12 pies) puede ser analizada con menos del mínimo de 3 m (10 pies) de longitud de enlace.

Los criterios de admisión requieren que no ocurra una falla de arrancamiento y que el movimiento total del ensayo de carga máxima de 150 por ciento de la carga de diseño debe ser superior al 80 por ciento del movimiento teórico de la longitud elástica de la longitud no adherida. Una vez más, el movimiento medido debe ser $\Delta L \geq \Delta L_{\min}$, donde ΔL_{\min} se ha definido en la ecuación:

$$\Delta L_{\min} = 0,8 \frac{P U L}{E A}$$

El éxito de los proof test son del 5 por ciento de los anclajes instalados en cada fila de anclajes o en un mínimo de 1 por fila. El ingeniero de campo deberá determinar la localización y número de proof test en cada fila.

Los siguientes requerimientos deben ser medidos:

$$L_{BPT} \leq \begin{cases} 3 \text{ m (10 ft)} \\ L_{BPT \text{ max}} \end{cases}$$

La longitud $L_{BPT \text{ max}}$ es definido como:

$$L_{BPT \text{ max}} = \frac{C_R \times A_t \times f_Y}{Q_{ALL} \times FS_{T \text{ proof}}}$$

Donde:

C_{RT} = Reducción del coeficiente. Use 0,9 para barras de 420 y 520 MPa.

A_t = Área de la sección transversal de la barra del anclaje.

f_y = Resistencia a la fluencia de la barra del anclaje.

Q_{ALL} = Resistencia al arrancamiento por unidad de longitud ($Q_{ALL} = Q_u/FS_p$).

$FS_{T \text{ proof}}$ = Factor de seguridad contra las fallas por tensión durante las Proof test (usado 1,59).

La carga de diseño de prueba (DTL) es determinado por:

$$DTL = L_{BPT} \times Q_{ALL}$$

DTL deberá ser calculado basado sobre el trabajo de la longitud adherida.

El desempeño de las pruebas en incrementos de carga en un 150 por ciento de DTL en acorde con la siguiente tabla.

Tabla 27. Ciclos de carga en proof test

CARGA	TIEMPO DE ESPERA
0.05 DTL max. (AL)	Hasta que se estabilice
0.25 DTL	Hasta que se estabilice
0.50 DTL	Hasta que se estabilice
0.75 DTL	Hasta que se estabilice
1.00 DTL	Hasta que se estabilice
1.25 DTL	Hasta que se estabilice
1.50 DTL (Max. Test Load)	Creep Test

La carga de alineamiento (AL) deberá ser la mínima carga requerida para alinear el aparato de prueba y no deberá exceder al 5 por ciento del DTL. Los deformímetros deberán ser encerados a cero después de aplicada la carga de alineamiento.

9.1.4 CREEP TEST

Creep pruebas normalmente se realizan como parte de una última verificación o de proof test. Se realiza en una carga específica, la carga constante, con desplazamientos registrados en intervalos de tiempo especificados. Los resultados de deformación versus a resultados tiempo en logaritmo se trazan en un gráfico semi-log, y se comparan con los criterios de admisión presentadas en el pliego de condiciones de la construcción.

Los criterios de aceptación general requiere que el movimiento fluencia entre lecturas de 1 - 10-minutos, con carga máxima de ensayo, debe ser inferior a 1 mm (0,04 pulgadas), o que el movimiento fluencia entre lecturas de 6 - 60 minutos debe ser menos de 2 mm (0,08 pulgadas) en la carga del ensayo máxima. El criterio de fluencia se basa principalmente en la experiencia y la

práctica actual de anclajes pretensados y se ha establecido para garantizar que las cargas de diseño de los anclajes puede realizarse con seguridad toda la vida útil estructura.

9.1.5 ENSAYOS DE ACEPTACIÓN O RECEPCIÓN

Si los resultados de los ensayos realizados previamente se ajustan a las características previstas para la obra, entonces los anclajes ensayados serán considerados como aceptables. En caso contrario se deberá efectuar nuevos ensayos de verificación.

