

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**DISEÑO SIMPLIFICADO Y OPTIMIZADO DE MUROS
ANCLADOS PARA SÓTANOS EN SUELOS GRANULARES**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

**ELABORADO POR
RONALD ARTURO RIVAS PÉREZ**

**ASESORA
ING. CLAUDIA DEL PILAR VILLANUEVA FLORES**

LIMA - PERÚ

2021

© 2019, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados.

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos”.**

Rivas Pérez, Ronald Arturo

r.arturo.rivas@gmail.com

995604985

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres y les agradezco por todo su apoyo, cariño y guía, ojalá estas líneas pudieran expresar todo el amor y gratitud que les tengo.

A mi papá Fidel, por su gran ejemplo de fortaleza.

A mi mamá Vilma, que desde la gloria de Dios ha de alegrarle este logro, por su infinito amor.

	Pág.
RESUMEN.....	4
ABSTRACT.....	5
PRÓLOGO.....	5
LISTA DE TABLAS.....	7
LISTA DE FIGURAS.....	9
LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS.....	18
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	27
1.1 GENERALIDADES.....	27
1.2 PROBLEMÁTICA.....	27
1.3 OBJETIVOS.....	28
1.3.1 Objetivo general.....	28
1.3.2 Objetivos específicos.....	28
1.4 HIPÓTESIS.....	29
1.4.1 Hipótesis general.....	29
1.4.2 Hipótesis específicas.....	29
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO.....	30
2.1 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EN PROYECTOS DE EDIFICACIONES 30	
2.1.1 Calzaduras.....	30
2.1.2 Muros anclados.....	31
2.2 PRESIÓN LATERAL DE SUELO.....	32
2.2.1 Estado activo.....	33
2.2.2 Estado pasivo.....	33
2.2.3 Estado de reposo.....	33
2.3 SUPERFICIE DE FALLA.....	33
2.4 MUROS ANCLADOS.....	34
2.4.1 Descripción del sistema de muros anclados.....	34
2.4.2 Componentes de un muro anclado.....	35
2.4.3 Características de los torones, bulbo y grout.....	43
2.4.4 Proceso constructivo.....	45
2.4.5 Principios de análisis de muros anclados.....	50
2.4.6 Etapas de diseño de un muro anclado.....	57

2.5	LABORES DE INVESTIGACIÓN DEL TERRENO.....	59
2.5.1	Reconocimiento de campo	59
2.5.2	Investigación del suelo	60
2.5.3	Ensayos in-situ	63
2.5.4	Ensayos de laboratorio	65
2.6	DISEÑO GEOTÉCNICO.....	66
2.7	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	66
2.7.1	Cargas de diseño	67
2.7.2	Combinaciones de carga	68
2.7.3	Factores de reducción de resistencia	69
2.7.4	Detalles para el armado del refuerzo	69
2.7.5	Análisis y diseño de elementos.....	71
2.8	CORROSIÓN Y SELECCIÓN DEL NIVEL DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN	89
2.8.1	Corrosión metálica.....	89
2.8.2	Tipos de corrosión en el acero de pretensar	90
2.8.3	Requisitos a cumplir por el sistema de protección contra la corrosión .	93
2.8.4	Diseño del sistema de protección contra la corrosión	94
2.8.5	Previsiones con el concreto y grout	102
2.8.6	Almacenamiento del acero de pretensar.....	102
2.9	ENSAYO DE LOS ANCLAJES Y PROCEDIMIENTOS DE FINALIZACIÓN.....	103
2.9.1	Conceptos básicos	103
2.9.2	Ensayo de los anclajes	104
2.9.3	Fijación del anclaje y verificación de la carga instalada	108
2.9.4	Trabajos de finalización	109
CAPÍTULO III: DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO PARA MUROS ANCLADOS SIN EMPOTRAMIENTO.....		113
3.1	DISEÑO GEOTÉCNICO.....	113
3.1.1	Superficies de falla	114
3.1.2	Presiones de suelo en muros anclados	115
3.1.3	Disposición de los anclajes.....	123
3.1.4	Cálculo de las fuerzas de anclaje	126
3.1.5	Longitud de los anclajes	127
3.1.6	Cálculo de la estabilidad del muro	132
3.1.7	Análisis sísmico	139

3.1.8	Método de Winkler o presiones dependientes	146
3.1.9	Desplazamientos, deformaciones y control de asentamientos detrás del muro	152
3.1.10	Validación del método RIGID1 para muros anclados sin empotramiento.....	154
CAPÍTULO IV: EJEMPLO DE DISEÑO DE MURO ANCLADO.....		172
4.1	DATOS DEL PROYECTO	172
4.2	DISEÑO GEOTÉCNICO.....	173
4.2.1	Aplicando el método simplificado RIGID 1 para cargas estáticas	173
4.2.2	Análisis sísmico	179
4.2.3	Aplicando el método de Winkler o presiones dependientes	184
4.3	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	198
4.3.1	Resistencia de los materiales	198
4.3.2	Diseño de la pantalla	199
4.3.3	Diseño de la plancha base	219
4.3.4	Cálculo de elongaciones en los tendones.....	220
4.4	SELECCIÓN DEL NIVEL DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN	221
CONCLUSIONES.....		222
RECOMENDACIONES.....		224
BIBLIOGRAFÍA.....		226
ANEXOS		229

RESUMEN

La presente tesis trata sobre el diseño de muros anclados sin empotramiento y construido por paños intercalados, que es el sistema más empleado en la ciudad de Lima. Se desarrollará un método de diseño simplificado basado en un método ampliamente utilizado que es aplicado a muros pantalla. Se ha adaptado la metodología de diseño simplificado de muros pantalla al sistema de muros anclados (sin empotramiento) trabajando con base en las formulaciones originales con lo que se obtienen nuevas formulaciones que sean coherentes con la realidad constructiva de Lima, teniendo en consideración que el tipo de suelo granular es predominante.

Para darle validez a la metodología formulada se han aplicado los análisis convencionales de equilibrio límite a varios casos de diseño y se compararán con los resultados del método simplificado, permitiendo así obtener conclusiones. Los resultados hallados con el método simplificado han sido también validados con un análisis de interacción suelo-estructura donde las fuerzas de anclaje halladas generan un sistema en equilibrio. En este último análisis se han obtenido valores de deformaciones que permitieron verificar la validez del método. También se han encontrado valores de fuerzas cortantes y momentos flectores que han sido empleados en el diseño estructural del muro.

También se presenta un ejemplo práctico de diseño de un paño típico de un muro anclado, a modo de demostrar la secuencia de cálculo a seguir empleando el método propuesto.

El presente trabajo ha sido realizado en el mismo tiempo en que por primera vez se incluyó el tema de los muros anclados en la norma de suelos de Perú E.050, el contenido mostrado en la norma se basa, en general, en bibliografía avocada a muros con empotramiento constante, que es menos frecuente en Lima que la ejecución de muros anclados sin empotramiento, además que presenta factores de seguridad mínimos a estabilidad externa sin especificar con qué método son coherentes dichos factores, tampoco hace mención a la fracción de la aceleración máxima de suelo que se debiera usar para el análisis sísmico; estos y otros puntos se abordan en la tesis de manera que lo desarrollado pudiera permitir tener puntos que agregar o modificar a la norma.

ABSTRACT

This thesis is about the design of anchored walls constructed progressively by spans and without embedment of the wall, which is the main system used in Lima for ground stabilization in edifications.

A simplified design method extensively studied by the Federal Highway Administration of USA will be used for the development of a method consistent with building procedures that are usual in Lima. The main feature of walls constructed in Lima is the absence of embedment of the wall, so the original formulations of the simplified method will be adapted, in addition to this a granular soil will be considered for the development of the method because it is the main type of soil in Lima.

To validate the new method, conventional limiting equilibrium analysis will be applied to many design cases, then the results of both methods will be compared to get conclusions. Results obtained using the simplified method will be also validated with a soil-structure interaction analysis where anchor forces should generate a system in equilibrium. From the soil-structure interaction analysis values of deformation, shear forces and bending moments will be also obtained for the structural design of the wall.

Then a typical strip of an anchored wall will be designed using the developed method as an application example, finally the results will be presented in detail planes with technical specifications of the materials and for the stressing of anchors.

During the development of this thesis the peruvian norm of soils NTE E.050 published an actualization that included a chapter of anchored walls for the first time, that chapter was based in anchored walls with a constant embedment which is not completely consistent with the construction procedures applied in Lima, the main reason for this is that most of the bibliography that can be found treat about walls constructed with a constant embedment, so the content developed here may be useful for the improvement of the existing peruvian norm. Also, a purpose of this thesis is to serve as a bibliographic support for the design of future anchored walls without embedment.

PRÓLOGO

El presente trabajo desarrolla el diseño de muros anclados acorde al tipo de proceso constructivo comúnmente aplicado en sótanos de edificaciones en Lima, el cual es un tema de la practica ingenieril que se ha venido desarrollando con cierta incertidumbre en el país, pues por un lado el capítulo de la norma peruana de suelos referida a este tema es bastante reciente, y la mayor parte de la bibliografía y software existente está avocada específicamente a muros con empotramiento constante, el cual es un sistema diferente al empleado usualmente en el medio.

Para el desarrollo del estudio, se tomó como base una metodología simplificada, ampliamente estudiada y se la adapta a la realidad constructiva local, modificando las formulaciones de manera que se representen las principales características del proceso constructivo. La metodología generada es sujeta a una evaluación de validez, para ello se toman 36 casos de diseño y se los resuelve aplicando métodos más complejos, los resultados obtenidos son comparados con los hallados aplicando la metodología en cuestión, luego se trabajó con 12 casos de diseño más, de los cuales se obtuvieron valores optimizados por un método convencional y se les comparó con los resultados del método generado con el objetivo de evaluar la factibilidad económica del método. Así se tienen finalmente conclusiones que permiten darle validez a lo formulado y también surgen recomendaciones en cuanto a los alcances de la metodología y las carencias de la actual norma peruana de suelos.

Sumado a lo ya dicho, se incorporó el análisis de interacción suelo-estructura para el cual se hace un modelamiento del comportamiento del suelo en función a la profundidad, esto último permite tener resultados más realistas que los tradicionalmente aplicados en el medio para el diseño estructural del muro (que usualmente consideran una rigidez constante para el suelo).

Finalmente se realiza el diseño completo de un paño típico de muro anclado a modo de ejemplo aplicativo, los resultados son plasmados en planos de detalle que serán mostrados en los anexos.

El presente trabajo recopila importante información que pudiera servir de referencia bibliográfica, puesto que la actual norma peruana de suelos aun no incluye muchos de los puntos tratados en la tesis.