9.1.6 ENSAYOS DE SEGUIMIENTO

Este tipo de ensayos solo se los realiza en anclajes con cabeza retensable después de que la obra ha finalizado ya que permite probar la evolución de la carga residual en el anclaje.

9.1.7 CARGAS MÁXIMA A APLICAR

Se denomina capacidad externa de un anclaje a un valor constante de carga, a partir de la cual se produce el deslizamiento del anclaje.

Se denomina capacidad interna a la carga correspondiente esfuerzo de rotura de la barra o cables de acero del anclaje.

Es conveniente que la capacidad interna sea mayor que la externa. Así mismo los anclajes se deben proyectar para que la resistencia a la rotura de sus cabezas sea superior a ambos valores de la capacidad.

CAPITULO 10. PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN Y CONTROL

10.1 GENERALIDADES

Las actividades de inspección y control se llevan a cabo por un organismo especializado, basado en los requisitos de los materiales y procedimientos proporcionados por los planos y especificaciones. La responsabilidad del contratista es seguir los planos y las especificaciones del proyecto. La inspección y control se lleva a cabo para asegurar el estricto cumplimiento de cada componente de los planos y especificaciones.

10.1.1 ROLES DE LA INSPECCIÓN

Antes de la construcción de un muro anclado de concreto lanzado, el personal responsable del control y la supervisión deben familiarizarse con los siguientes elementos:

- Los planos, las especificaciones y requisitos de los ensayos.
- Las condiciones del sitio de interés para la construcción de un muro anclado de concreto lanzado.
- Requisitos de los materiales y tolerancias permitidas.
- Secuencia de la construcción.
- Los requisitos de precalificación para los contratistas especializados y los datos necesarios para cumplir con este requisito.

Medidas de control de calidad deben ser implementadas durante la construcción para asegurar que:

- La construcción se este realizando de acuerdo con los planos y especificaciones.

- Alturas de excavación permitidas no se hayan superado.
- Perforaciones no han cedido durante la instalación de las barras.
- Las barras son del tamaño y tipo (es decir, grado de acero, longitud, diámetro).
- El cumplimiento de los sistemas de protección contra la corrosión.
- La inyección, la instalación de barras de refuerzo y la malla, y el concreto lanzado estén en cumplimiento con respecto a los materiales y métodos.
- El ensayo del arrancamiento del anclaje verifica los valores requeridos por las especificaciones del diseño.
- La correcta instalación de los drenajes requeridos.

10.1.2 INSPECCIÓN DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

La calidad de todos los materiales de construcción es controlada para cada uno o en combinación de los siguientes procedimientos:

- Una inspección visual por defectos debido a una mala ejecución, contaminación o daños.
- Certificados de la fábrica o del proveedor que los materiales cumplen con los requerimientos de las especificaciones.
- Los ensayos de laboratorio de muestras representativas de los materiales entregados en el sitio o un área de almacenamiento acreditada.

Los componentes de acero (es decir, barras de los anclajes, platos de apoyo, clavos, arandelas, reforzamiento de acero), centralizadores, componentes de la inyección, cemento, aditivos, materiales geocompuestos de drenaje, tuberías, son normalmente aceptados basados en certificados.

10.1.2.1 Almacenamiento

El cemento, barras de acero y los materiales de drenaje deben mantenerse secos y se debe almacenar en un lugar protegido. Tenga en cuenta que las barras deben ser colocadas en soportes para evitar el contacto con el suelo.

10.1.2.2 Inspección de la protección a la corrosión

Los métodos comunes para proteger los anclajes de la corrosión son la encapsulación, una capa de epoxi, la protección de la lechada, o una combinación de estas medidas. Barras encapsuladas suelen ser entregado en el sitio completamente armados. Un número representativo de los anclajes encapsulados deben ser revisados para los vacíos en la lechada colocada en el espacio anular entre el anclaje y el tubo corrugado. Esto puede hacerse golpeando ligeramente la encapsulación con una varilla de acero y si se escucha de sonidos huecos que indica la presencia de los vacíos. El recubrimiento epoxi debe ser examinado visualmente por los daños. Protección contra la corrosión es un componente crítico de los anclajes de suelo más permanente. Muros anclados de concreto lanzado con una protección contra la corrosión deben ser reparados o reemplazados. Cualquier reparación debe realizarse en estricta conformidad con las recomendaciones del fabricante.

10.1.3 INSPECCIÓN DE LAS ACTIVIDADES DE CONSTRUCCIÓN

Como se describió previamente, los muros anclados de concreto lanzado se construyen en una secuencia de niveles "de arriba a abajo" la construcción de cada nivel es terminado con el cierre (es decir, con la prueba a los anclajes y concreto lanzado ha sido completado) antes de la excavación del subsecuente nivel. Es responsabilidad del personal de inspección garantizar que todas las actividades de construcción y ensayos exigidos para cada nivel se han completado de acuerdo con las especificaciones del contrato y planos.

La Inspección y Garantía de Calidad / Control de Calidad (QA / QC) son actividades que se enumeran a continuación:

- Inspeccionar las barras de acero de daños, longitud requerida y la comprobación de los certificados de la fábrica, el ensayo para certificar el grado de protección y la corrosión.
- Verificar que la estabilidad del corte se mantiene en todas las fases de construcción, si la estabilidad no puede mantenerse en la profundidad del corte inicial, la profundidad de excavación de los niveles posteriores debería reducirse y con la aplicación inmediata del concreto lanzado.
- Comprobar que los anclajes son instalados en la orientación, espaciamiento, tamaño y longitud, en la perforación. El contratista estará obligado a mantener un agujero abierto sin ningún tipo de pérdida de suelo de lo contrario se deberá utilizar revestimiento. No debe permitirse hundimientos de tierra por encima de la lugar de la perforación o grandes cantidades de remoción de tierra con poco o ningún avance de la cabeza del taladro. De igual manera no son permitidos lodos de bentonita porque el residuo de bentonita en el perímetro taladro probablemente reducirá la capacidad del anclaje.
- Confrontar que los centralizadores son usados para proporcionar la ubicación correcta de los anclajes en la perforación. La inserción de la barra se puede hacer antes o después de la inyección en la perforación; los centralizadores deberán estar ubicadas a lo largo de la barra de manera que el flujo de la lechada en el pozo no se interrumpa.
- Confirmar que la inyección es adecuada en la perforación alrededor de la barra de acero. Esta operación consiste en inyectar lechada en el punto más bajo de la perforación con el fin de llenar el agujero uniformemente sin vacíos de aire, a través de una tubería.

- Verificar que se coloca concreto lanzado con el espesor requerido y que se coloca de acuerdo con la práctica habitual, el reforzamiento es instalado de conformidad con las especificaciones y planos.
- Verificación adecuada de la colocación de la placa de apoyo; las desviaciones de perpendicularidad entre la placa y clavo debe ser ajustado por medio de rodela de presión por debajo de la tuerca.
- Identificar la correcta instalación de las tuberías de drenaje y drenes verticales prefabricados, es esencial la continuidad hidráulica de los drenes verticales y estar seguro de si está instalado de forma incremental.
- Confirmar que los cubos de mortero y núcleos de concreto lanzado se toman para ensayos de resistencia a la compresión.

Las Especificaciones de los muros anclados de concreto lanzado, requieren que el constructor seleccione un método de instalación de los anclajes y del diámetro de los barrenos que van a desarrollar la resistencia de adherencia de los anclajes según el diseño. Debido a que sólo un porcentaje de anclajes se pondrá a ensayar, es importante que los métodos de construcción sean consistentes y similares para todos los anclajes. Por lo tanto, el inspector debe observar y documentar las condiciones y el método de instalación para cada anclaje, así como para todos los ensayos de verificación y prueba.