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1: Resumen de ensayos in-situ y casos de aplicación.	64
Tabla 2: Densidad y consistencia de suelos en base a los resultados del ensayo SPT.	65
Tabla 3: Factores de modificación para la longitud de empalme de barras a tracción.....	70
Tabla 4: Torones de pretensar normados, de baja relajación.....	86
Tabla 5: Especificaciones para cada nivel de protección contra la corrosión.	97
Tabla 6: Selección del tipo de cemento en función a la cantidad del ion sulfato presente.	102
Tabla 7: Pasos para el ensayo de performance.....	106
Tabla 8: Etapas de carga para el ensayo de recibimiento.....	108
Tabla 9: Capacidad de carga de transferencia última entre el bulbo y el suelo.	129
Tabla 10: Capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo	130
Tabla 11: Resumen de resultados aplicando RIGID 1 y equilibrio límite a 1 nivel de anclaje	156
Tabla 12: Resumen de resultados aplicando RIGID 1 y equilibrio límite a 2 niveles de anclaje	157
Tabla 13: Resumen de resultados aplicando RIGID 1 y equilibrio límite a 3 niveles de anclaje	159
Tabla 14: Resumen de resultados aplicando RIGID 1 y equilibrio límite a 4 niveles de anclaje	160
Tabla 15: Resumen de resultados aplicando RIGID 1 y equilibrio límite a 5 niveles de anclaje	162
Tabla 16: Resumen de resultados aplicando RIGID 1 y equilibrio límite a 6 niveles de anclaje	163
Tabla 17: Resumen de resultados de asentamientos, desplazamientos, factores de seguridad, y sus respectivos límites.....	168
Tabla 18: Resumen de resultados del método RIGID 1.	184
Tabla 19: Parámetros para el modelamiento de anclajes por el método de Winkler.	185
Tabla 20: Elongaciones calculadas para la ejecución en obra de cada tendón.	221

Tabla 21: Requisitos mínimos de protección contra la corrosión para el proyecto.
..... 221

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1: Esquema de calzaduras para varios niveles.	31
Figura 2: Excavación para un segundo nivel de calzaduras.....	31
Figura 3: Esquema de talud estabilizado con un muro anclado.	32
Figura 4: Diagrama de presión triangular para muro en voladizo.	33
Figura 5: Superficies de falla en un muro anclado.	34
Figura 6: Esquema de zona activa que es cargada por el muro.....	35
Figura 7: Esquema de ubicación de los bulbos de anclaje respecto a las superficies de falla.....	35
Figura 8: Encofrado de pantalla.	35
Figura 9: Armado del acero de refuerzo en la pantalla.....	36
Figura 10: Vaciado de concreto de la pantalla.	36
Figura 11: Ensanche de la pantalla, por punzonamiento.....	37
Figura 12: Proyecto de muros anclados con ensanches por punzonamiento (ábacos).	37
Figura 13: Esquema de componentes de un anclaje.	38
Figura 14: Cabezales de diferente capacidad.	38
Figura 15: Cabeza del anclaje instalada sobre placa de apoyo.....	38
Figura 16: Cuñas.	39
Figura 17: Placa de apoyo.	39
Figura 18: Trompeta con su correspondiente cabeza de anclaje.	39
Figura 19: Catálogo de componentes de acuerdo al número de torones de 0.5" a usarse para un anclaje tipo SC 0.5 de VSL.....	40
Figura 20: Detalle de obturador neumático.	40
Figura 21: Tubo de inyección de grout.....	40
Figura 22: Vainas de protección de diferentes capacidades.	41
Figura 23: Separadores para diferentes cantidades de torones.	41
Figura 24: Centralizadores distribuidos en la longitud bulbo.	41
Figura 25: Esquema general del anclaje.....	42
Figura 26: Imagen del tendón de anclaje y su accesorios.....	42
Figura 27: Obras de drenaje de un muro anclado.....	43
Figura 28: Torones de acero de presfuerzo.	43
Figura 29: Principales tipos de bulbo de anclaje.	45

Figura 30: Vista general del proceso constructivo de los muros anclados para sótanos.....	46
Figura 31: Proceso de excavación.....	46
Figura 32: Conformación de banquetas intercaladas.....	46
Figura 33: Perforación para el colocado de cables.....	47
Figura 34: Inserción de cables e inyectado de la lechada de cemento.....	47
Figura 35: Instalación del tendón de anclaje, y vista de los equipos de inyección de lechada.....	47
Figura 36: Empalmes de acero con paños contiguos.....	48
Figura 37: Vaciado de concreto en pantalla.....	48
Figura 38: Tensado del anclaje.....	48
Figura 39: Equipo de tensado (gato multi-torón).....	48
Figura 40: Ensayo del tendón de anclaje (equipos: gato hidráulico y micrómetros).	49
Figura 41: Se repite el ciclo para los niveles inferiores.....	50
Figura 42: Falla del tendón.....	51
Figura 43: Falla de la masa de suelo.....	51
Figura 44: Falla de la unión bulbo-suelo.....	52
Figura 45: Falla entre el tendón y la lechada.....	52
Figura 46: Falla del muro por flexión.....	52
Figura 47: Rotación del muro por falta de apuntalamiento (antes del tensado de los primeros anclajes).....	53
Figura 48: Esquema de redistribución de la flexión en el muro ante el fallo de un anclaje.....	53
Figura 49: Superficies de falla externa a considerar en los análisis de estabilidad.	54
Figura 50: Falla por rotación generalizada.....	54
Figura 51: Falla generalizada por volteo.....	54
Figura 52: Falla generalizada por asentamiento.....	55
Figura 53: Movilización de los esfuerzos dentro del bulbo de anclaje debido a la tensión.....	55
Figura 54: Distribución de los esfuerzos en los anclajes durante un ensayo de arrancamiento.....	56
Figura 55: Esquema de distribución de puntos de sondeo en el suelo.....	61
Figura 56: Esquema de profundidades mínimas de sondeo.....	61

Figura 57: Tipos de ensayo para sondeos in-situ.....	63
Figura 58: Ensayo SPT.....	64
Figura 59: Esquema de modelamiento de una franja vertical de muro anclado considerando las diferentes etapas de excavación y anclaje.	72
Figura 60: Esquema de modelamiento de una franja horizontal de muro anclado considerando un paño independiente y luego la integración de paños.	72
Figura 61: Esquema de modelamiento que considera las losas de sótano y los anclajes desactivados.....	73
Figura 62: Falla por punzonamiento.....	74
Figura 63: Esquema de falla por punzonamiento y perímetro crítico (caso de losa sobre columna).....	74
Figura 64: Perímetro crítico de la falla por punzonamiento (caso de losa sobre columna).....	74
Figura 65: Perímetro crítico de la falla por punzonamiento (caso de muro anclado).	75
Figura 66: Perímetro crítico de la falla por punzonamiento (con ábaco hacia el lado del terreno).	76
Figura 67: Perímetro crítico de la falla por punzonamiento (con ábaco hacia el exterior).	76
Figura 68: Esquema de armado por punzonamiento.	79
Figura 69: Límites de espaciamiento para el armado por punzonamiento.....	79
Figura 70: Esquemas de cargas sobre la plancha base.....	80
Figura 71: Esquema de áreas para la verificación del aplastamiento del concreto (prisma truncado).....	82
Figura 72: Esquema de áreas para la verificación del aplastamiento del concreto en pantalla sin ábaco.....	83
Figura 73: Esquema de áreas para la verificación del aplastamiento del concreto en pantalla con ábaco.....	83
Figura 74: Curvas esfuerzo-deformación para aceros de presfuerzo y acero corrugado.	84
Figura 75: Acero corrugado afectado por corrosión general.	90
Figura 76: Cabezas de anclaje afectadas por corrosión general.....	90
Figura 77: Acero de pretensar del cual se limpió el óxido, se encuentra “picado”.	91

Figura 78: Tubo de acero que fue sometido a esfuerzos de tracción, presenta fisuras y corrosión por esfuerzo.	91
Figura 79: A la izquierda se muestra la micro estructura de un metal fragilizado por la presencia de hidrógeno, en contraste con la imagen de la derecha, de un metal resistente a este fenómeno.....	92
Figura 80: Plancha metálica que sufrió ataque bacteriano.....	93
Figura 81: Tuerca y vástago, corroídos por ataque bacteriano.	93
Figura 82: Esquema general del anclaje y los componentes del sistema de protección contra la corrosión.....	96
Figura 83: Esquema de protección Clase I.	98
Figura 84: Esquema de protección Clase II.	98
Figura 85: Diagrama para la selección del tipo de protección contra la corrosión.	101
Figura 86: Rollos de acero de pretensar, almacenados a una altura respecto del suelo.....	103
Figura 87: Gráficas Carga vs Profundidad, modelo para hallar la Longitud Libre Aparente.....	107
Figura 88: Corte de colas de tensado.	110
Figura 89: Desactivación de anclajes con soplete de oxicorte.	110
Figura 90: Celda de carga instalada en anclaje para el monitoreo de la fuerza.	111
Figura 91: Componentes típicos del equipo de inclinometría.	112
Figura 92: Colocación de la sonda inclinométrica para la toma de medidas. ...	112
Figura 93: Superficies de falla en un muro anclado.	114
Figura 94: Presiones reales de suelo en un muro con anclajes.	115
Figura 95: Presiones de suelo desarrolladas sobre un muro con múltiples niveles de anclaje	116
Figura 96: Envolventes de presiones aparentes de Terzaghi y Peck	117
Figura 97: Diagrama de presiones para suelos granulares, para un nivel y varios niveles de anclajes.	119
Figura 98: Diagrama de presión por sobrecarga.....	121
Figura 99: Gráficas propuestas por Caquot y Kerisel para el cálculo de la constante pasiva.....	123
Figura 100: Espaciamiento horizontal de anclajes (vista en planta del muro). .	124
Figura 101: Restricciones geométricas en la disposición de los anclajes.....	125

Figura 102: Profundidad mínima del primer bulbo, de acuerdo a NTE E.050-2018	125
Figura 103: Distribución vertical de los anclajes, y diagrama de presión de suelo.	126
Figura 104: Límites para el ángulo de inclinación de los anclajes.	126
Figura 105: Método simplificado para hallar las fuerzas de anclaje.	127
Figura 106: Restricciones para la longitud de los anclajes.	131
Figura 107: Esquema de muro anclado.	133
Figura 108: Diagrama de cuerpo libre de la cuña de análisis para estabilidad interna.	133
Figura 109: Fuerzas que actúan sobre la cuña de análisis para estabilidad interna.	134
Figura 110: Diagrama de cuerpo libre de la cuña de análisis, considerando una sobrecarga.	134
Figura 111: Superficies de falla para evaluación de la estabilidad externa.	135
Figura 112: Comportamiento real aproximado de la superficie de falla externa, vista desde arriba	137
Figura 113: Superficie de falla asumida para la estabilidad externa.	137
Figura 114: DCL y polígono de fuerzas para la cuña de análisis de estabilidad externa.	138
Figura 115: Formulación general del método de Mononobe-Okabe.	140
Figura 116: Diagrama de presiones sísmicas, para un nivel y varios niveles de anclajes.	143
Figura 117: Esquema de cargas en caso de sismo.	144
Figura 118: Curvas R y que representan el comportamiento fuerza-deformación del suelo.	151
Figura 119: Curva R y del suelo, considerando deformaciones referenciales constantes.	152
Figura 120: Perfil de asentamientos detrás del muro anclado.	154
Figura 121: Superficies de falla con su respectivo factor de seguridad para 1 nivel de anclaje, modelado en Slide.	157
Figura 122: Comparativa de resultados entre $FS_{\phi} = 1.3$ y $FS_{\phi} = 1.5$, para 1 nivel de anclaje.	157
Figura 123: Superficies de falla con su respectivo factor de seguridad para 2 niveles de anclaje, modelado en Slide.	158

Figura 124: Comparativa de resultados entre $FS_{\phi} = 1.3$ y $FS_{\phi} = 1.5$, para 2 niveles de anclaje.	159
Figura 125: Superficies de falla con su respectivo factor de seguridad para 3 niveles de anclaje, modelado en Slide.	160
Figura 126: Comparativa de resultados entre $FS_{\phi} = 1.3$ y $FS_{\phi} = 1.5$, para 3 niveles de anclaje.	160
Figura 127: Superficies de falla con su respectivo factor de seguridad para 4 niveles de anclaje, modelado en Slide.	161
Figura 128: Comparativa de resultados entre $FS_{\phi} = 1.3$ y $FS_{\phi} = 1.5$, para 4 niveles de anclaje.	162
Figura 129: Superficies de falla con su respectivo factor de seguridad para 5 niveles de anclaje, modelado en Slide.	163
Figura 130: Comparativa de resultados entre $FS_{\phi} = 1.3$ y $FS_{\phi} = 1.5$, para 5 niveles de anclaje.	163
Figura 131: Superficies de falla con su respectivo factor de seguridad para 6 niveles de anclaje, modelado en Slide.	164
Figura 132: Comparativa de resultados entre $FS_{\phi} = 1.3$ y $FS_{\phi} = 1.5$, para 6 niveles de anclaje.	164
Figura 133: Comparativa de factores de seguridad de estabilidad global para un $\phi = 30^{\circ}$	165
Figura 134: Comparativa de factores de seguridad de estabilidad global para un $\phi = 35^{\circ}$	166
Figura 135: Comparativa de factores de seguridad de estabilidad global para un $\phi = 38^{\circ}$	166
Figura 136: Comparativa de fuerzas horizontales de anclaje totales para un ancho unitario y $\phi = 30^{\circ}$	167
Figura 137: Comparativa de fuerzas horizontales de anclaje totales, en tanto por cierto respecto de los valores optimizados, para $\phi = 30^{\circ}$	167
Figura 138: Ejemplo de resultados del software Geo5-Verificación de muros pantalla, para el caso de 4 niveles de anclaje y $FS_{\phi} = 1.3$	169
Figura 139: Comparativa de resultados de estabilidad global entre $FS_{\phi} = 1.3$ y $FS_{\phi} = 1.5$, aplicando el software Geo5.	169
Figura 140: Comparativa de resultados de asentamientos entre $FS_{\phi} = 1.3$ y $FS_{\phi} = 1.5$	170

Figura 141: Comparativa de resultados de desplazamientos entre $FS\phi = 1.3$ y $FS\phi = 1.5$	171
Figura 142: Esquema de sótanos y losas del proyecto.	172
Figura 143: Esquema del talud a estabilizar y parámetros del suelo.....	172
Figura 144: Esquema disposición de anclajes para el proyecto.	173
Figura 145: Esquema de espaciamiento vertical de anclajes.....	174
Figura 146: Diagrama de presiones sobre el muro anclado.	175
Figura 147: Cálculo de fuerzas de anclaje con el método de áreas tributarias.	175
Figura 148: Resumen de resultados del Geo5 para el caso estático, para la tercera etapa de excavación.....	191
Figura 149: Resumen de resultados del Geo5 para el caso con sismo, para la primera etapa de excavación.....	194
Figura 150: Resultados de deformaciones laterales, presión de suelo, momentos flectores y fuerzas cortantes para el caso con sismo, para la primera etapa de excavación.....	194
Figura 151: Análisis de equilibrio límite con Geo5 para el caso con sismo, para la primera etapa de excavación.....	195
Figura 152: Resumen de resultados del Geo5 para el caso con sismo, para la segunda etapa de excavación.	195
Figura 153: Resultados de deformaciones laterales, presión de suelo, momentos flectores y fuerzas cortantes para el caso con sismo, para la segunda etapa de excavación.....	196
Figura 154: Análisis de equilibrio límite con Geo5 para el caso con sismo, para la segunda etapa de excavación.	196
Figura 155: Resumen de resultados del Geo5 para el caso con sismo, para la tercera etapa de excavación.....	196
Figura 156: Resultados de deformaciones laterales, presión de suelo, momentos flectores y fuerzas cortantes para el caso con sismo, para la tercera etapa de excavación.....	197
Figura 157: Análisis de equilibrio límite con Geo5 para el caso con sismo, para la tercera etapa de excavación.....	197
Figura 158: Envolvente de momentos flectores (kNm/m) y fuerzas cortantes (kN/m) para el caso de cargas estáticas.	198
Figura 159: Envolvente de momentos flectores (kNm/m) y fuerzas cortantes (kN/m) para el caso con sismo.....	198

Figura 160: Envolvente de momentos flectores (tonf.m) y fuerzas cortantes (tonf) para el caso de cargas estáticas.....	200
Figura 161: Diagramas de momento flector (tonf.m) y fuerza cortante (tonf) para el caso de sismo solo.	200
Figura 162: Diagramas de envolventes de momento flector (tonf.m) y fuerza cortante (tonf) para diseño.....	201
Figura 163: Modelo matemático y diagramas momento flector (tonf.m) y fuerza cortante (tonf) para la etapa final del muro.....	203
Figura 164: Esquema de armado de acero vertical de la pantalla, mostrado en corte.	204
Figura 165: Vistas 3-D del modelo matemático de un paño de muro en el software Sap2000.	206
Figura 166: Resultados de fuerzas cortantes máximas, combinación 1.7Es (tonf), sin considerar ábaco.....	208
Figura 167: Resultados de fuerzas cortantes máximas en sismo (tonf), sin considerar ábaco.	208
Figura 168: Esquema de ensanche en pantalla para conformación de ábaco en el modelo matemático.	211
Figura 169: Resultados de fuerza cortante máxima de diseño (tonf) en pantalla con ábaco y revisión de los valores a las distancias “x” e “y”.....	212
Figura 170: Momentos flectores de diseño en la dirección X (tonf.m) para un paño de muro con ábaco.	213
Figura 171: Diagrama de cuantías de acero longitudinal requerido, en la cara en contacto con el suelo, en la dirección X (cm ² /cm).	213
Figura 172: Esquema de extensión del refuerzo longitudinal positivo, sin considerar longitudes de desarrollo.	214
Figura 173: Esquema de armado de acero horizontal de la pantalla, mostrado en elevación, del lado en contacto con el suelo.	214
Figura 174: Modelo matemático de dos paños horizontales de muro contiguos.	215
Figura 175: Esquema de deformaciones en el muro (mm) para modelo de dos paños.....	215
Figura 176: Diagrama de cuantías de acero longitudinal requerido, en la cara externa, en la dirección X (cm ² /cm).	216

Figura 177: Esquema de armado de acero horizontal de la pantalla, mostrado en elevación, del lado exterior.	216
Figura 178: Esquema de armado de acero horizontal de la pantalla, mostrado en planta.....	217
Figura 179: Resultados de fuerza cortante máxima de diseño (tonf) y revisión de los valores a las distancias “x” e “y, para el 3° nivel de anclajes”.....	218
Figura 180: Diagrama de cuantías de acero longitudinal requerido, en la cara en contacto con el suelo, en la dirección X (cm^2/cm), para el 3° nivel de anclajes.	219
Figura 181: Esquema de armado de acero horizontal de la pantalla, mostrado en elevación, del lado en contacto con el suelo, para el 3° nivel de anclajes.....	219
Figura 182: Esquema de requerimientos mínimos de protección contra la corrosión para el proyecto.....	221

LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS

- A** : Máxima aceleración horizontal del suelo dividida entre la gravedad.
- AL** : Carga de alineamiento.
- $A_{storón}$** : Área de la sección transversal de un torón de pretensar.
- A_v** : Área de refuerzo.
- A_1** : Área de apoyo para la verificación por aplastamiento.
- A_2** : Área de la base del prisma truncado para la verificación por aplastamiento.
- AASHTO** : Asociación americana de oficiales de carreteras estatales y transportes.
- Ábaco o capitel** : Ensanche hecho en la pantalla del muro anclado alrededor de la placa de anclaje, con el propósito de proveer mayor resistencia nominal al cortante en dicha zona.
- Acuñamiento** : Deslizamiento que experimentan las cuñas de anclaje al asentarse sobre la cabeza de anclaje y así bloquear la fuerza de tensado.
- Anillo** : Porción del muro anclado correspondiente a un nivel de excavación.
- ASTM** : Sociedad americana para pruebas y materiales.
- b_0** : Perímetro crítico por punzonamiento.
- Bishop** : Método de cálculo de estabilidad global por equilibrio límite.
- B_U** : Fuerza última de aplastamiento.
- B_n** : Resistencia nominal al aplastamiento.

Calzadura	:	Estructura de retención de suelos, a gravedad, construida progresivamente en base a concreto ciclópeo.
Cola de tensado:	:	Porción de cable de tensar que se deja sobresaliendo del muro para poder ser luego tensado.
Curva R y	:	Gráfica que expresa la resistencia versus deformación del suelo, empleada para modelamientos de interacción suelo-estructura.
d	:	Peralte efectivo.
D	:	Carga muerta.
D'	:	Diámetro de la perforación.
DCL	:	Diagrama de cuerpo libre.
d_b	:	Diámetro de la varilla de refuerzo.
DL	:	Carga de diseño, nomenclatura usada para el ensayo de anclajes.
d_L	:	Peralte efectivo de la pantalla.
E	:	Ancho de ábaco.
E_s	:	Empuje de suelo.
E'_s	:	Módulo de elasticidad del acero de pretensar.
E_{total}	:	Elongación total del tendón para el tensado en obra.
F	:	Alto de ábaco.
F'	:	Fricción entre el muro y el suelo.
f'_c	:	Resistencia del concreto a la compresión.
$F_{H_{TOTAL}}$:	Fuerza horizontal total de anclaje que se planea proveer.