El personal de inspección debe hacer controles diarios del área adyacente del muro anclado de concreto lanzado y comprobar que no existen grietas superficiales. La tensión a menudo forma grietas en la superficie del suelo situado inmediatamente detrás de la parte superior de la excavación del muro. Estas grietas deben ser monitoreadas por el constructor quien estará en contacto con el ingeniero de diseño, si los desplazamientos se hacen excesivos, o aumentan rápidamente de tamaño. No se debe permitir el ingreso de agua en las grietas de tensión.

Para algunos proyectos, puede ser requerido la construcción de dispositivos de monitoreo y la instalación de instrumentación, tales como inclinómetros en la pendiente, celdas de carga, o la tensión indicadores de nivel. Los métodos de instalación deberán incluirse en los planos y especificaciones, y debe ser responsabilidad del constructor de mantener estos dispositivos durante la construcción.

Una discusión de las cuestiones de inspección para cada uno de los principales pasos de la construcción se ofrece a continuación. Porterfield proporciona detalles considerablemente mayor en los métodos de inspección, ensayos en los anclajes, los formularios de inspección, y la manipulación de las condiciones del terreno difícil durante la construcción

CAPITULO 11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

11.1 CONCLUSIONES

- La elaboración de este manual permitió describir los criterios necesarios para el diseño y construcción de muros anclados de concreto lanzado, los estudios pertinentes para definir las características geomecánicas del suelo y de los materiales a ser usados, así como de recomendaciones necesarias para el proceso de diseño, construcción, y control de este tipo de estructuras.
- Se ha reconocido el uso de anclajes como una técnica de reforzamiento bastante eficiente y económica, siendo uno de los sistemas más comunes, los muros anclado de concreto lanzado con el fin de estabilizar excavaciones y taludes.
- El sistema de muros anclados de concreto lanzado, soporta cargas relativamente altas, sin requerir aumentos significativos en la sección del muro.
- Los muros anclados de concreto lanzado requieren un menor tiempo de construcción, en relación a los sistemas tradicionales de reforzamiento de suelo.
- La construcción de los anclajes se realiza con equipos livianos de perforación y con inyectoras convencionales, que pueden ser utilizados en espacios limitados, facilitando la ejecución de la obra.
- El plan de inspección y control deberá ser proporcional al número de anclajes que se va a instalar así como del grado de riesgo de la obra, de tal manera que se garantice la calidad de la construcción.

11.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda al profesional y/o estudiante tener en cuenta todos los pasos a seguir para conseguir un buen diseño y llevar un buen proceso de construcción adecuado de muros anclados de concreto lanzado.
- Es indispensable tener un buen control de los materiales a ser usados y observar las técnicas de los procesos constructivos para la ejecución de los muros anclados de concreto lanzado.

BIBLIOGRAFÍA

1. FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, Geotechnical Engineering Circular No. 7 - FHWA0-IF-03-017, Soil Nail Walls, March 2003.
2. FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, Demonstration Project 103 - FHWA-IF-99-026, Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls, December 1999.
3. FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, Demonstration Project 103 - FHWA-SA-96-096R, Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls, November 1996 (Revised October 1998).
4. DIRECCIÓN TÉCNICA DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS, Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera, Madrid, enero de 2001.
5. GEOTECHNICAL ENGINEERING OFFICE, Guide to soil nail design and construction, Hong Kong, March 2008
6. OBRAS URBANAS, Soil Nailing para refuerzo del terreno, Agosto 2009.
7. BONITA, G., TARQUINIO, F. and WAGNER, L., Soil Nail Support of Excavation System for the Embassy of the Peoples Republic of China in the United States, Washington D.C, October 2006,
8. NICHOLSON CONSTRUCTION COMPANY, Practical Soil Nail Wall Design and Constructability Issues, Colorado, October 2007.