- FHWA** : Federal Highway Administration, ente dependiente del departamento de transporte de los Estados Unidos de América, encargado de realizar investigación y publicaciones referidas a ingeniería.
- f_{p_u} : Fuerza distribuida de diseño máxima de la plancha base sobre la pantalla.
- F_{p_u} : Esfuerzo de rotura para el acero de pretensar.
- F_{REQ} : Fuerza horizontal de anclaje requerida para la estabilidad del talud.
- F_{REQS} : Fuerza horizontal de anclaje requerida para la estabilidad del talud en caso de sismo.
- FS** : Factor de seguridad.
- f_y : Resistencia a la fluencia del acero de las varillas de refuerzo.
- F_y : Resistencia a la fluencia del acero de la plancha base.
- f_{yt} : Resistencia a la fluencia del acero de los estribos.
- $f_{ytorón}$: Esfuerzo de fluencia del acero de pretensar ($0.9F_{p_u}$).
- g** : Aceleración de la gravedad.
- Geo5** : Software de cálculo que integra módulos de cálculo de estabilidad de taludes, método de presiones dependientes, cálculo de asentamientos, etc.
- Grout o lechada:** Mezcla cementicia fluida en base a cemento y agua principalmente.
- H** : Profundidad de la excavación o altura de talud.

h_c	:	Espesor de ábaco.
H_C	:	Espesor de la pantalla (sin incluir ábacos).
H_i	:	Distancia vertical entre el i-ésimo anclaje con el anclaje anterior.
H_n	:	Profundidad del n-ésimo anclaje.
i	:	Ángulo de la pendiente del suelo retenido.
k'	:	Coeficiente de relación geométrica para la verificación por aplastamiento.
K	:	Constante de presión de suelo.
k_h	:	Coeficiente sísmico horizontal.
K_a	:	Constante de presión activa de suelos.
K_A	:	Constante de presión activa de suelos.
K_{AE}	:	Coeficiente activo de presiones de suelo con sismo.
$K_{A_{mob}}$:	Coeficiente activo de presiones de suelo movilizado.
K_o	:	Constante de presión de suelo en reposo.
K_p	:	Constante de presión pasiva de suelos.
k_s	:	Rigidez elástica de un torón.
K_s	:	Rigidez de un resorte que representa el comportamiento del suelo.
k_v	:	Coeficiente sísmico vertical.
l	:	Longitud de volado entre la cabeza de anclaje y la plancha base.

L	:	Carga viva.
l_b	:	Longitud del bulbo de anclaje.
L_b	:	Longitud del bulbo.
L_L	:	Longitud libre.
L_{LA}	:	Longitud libre aparente.
$L_{empalme a compresión}$:	Longitud de empalme a compresión para las varillas de refuerzo.
$L_{empalme a tracción}$:	Longitud de empalme a tracción para las varillas de refuerzo.
Lift-off load	:	Carga de destrabe, leída a modo de verificación luego de la fijación del anclaje.
l_n	:	Luz libre entre cara de apoyos.
Lock-off load	:	Carga de fijación (luego de producido el acuñamiento).
m	:	Ancho de plancha de apoyo.
M-O	:	Mononobe-Okabe.
Muro anclado	:	Estructura de retención de suelos, de concreto armado, con anclajes. Se caracteriza por la conformación de la pantalla del muro por etapas, lo cual implica que el muro no presente empotramiento.
Muro pantalla	:	Estructura de retención de suelos, de concreto armado, con anclajes. Se caracteriza por la conformación de la pantalla antes de las excavaciones masivas, lo cual le provee de un empotramiento constante.
n	:	Alto de plancha de apoyo.
NCHRP	:	Programa cooperativo nacional de investigación de carreteras, ente de investigación estadounidense.

No-load zone	:	Zona del suelo por delante de la superficie de falla crítica, donde no existen fuerzas de anclaje que se soporten en ella.
N_S	:	Numero de estabilidad, parámetro para evaluar la presión aparente en arcillas.
P	:	Carga de presión que estabiliza el talud.
Pantalla	:	Placa de concreto armado que conforma un sistema de contención de suelos.
P_{AS}	:	Empuje activo sísmico amplificado.
P_{AE}	:	Empuje activo sísmico de acuerdo a Mononobe-Okabe.
P_{AR}	:	Resultante de la presión activa sobre la cuña de análisis de estabilidad externa.
P_{bloq}	:	Fuerza de fijación o bloqueo.
P_D	:	Fuerza de diseño en el tendón.
PGA	:	Aceleración máxima del suelo (valor análogo al factor de zona Z de la norma peruana).
Plancha base	:	Placa metálica sobre la cual se apoya la cabeza de anclaje con los torones.
P_U	:	Fuerza última en el tendón (correspondiente al esfuerzo último F_{pu}).
P_s	:	Presión de suelo por sobrecarga.
P_{test}	:	Fuerza de ensayo.
PTI	:	Post-Tensioning Institute, referencia normativa en cuanto a sistemas con anclajes.
P_w	:	Máxima fuerza de diseño según NTE.E050-2018.

q_s	:	Sobrecarga.
Q_u	:	Capacidad de carga última de transferencia del bulbo de anclaje.
R	:	Reacción del suelo hacia la cuña de análisis de estabilidad.
RIGID 1	:	Método de diseño simplificado de muros con anclajes.
Sap2000	:	Software de análisis y diseño estructural.
s	:	Espaciamiento entre estribos.
S	:	Factor de suelo de acuerdo a NTE E.030.
S'	:	Carga sísmica.
SCC	:	Stress Corrosión Cracking (corrosión por esfuerzo).
S_H	:	Espaciamiento horizontal entre anclajes.
Slide	:	Software de cálculo empleado para análisis de estabilidad de taludes.
SPT	:	Ensayo de penetración estándar.
S_u	:	Resistencia al corte promedio de la arcilla debajo de la base de la excavación.
T	:	Fuerza de anclaje necesaria para estabilizar el talud.
Tendón	:	Grupo de torones que soportan la misma fuerza de tensado.
T_D	:	Fuerza de diseño en el anclaje.
T_{H_i}	:	Componente horizontal de la fuerza del i -ésimo nivel de anclaje.
T_{Hs_i}	:	Componente horizontal de la fuerza de anclaje en caso de sismo.

TL	:	Carga máxima de un ciclo de ensayo.
T_L	:	Empuje total de presión de suelo.
$T_{m\acute{a}x}$:	Carga máxima de diseño.
$t_{m\acute{i}n}$:	Espesor mínimo de la plancha de apoyo.
Torón	:	Cable de pretensar de siete hebras.
T_u	:	Fuerza de diseño máxima en el anclaje.
V_C	:	Resistencia nominal del concreto al cortante.
V_n	:	Resistencia nominal al cortante.
V_s	:	Resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo.
W	:	Peso de la cuña de análisis para la estabilidad.
Winkler	:	Método de cálculo de interacción suelo-estructura.
y_a	:	Deformación referencial de presión activa.
y_p	:	Deformación referencial de presión pasiva.
Z	:	Factor de zona de acuerdo a NTE E.030.
α	:	Ángulo de inclinación de la cuña de análisis de estabilidad.
α_s	:	Factor por ubicación de apoyo, para el cálculo de la resistencia al punzonamiento.
β	:	Relación del lado largo al lado corto del apoyo o del área de reacción para la verificación por punzonamiento.
β'	:	Ángulo de inclinación de la parte posterior del muro.
γ	:	Peso específico del suelo.

δ	:	Ángulo de fricción de la interfase muro-suelo.
δ_e	:	Deformación elástica producto del ensayo del anclaje.
δ_r	:	Deformación residual producto del ensayo del anclaje.
δ_t	:	Deformación total producto del ensayo del anclaje.
η	:	Coefficiente de seguridad para el cálculo de la máxima fuerza de diseño de un torón.
λ	:	Factor de modificación de tipo de concreto.
ρ_A	:	Ángulo de inclinación de la cuña de falla en sismo de acuerdo a Mononobe-Okabe.
σ_A	:	Carga de presión de suelo en caso de sismo.
τ_{ult}	:	Capacidad de adherencia última del bulbo.
τ_w	:	Capacidad de adherencia de trabajo del bulbo.
ϕ	:	Ángulo de fricción interna del suelo detrás del muro anclado.
ϕ	:	Factor de reducción de resistencia a la flexión.
ϕ_a	:	Factor de reducción de resistencia al aplastamiento.
ϕ_c	:	Factor de reducción de resistencia al cortante.
ϕ_{mob}	:	También ϕ' , ángulo de fricción interna movilizado.
ψ_i	:	Ángulo de inclinación del i-ésimo anclaje.
Ψ_t, Ψ_e	:	Factores de modificación para la longitud de empalme de las varillas de refuerzo.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

El crecimiento poblacional y económico de la ciudad de Lima ha traído consigo una gran demanda de terrenos para la construcción, los cuales se hacen cada vez más caros y escasos, es por ello que de manera continua se vienen buscando alternativas que permitan optimizar los espacios en las edificaciones. Una manera de optimizar los espacios es el aprovechamiento del sustrato subyacente para construir sótanos que permitan cubrir algunas demandas como los estacionamientos, es así que en los últimos años la construcción de sótanos ha ido evolucionando, pasando por la implementación de calzaduras, hasta llegar a la construcción de muros con anclajes.

Durante décadas la construcción de calzaduras como sistema de contención de suelos ha sido el método más popular para sótanos en el Perú, sin embargo su uso implica varias desventajas, pues se deben hacer excavaciones masivas hacia el lado que se quiera estabilizar, complicando el proceso constructivo y haciéndose más riesgoso a medida que se va avanzando en profundidad, por ello que esta alternativa presenta cierta limitación en cuanto la profundidad máxima de excavación.

Por otro lado, el método de los muros anclados ofrece varias ventajas respecto a las calzaduras, pues las excavaciones necesarias para su construcción son mucho menos invasivas y no se pone en tan alto riesgo a los edificios colindantes. El sistema permite además controlar mejor los desplazamientos en el suelo contenido y los anclajes pueden ser inhabilitados una vez que se construyan las losas de los sótanos, por todo esto hoy en día el método de los muros anclados pasa a ser la mejor opción para la construcción de varios niveles de sótanos en edificaciones.

1.2 PROBLEMÁTICA

En la actualidad el diseño de muros anclados se viene realizando sin una metodología muy clara, tanto en la parte geotécnica como en la parte estructural, pues ambos están vinculados a través de los resultados numéricos. La actual norma peruana referida al cálculo de este tipo de estructuras, NTE.E050, fue actualizada el 2018 dándose mayores indicaciones para las estructuras de retención, sin embargo no ha sido muy específica con respecto a los métodos de análisis a emplear, puesto que existen diversas metodologías que traen consigo

sus propias consideraciones, sus propios factores de seguridad y sus propios factores de amplificación, que deberían estar también incluidos en la norma.

En la actualidad el uso de softwares de cálculo se ha masificado a nivel global y viene siendo implementado de a pocos en el medio local, por lo que es necesario establecer los parámetros y requisitos mínimos de cálculo con tal de obtener resultados confiables.

En el Perú se ha venido trabajando principalmente con el sistema de muros anclados construidos de manera progresiva a medida que se avanza en profundidad, a diferencia del sistema llamado “muro pantalla” donde se realiza el vaciado y conformación del muro antes de llevarse a cabo las excavaciones masivas, siendo la principal diferencia entre ambos métodos el empotramiento constante con el que cuenta el muro pantalla. Las diversas metodologías y normativas extranjeras existentes se refieren principalmente a muros con empotramiento (muros pantalla), sin embargo se han estado aplicando en el medio sin muchas veces tener en cuenta las diferencias. Por lo anterior es que se hace necesario realizar una adaptación de los métodos analíticos a las condiciones constructivas usuales aplicadas en el país, de esta manera se puede desarrollar una metodología que sea coherente con la realidad local y permita servir como pauta para el diseño de muros anclados sin empotramiento.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo general

Adaptar un método simplificado y ampliamente estudiado por el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos de América para muros anclados con empotramiento constante al contexto local donde se construyen muros anclados sin empotramiento, junto con esto aplicar el método de presiones dependientes para el cálculo estructural del muro anclado, de esta manera se buscará implementar una metodología de cálculo que se adecúe a la realidad constructiva local.

1.3.2 Objetivos específicos

- Establecer y desarrollar la idea de optimización en el diseño de la pantalla de un muro anclado.
- Aplicar la metodología desarrollada en la realización de un ejemplo práctico para el muro anclado de una edificación.

1.4 HIPÓTESIS

1.4.1 Hipótesis general

Es posible obtener diseños confiables de muros anclados sin empotramiento adaptando una metodología simplificada, aplicada un sistema análogo, realizando algunas modificaciones coherentes con el proceso constructivo.

1.4.2 Hipótesis específicas

- Es posible tener dos casos de diseño para muros anclados de la misma manera que se hace con los muros pantalla, un caso de diseño económico pero que asegure la estabilidad del sistema y otro más riguroso que permita controlar las deformaciones del suelo.
- Es posible optimizar el diseño estructural de la pantalla de un muro anclado, reduciendo el espesor de la pantalla e implementando ensanches en zonas localizadas, todo esto apoyado en el hecho de que gracias al método de presiones dependientes se permita tener un cálculo de solicitaciones confiable.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EN PROYECTOS DE EDIFICACIONES

La necesidad de la estabilización del suelo surge al alterarse el estado natural de reposo de éste, ya sea debido a factores ambientales como lluvias, sismos, o durante las labores de excavación de alguna obra de construcción.

Los suelos, al igual que otros materiales, poseen un ángulo de reposo natural que les permite formar taludes hasta cierta inclinación y sin perder la estabilidad, sin embargo, casi siempre la necesidad de espacio exige tener taludes con pendiente vertical. Para lograr tener pendientes mayores a las naturales en un talud de suelo es necesaria la construcción de algún tipo de estructura de retención y conseguirse así la estabilidad.

Es así que la premisa para la implementación de una estructura de retención es la de proveer estabilidad, contemplándose dos escenarios, uno de contención de un talud para una nueva excavación y otro el de reforzar un talud existente.

En general la construcción de nuevos proyectos demanda la realización de excavaciones, éstas se hacen de manera progresiva y por etapas, por lo que exigen mayores consideraciones que en el caso de taludes existentes, los cuales ya son de cierta manera estables sin una estructura de retención. Nos enfocaremos en el área de edificaciones y en las exigencias presentadas por sus excavaciones progresivas (por etapas).

La elección del tipo de estructura de retención dependerá principalmente de parámetros como la altura del talud y el control de asentamientos para las estructuras colindantes. Las principales estructuras de retención para sótanos que se manejan en el Perú son:

2.1.1 Calzaduras

Son estructuras de retención que funcionan como muros de contención de gravedad. Son construidos progresivamente hacia el lado del terreno colindante en forma escalonada (el ancho de la calzada aumenta a medida que aumenta la profundidad de la excavación). Su uso se limita a una altura de talud de hasta 6 metros, ya que para alturas mayores sus dimensiones se hacen bastante grandes que su construcción se complica y se vuelve muy riesgosa. Las excavaciones horizontales necesarias para su construcción se ahondan cada vez más en el terreno colindante a medida que se baja de nivel, exponiendo a los trabajadores y maquinarias a peligros de derrumbe; de manera similar con las estructuras

vecinas, pues las cimentaciones de éstas últimas estarían expuestas a potenciales asentamientos. Este tipo de estructuras no aseguran un control en los asentamientos y deformaciones del suelo.

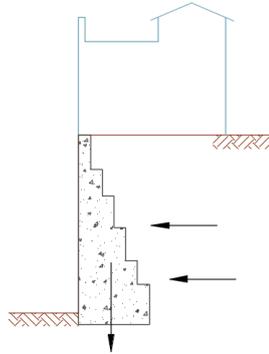


Figura 1: Esquema de calzaduras para varios niveles.
Fuente: Elaboración propia.



Figura 2: Excavación para un segundo nivel de calzaduras.
Fuente: Elaboración propia.

2.1.2 Muros anclados

Son estructuras de retención tipo pantalla que se sujetan mediante anclajes postensados embebidos en el terreno colindante una longitud suficiente para estabilizar el talud, transfiriendo sus cargas al suelo mediante bulbos de anclaje a través de esfuerzos de tracción. Los anclajes deben atravesar una superficie crítica de falla para así poder transferir sus cargas, anclando los bulbos en una región estable del suelo.

Ofrece varias ventajas en comparación con las calzaduras, pues las excavaciones necesarias para su construcción son netamente verticales por lo que no se pone en alto riesgo a los edificios colindantes. El sistema permite además controlar desplazamientos en el suelo contenido, los anclajes (que serían los únicos elementos que “invaden” el sustrato vecino) pueden ser inhabilitados una vez que se construyan las losas de los sótanos. Su uso es recomendado para alturas de talud mayores a 6 metros.

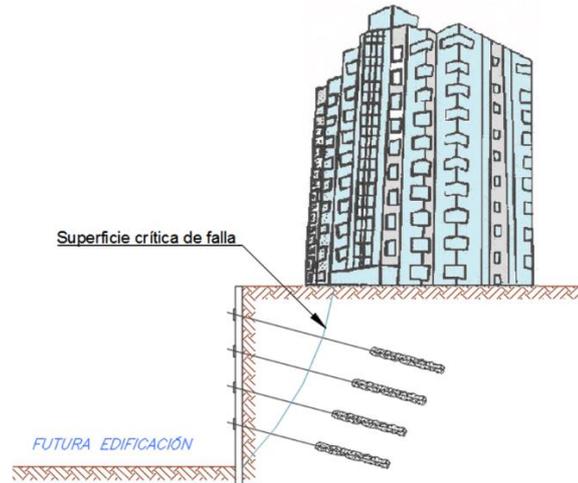


Figura 3: Esquema de talud estabilizado con un muro anclado.

Fuente: Elaboración propia.

2.2 PRESIÓN LATERAL DE SUELO

Una estructura de contención es diseñada para resistir la presión lateral del suelo y de ser el caso, también la presión hidrostática, todos estas se generan detrás de la estructura de retención.

Las presiones del suelo se generan como resultado de cargas inducidas por el peso de la propia masa retenida de suelo, movimientos sísmicos y sobrecargas.

Las expresiones desarrolladas en las teorías de Rankine y Coulomb permiten encontrar las presiones laterales que son ejercidas sobre la estructura de retención en función de parámetros propios del suelo.

El ángulo de fricción interna (ϕ) y el peso específico (γ) son características intrínsecas de cada material, estos parámetros son encontrados mediante ensayos de laboratorio. La constante de presión de suelo K viene a ser la relación entre el esfuerzo horizontal y el esfuerzo vertical que experimenta el suelo en cualquier punto de su masa ($K = \sigma'_h / \sigma'_v$), este valor se puede hallar a través de expresiones formuladas por diversas teorías específicas para cada estado del suelo (activo, en reposo, o pasivo).

Es así que para taludes soportados por muros en voladizo la presión lateral del suelo viene dada por la expresión $P = K\gamma H$, donde H es la altura del muro, esto genera diagramas de presión triangulares, los cuales son de común uso en el cálculo de este tipo de muros, sin embargo con la instalación de anclajes los diagramas adoptan otro tipo de distribución de carácter no lineal.

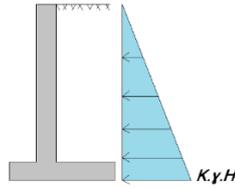


Figura 4: Diagrama de presión triangular para muro en voladizo.

Fuente: Elaboración propia.

2.2.1 Estado activo

Ocurre cuando el muro se desplaza permitiendo la expansión lateral del suelo, teóricamente se produce una falla por corte del suelo retenido y se crea una cuña. El empuje disminuye desde el valor del empuje de reposo hasta adoptar el valor del empuje activo, que es el mínimo valor posible del empuje de suelo. Para una geometría como la de la Figura 4 y despreciando la fricción entre el muro y el suelo, las teorías de Rankine y Coulomb coinciden y presentan la siguiente expresión para la constante de presión activa:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

2.2.2 Estado pasivo

Ocurre cuando se aplican fuerzas al muro de forma que éste empuje al relleno, lo suficiente tal que se supere la presión de reposo. La falla se produce mediante una cuña mucho más amplia que en el estado activo y es el mayor valor que el empuje del suelo puede alcanzar. Existen diferentes teorías que representan el valor de la constante de presión pasiva, en este caso para una geometría como la de la Figura 4 y despreciando la fricción entre el muro y el suelo, la expresión presentada es válida tanto para la teoría de Rankine como para la de Coulomb:

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

2.2.3 Estado de reposo

Se presenta cuando las deformaciones en el suelo son prácticamente nulas. La constante de presiones correspondiente a este estado se puede encontrar con la relación de Jacky:

$$K_o = 1 - \text{sen}(\phi)$$

2.3 SUPERFICIE DE FALLA

Es la superficie a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento o rotura del talud. En el cálculo geotécnico de estabilidad se asumen diferentes superficies de falla para las cuales se encuentra un respectivo factor de seguridad (relación capacidad/demanda).

Considerando que todos los puntos de una superficie de falla presentan un mismo factor de seguridad, se define como “superficie crítica de falla” a aquella superficie que presente el menor factor de seguridad.

La superficie crítica de falla delimita una cuña de suelo para la que se presenta la mayor probabilidad de ocurrencia del deslizamiento, es por esto que a través de la implementación de anclajes se buscará conseguir la estabilización de esta cuña (los anclajes se apoyarán en una región fuera de la cuña).

La región de suelo que se encuentra delante de la superficie crítica de falla es también llamada “zona sin carga” o “no-load zone”, pues no existen fuerzas de anclaje que se soporten en ella; los bulbos de anclaje se instalan pasando esta superficie crítica y las cargas de anclaje se transmiten a la masa de suelo a través de los apoyos en la pantalla, los cuales “empujan” a la cuña de suelo formada, estabilizándola. Esta cuña permitirá evaluar la estabilidad interna del muro.

Se define como “superficie potencial de falla” a aquella superficie que pasa justo detrás de los bulbos y que vendría a ser la nueva superficie de falla probable al implementarse los anclajes. La superficie potencial de falla será objeto de análisis luego que los anclajes hubieran sido ya instalados.

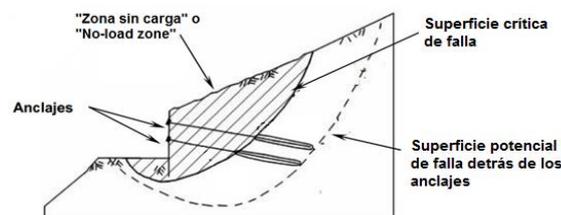


Figura 5: Superficies de falla en un muro anclado.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

2.4 MUROS ANCLADOS

2.4.1 Descripción del sistema de muros anclados

El objetivo del sistema de muros anclados es crear una masa de suelo internamente estable que sea capaz de resistir modos de falla externos bajo un nivel adecuado de servicio. El diseño de un muro anclado busca finalmente generar una estructura que sea segura ante potenciales condiciones de falla y a la vez limitar los movimientos del suelo y el muro, proveyendo así una solución práctica y eficaz. La magnitud de las fuerzas de anclaje requeridas para mantener el muro en equilibrio dependerá de las presiones generadas por el suelo, agua y cargas externas. Una vez instalados los anclajes, estos proveerán fuerzas estabilizadoras que serán transmitidas hacia el suelo a una adecuada distancia de la cuña de carga, como se ilustra en la Figura 6.

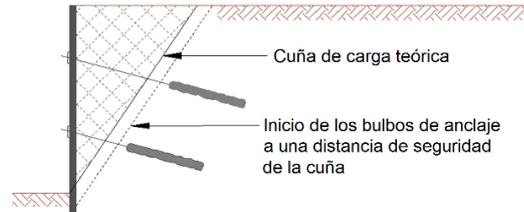


Figura 6: Esquema de zona activa que es cargada por el muro.

Fuente: Elaboración propia.

Inicialmente la cuña teórica de carga definirá la mínima distancia a la que el bulbo de anclaje debe ubicarse, sin embargo dicha distancia suele extenderse para mantener un nivel esperado de seguridad y también evitar una falla global del suelo (la distancia depende del factor de seguridad objetivo asignado para la estabilidad global).

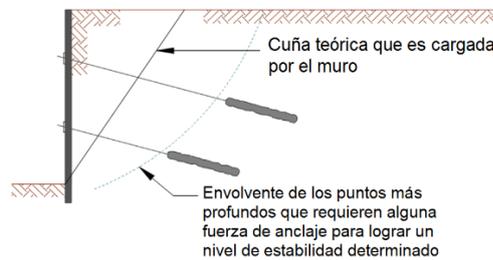


Figura 7: Esquema de ubicación de los bulbos de anclaje respecto a las superficies de falla.

Fuente: Elaboración propia.

2.4.2 Componentes de un muro anclado

Un muro anclado está compuesto por dos grupos de partes fundamentales: la pantalla y el anclaje (en casos particulares se incluye a los elementos de drenaje). A continuación se explica cada grupo.

2.4.2.1 Pantalla

Es una placa de concreto armado situada justo en frente del suelo retenido. Su función es la de soportar las cargas del suelo y anclajes, permitiendo aislar el material retenido. Se pueden distinguir los siguientes componentes de una pantalla:



Figura 8: Encofrado de pantalla.

Fuente: Antonio Blanco Blasco Ingenieros E.I.R.L.

a) Armadura

Es el acero de refuerzo horizontal y vertical colocado en el interior de la pantalla, su papel es el de proveer de resistencia suficiente ante las solicitaciones de carga impuestas sobre el muro.



Figura 9: Armado del acero de refuerzo en la pantalla.

Fuente: Elaboración propia.

b) Concreto estructural

Normalmente con resistencias superiores a 280 kgf/cm^2 , es vaciado por paños y por niveles a medida que se va avanzando con la obra de sostenimiento.



Figura 10: Vaciado de concreto de la pantalla.

Fuente: Elaboración propia.

c) Ábaco o capitel

Viene a ser el ensanche en el espesor de la pantalla alrededor del ancla. Se usa cuando se tienen fuerzas cortantes muy altas que podrían provocar el punzonamiento de la pantalla.

En el Perú se acostumbra a aumentar todo el espesor de la pantalla cuando la demanda por esfuerzos cortantes es alta, sin embargo resulta más económico implementar un ábaco en la zona afectada por el punzonamiento, manteniendo así el espesor en el resto de la pantalla.

El ábaco puede ser demolido luego de construir las losas de los sótanos y haber desactivado los anclajes (en el caso de edificaciones), esto sería posible ya que los empujes de suelo de un lado de la sub-estructura se equilibrarían con los del

lado opuesto, teniéndose así menores esfuerzos cortantes que en la anterior etapa constructiva.

El uso de los ábacos en muros anclados no se ha difundido tanto en el Perú, por esta razón se implementa en esta tesis a modo de optimización en el diseño.

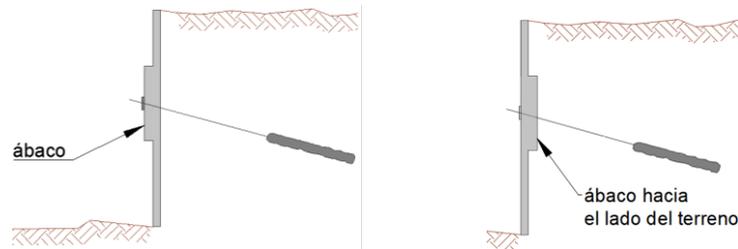


Figura 11: Ensanche de la pantalla, por punzonamiento.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 12: Proyecto de muros anclados con ensanches por punzonamiento (ábacos).

Fuente: Elaboración propia.

2.4.2.2 Anclaje

Es el mecanismo encargado de transmitir las cargas opuestas al empuje del suelo a una región del suelo más allá de la superficie crítica de falla. Este mecanismo está compuesto por diferentes partes, cada una de las cuales cumplen con una función específica. A continuación se definen las partes más importantes.

a) Bulbo

Es la parte encargada de transferir las fuerzas de anclaje al suelo a través de esfuerzos de tracción. Está conformado por una porción adherida del tendón (grupo de torones) y el concreto inyectado (ver Figura 13). El bulbo al recibir la tensión transmite la carga de anclaje al suelo circundante a través de esfuerzos de corte, sirviendo así como apoyo al muro.

b) Longitud libre

Viene a ser la porción del cable de anclaje que comienza justo en la pantalla y se extiende hasta el inicio del bulbo (ver Figura 13). Esta longitud soportará las elongaciones necesarias para proveer de carga al anclaje. Para que un tendón

pueda soportar elongaciones se le recubre con una vaina de protección engrasada internamente, esta vaina permite el deslizamiento relativo del tendón respecto de la vaina.

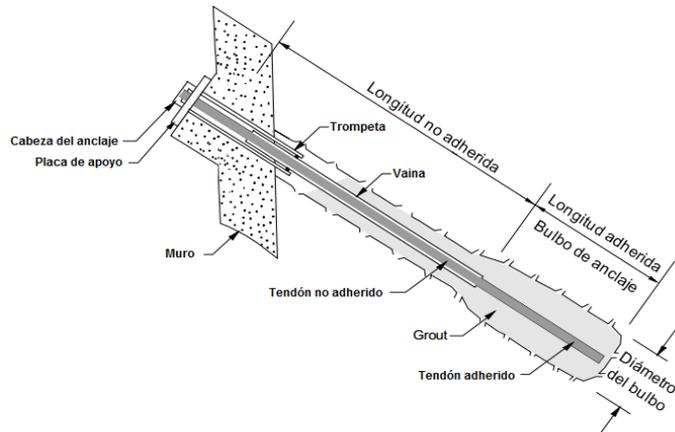


Figura 13: Esquema de componentes de un anclaje.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

c) Cabeza del anclaje

Este componente sirve de acople entre el tendón y la placa de apoyo. Una vez tensado el grupo de cables estos se fijan en la cabeza del anclaje gracias a las cuñas de acero (una cuña por tendón), las cuales conforman un sistema macho-hembra con el cabezal. Existen diferentes tamaños de cabezal, la selección de éste dependerá del diámetro y número de torones que se vayan a emplear.



Figura 14: Cabezales de diferente capacidad.

Fuente: Google Imágenes, n.d.

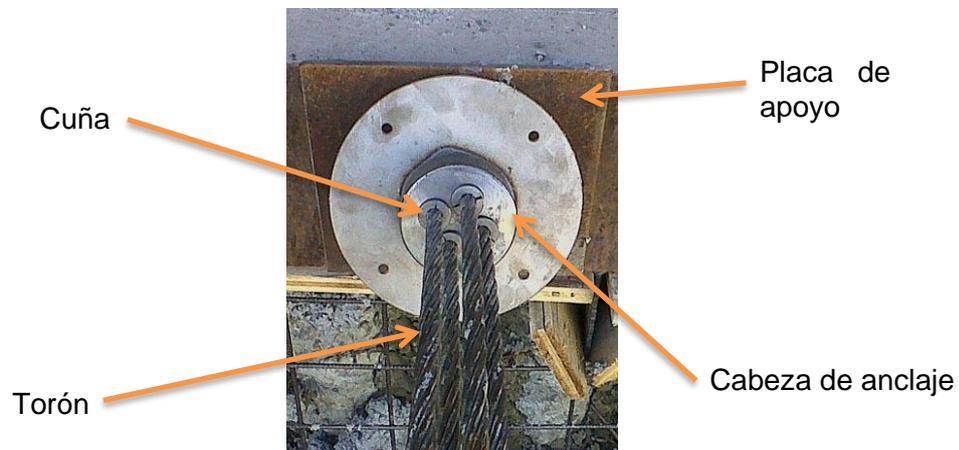


Figura 15: Cabeza del anclaje instalada sobre placa de apoyo.

Fuente: Google Imágenes, n.d.

d) Cuñas

Son pequeñas piezas metálicas que se colocan en cada torón y sirven para retener la elongación que se les provee gracias a que conforman un sistema macho-hembra con la cabeza del anclaje (ver Figura 15).



Figura 16: Cuñas.

Fuente: Google Imágenes, n.d.

e) Placa de apoyo

Es una placa metálica rectangular con un agujero en el centro, que sirve como apoyo a la cabeza de anclaje sobre la pantalla (Figura 15 y Figura 17). Las dimensiones de esta placa dependen de la fuerza que vaya a soportar el anclaje, y servirán para el cálculo estructural, específicamente para la verificación por punzonamiento.



Figura 17: Placa de apoyo.

Fuente: Google Imágenes, n.d.

f) Trompeta

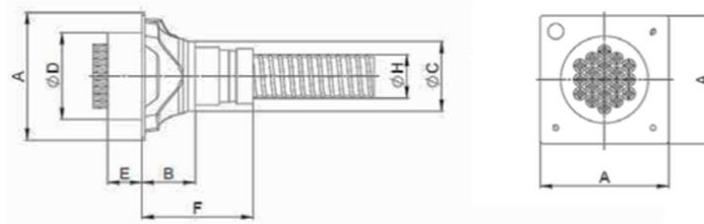
Sirve como transición entre el diámetro que el tendón ocupa en la placa de apoyo y el que ocupará en la vaina. La trompeta protege la parte de atrás de la placa de apoyo y el acero de presfuerzo en la transición del anclaje a la longitud libre. Es fabricada en PVC o acero.



Figura 18: Trompeta con su correspondiente cabeza de anclaje.

Fuente: <https://epcpost-tensioning.weebly.com>.

En la Figura 19 se presenta a modo de ejemplo parte de un catálogo de componentes para postensado, en la primera columna de la tabla se indica el número de torones, todas las dimensiones están en milímetros (la geometría de estos componentes puede variar de acuerdo al proveedor).



Unit	ØA	B	ØC	ØD	E	F	ØH
5-4	135	100	42	90	46	100	42
5-7	165	100	57	110	51	100	57
5-12	215	160	75	150	56	160	75
5-19	265	210	90	180	71	210	100
5-22	290	215	100	190	80	215	100
5-27	315	300	100	220	85	300	100
5-31	315	300	110	230	90	300	110
5-37	370	320	120	240	100	320	120
5-42	390	340	129	260	105	340	129
5-48	430	340	138	280	125	340	138
5-55	465	340	153	290	125	340	153

Figura 19: Catálogo de componentes de acuerdo al número de torones de 0.5" a usarse para un anclaje tipo SC 0.5 de VSL.

Fuente: VSL Strand Post-Tensioning Systems.

g) Obturador

Su función es sellar y aislar el bulbo de la longitud libre. Está constituido por un tapón de hule por el cual pasa el tubo de inyección (Figura 20). El obturador se infla con aire para lograr un sello adecuado, lo cual se puede complementar inyectando el tramo superior del bulbo.

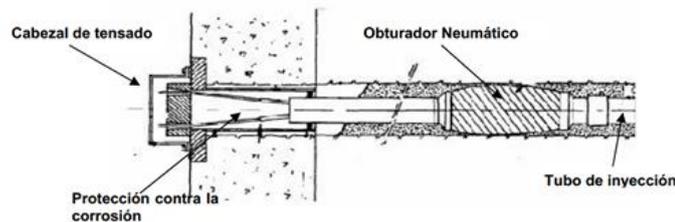


Figura 20: Detalle de obturador neumático.

Fuente: FHWA Tiebacks, D.E. Weatherby, 1982.

h) Tubo de inyección

Consiste en un tubo provisto de una serie de agujeros cubiertos por bandas de hule, el tubo de inyección se coloca en el centro del agujero de la vaina, la lechada de inyección sale a través de los agujeros con que dispone el tubo. Los cables se instalan alrededor del tubo de inyección (ver Figura 26), el cual abarca toda la longitud del anclaje (Figura 25).



Figura 21: Tubo de inyección de grout.

Fuente: Google Imágenes, n.d.

i) Vaina o funda de protección

Es un tubo internamente liso, comúnmente de PVC o HDPE (Figura 22), dentro del cual se alojan los cables, según se ilustra en la Figura 26. Esta funda comienza en la cabeza del anclaje y termina conectada firmemente al obturador; se rellena con lechada o grasa para evitar la corrosión de los cables de pretensar.



Figura 22: Vainas de protección de diferentes capacidades.

Fuente: Google Imágenes, n.d.

j) Separadores

Son placas circulares de material plástico con perforaciones circulares o sección tipo estrella (ver Figura 23 y Figura 26). Se colocan dentro de la funda de protección a distancias suficientes para evitar que los torones se toquen entre sí, o que toquen al tubo de inyección durante su manejo.

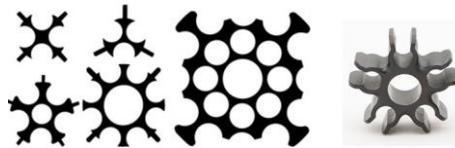


Figura 23: Separadores para diferentes cantidades de torones.

Fuente: Google Imágenes, n.d.

k) Centralizadores

Son accesorios de plástico que se instalan a lo largo de la longitud del bulbo y que se encargan de mantener al tendón de anclaje centrado, logrando así que se cumpla con el recubrimiento de grout especificado (ver Figura 24 y Figura 25).

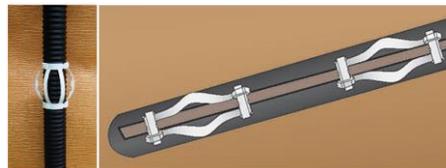


Figura 24: Centralizadores distribuidos en la longitud bulbo

Fuente: Google Imágenes, n.d.

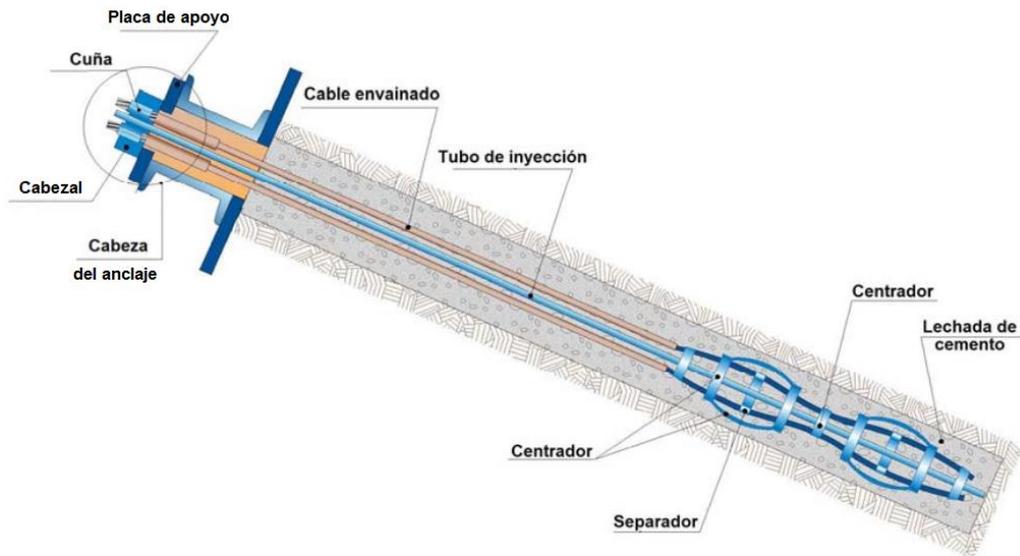


Figura 25: Esquema general del anclaje

Fuente: Google Imágenes, n.d.

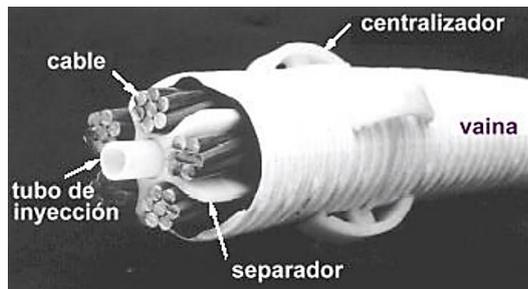


Figura 26: Imagen del tendón de anclaje y sus accesorios.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

2.4.2.3 Elementos de drenaje

A pesar de no ser común su uso en edificaciones puede ser necesario implementar algunos elementos de drenaje en muros expuestos a precipitaciones y nivel freático. Se tienen los siguientes elementos de drenaje.

a) Lloraderos

Consiste en un sistema de tubos de PVC, perforados y revestidos con geotextil permeable cuya función es la de permitir el alivio de posibles acumulaciones de agua detrás del muro. Ver Figura 27.

b) Canaletas

Se instalan paralelas al muro, sus dimensiones dependerán de un estudio hidrológico (en caso el muro sea permanente), sin embargo, si los anclajes son temporales quedará al criterio del contratista determinar el material y dimensiones de las canaletas (Ver Figura 27).

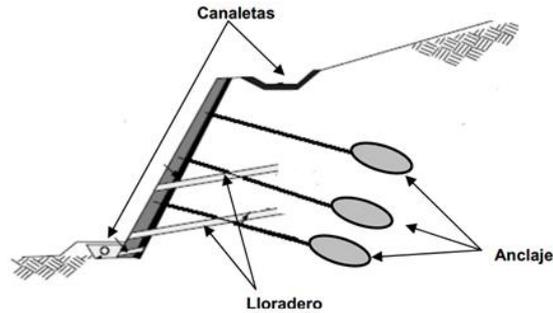


Figura 27: Obras de drenaje de un muro anclado.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

2.4.3 Características de los torones, bulbo y grout

2.4.3.1 Torones

En el Perú usualmente se trabaja con cables de acero de baja relajación grado 270, de siete hebras, las cuales vienen enrolladas longitudinalmente formando un torón. Presentan una resistencia última a la tracción de 270 ksi, lo que es equivalente a 1860 Mpa (18.97 kgf/cm^2). Aunque también se podría trabajar con barras de acero de alta resistencia (estas presentan algunas diferencias en sus accesorios), se prefieren los cables pues son fáciles de manipular, almacenar, se puede cortar la longitud que se desee y además que se pueden implementar sin empalmes (en caso de necesitarse longitudes grandes). Los diámetros típicos son de 0.5" y 0.6", los cables de presfuerzo deben cumplir con los requerimientos normados en ASTM A-416.



Figura 28: Torones de acero de presfuerzo.

Fuente: Google Imágenes, n.d.

2.4.3.2 Tipos de bulbo de anclaje

En la praxis se distinguen cuatro tipos de bulbo de anclaje, los cuales se diferencian por el tipo de inyección.

d) Bulbo inyectado a gravedad (tipo A)

Para este tipo de bulbo de anclaje se efectúa una perforación que luego se llena por gravedad con lechada de cemento, formándose así una longitud adherida cilíndrica sin expansión lateral del bulbo. Son instalados comúnmente en roca y depósitos de suelos cohesivos muy compactos a duros, para lo cual se usan perforadoras rotativas o máquinas tuneleras.

La resistencia del anclaje al arrancamiento dependerá de la resistencia al corte desarrollada en la interfase inyección-suelo.

e) Bulbo inyectado a presión (tipo B)

En este tipo de bulbo de anclaje la lechada se inyecta dentro de la zona de adherencia bajo presiones mayores a 0.35 Mpa (3.57 kgf/cm²). Con este método de inyectado a presión se incrementa la resistencia al arrancamiento, pues aumenta la tensión normal (es decir, la presión de confinamiento) en el bulbo como resultado de la compactación del material que lo rodea, además porque el diámetro efectivo del bulbo aumenta también.

La perforación se ejecuta normalmente usando un barrenador de vástago o técnicas rotatorias con tubos de encamisado (casing). Cuando el barrenador o la camisa se retiran, la lechada se inyecta dentro del agujero bajo presión.

Los anclajes inyectados a presión son más apropiados para suelos granulares gruesos y para roca débil fisurada. Este tipo de anclaje se usa también en suelos de granos finos no cohesivos.

f) Bulbo post-inyectado (tipo C)

Los bulbos de anclaje post-inyectados usan inyecciones múltiples retardadas para agrandar el cuerpo de la lechada cementicia, formada por inyecciones a gravedad. Las inyecciones se realizan con intervalos de 1 ó 2 días. El post-inyectado se realiza a través de un tubo de inyección sellado, instalado con el tendón, este tubo está equipado con válvulas de control en la zona de adherencia. Las válvulas de control permiten una inyección adicional bajo gran presión dentro de la lechada inicial que ya ha sido realizada. Esta lechada adicional fractura la 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 (U.T.N. F.R.B.A, Anclajes y Sistema de Anclajes, Pérez, 2004).

g) Bulbo de ensanches múltiples (tipo D)

El bulbo de ensanches múltiples consiste en una masa cementicia conformada por un número de ensanches acampanados o “underreams” (ver Figura 29). Este tipo de bulbo es recomendado para depósitos cohesivos de firmes a duros, sin embargo no es un método muy usado.

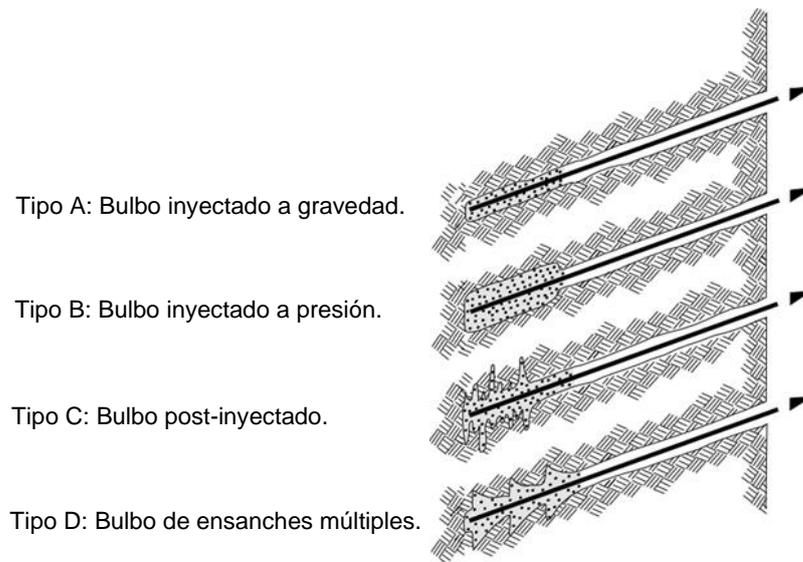


Figura 29: Principales tipos de bulbo de anclaje.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

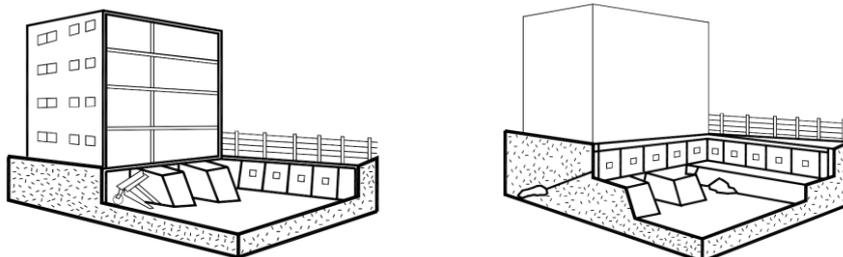
El bulbo inyectado a presión es el más usado Lima, por lo que las consideraciones posteriores se harán asumiendo el uso del bulbo inyectado (Tipo B).

2.4.3.3 Lechada de cemento (grout)

La lechada para el anclaje en suelo o roca está típicamente compuesta de cemento y agua, sin agregados. Sin embargo podría usarse una mezcla de cemento, agua y arena, esto en caso de que la perforación presente un diámetro grande. Se espera que la lechada alcance una resistencia mínima de 21 MPa al momento del tensado de los tendones (PTI, 2004), mezclas con relaciones de agua/cemento de 0.4 a 0.55 normalmente cumplen con este requisito.

2.4.4 Proceso constructivo

El proceso constructivo para un muro anclado conforma una secuencia cíclica, pues las actividades realizadas para un paño se repetirán para los paños adyacentes de los costados de manera intercalada, y una vez terminado un nivel (anillo), se repetirá el mismo proceso con los niveles inferiores.



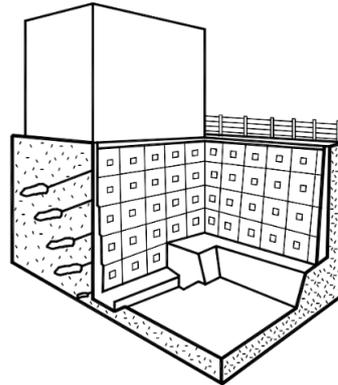


Figura 30: Vista general del proceso constructivo de los muros anclados para sótanos.

Fuente: www.erosion.com.co, Deslizamientos-Técnicas de remediación, Jaime Suárez.

A continuación se describen las actividades que conforman el proceso constructivo de un paño de muro anclado.

2.4.4.1 Excavación

Se realiza la excavación del suelo conformando banquetas intercaladas (ver Figura 31 y Figura 32) cuyas dimensiones son determinadas según diseño (normalmente entre 3 y 5 metros). Es recomendable realizar un pañeteo con lechada de cemento para evitar desmoronamientos.

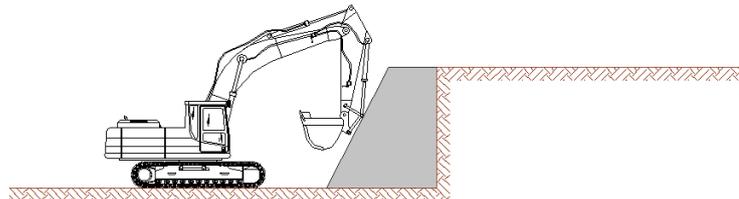


Figura 31: Proceso de excavación.

Fuente: Elaboración propia.

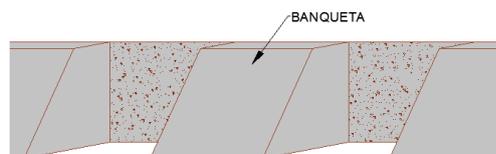


Figura 32: Conformación de banquetas intercaladas.

Fuente: Elaboración propia.

2.4.4.2 Perforación, colocación de cables e inyección

Con ayuda de la máquina perforadora y una compresora de aire (esto puede variar según el método de perforación y tecnología usada) se inserta progresivamente el barreno de perforación a un ángulo de inclinación y profundidad, determinados según diseño. El proceso de perforación es apoyado con la inserción a presión de aire, agua y/o espuma lubricante.

La perforación no debe afectar la integridad de las estructuras colindantes hacia el lado que se realiza, por lo que en el caso de suelos o rocas inestables es recomendado el encamisado de la cavidad (casing) con tubos que eviten el colapso del suelo dentro de la perforación.

Una vez se tenga terminada la perforación se inserta el conjunto de cables con sus respectivos accesorios (separadores, vaina de protección, tubo de inyección, etc.), luego se conecta el tubo de inyección a una bomba que impulsa la lechada de cemento y se procede con la inyección, conformándose así el bulbo de anclaje.

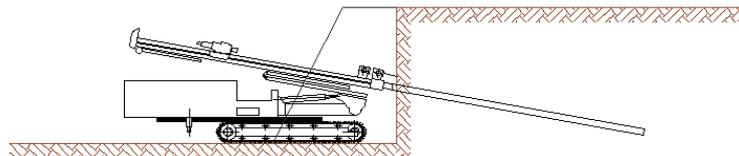


Figura 33: Perforación para el colocado de cables.

Fuente: Elaboración propia.

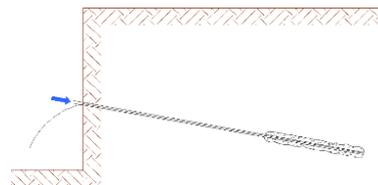


Figura 34: Inserción de cables e inyectado de la lechada de cemento.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 35: Instalación del tendón de anclaje, y vista de los equipos de inyección de lechada.

Fuente: Geotécnica S.A.C.

2.4.4.3 Armado del acero de refuerzo, encofrado y vaciado

Se procede con el armado del acero del paño, dejando siempre mechas de empalme para el nivel inferior y los costados, se encofra, apuntala y se procede con el vaciado del concreto.



Figura 36: Empalmes de acero con paños contiguos.
Fuente: Pilotes Terratest.

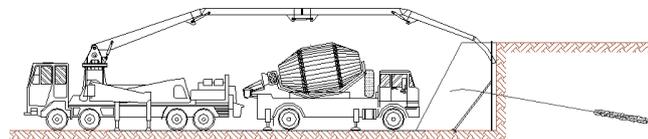


Figura 37: Vaciado de concreto en pantalla.
Fuente: Elaboración propia.

2.4.4.4 Tensado y ensayo de los anclajes

Se colocan la placa de apoyo, el cabezal, las cuñas, y con la ayuda de un gato hidráulico se provee la tensión especificada al anclaje. El anclaje queda asegurado con el acuñamiento, que es cuando las cuñas ocupan su respectivo espacio en la cabeza del anclaje, fijando así la fuerza en los torones.

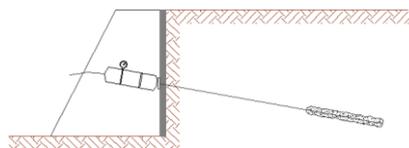


Figura 38: Tensado del anclaje.
Fuente: Elaboración propia.

Debido a que la fuerza de anclaje depende directamente de la elongación que experimentarán los cables, el tensado debe realizarse exclusivamente con un gato multi-torón, es decir, uno que pueda tensar todos los cables al mismo tiempo y proveerles la misma elongación.



Figura 39: Equipo de tensado (gato multi-torón)
Fuente: Google Imágenes, n.d.

Los anclajes serán ensayados de acuerdo a lo dispuesto por el PTI, proveyéndoles ciclos de carga y descarga por intervalos de tiempo determinados y fuerzas que irán variando en magnitud, registrándose las respectivas deformaciones generadas. Las cargas a las que será sometido cada anclaje en su ensayo variarán desde una carga mínima hasta valores que superan la fuerza de diseño (nunca se debe exceder el 80% de la resistencia última a la tracción).

Se distinguen dos tipos principales de ensayos para anclajes postensados:

- Ensayos de calificación o performance.
- Ensayos de recibimiento.

La finalidad de estos ensayos en los anclajes es principalmente la de verificar los siguientes puntos:

- Si los anclajes poseen suficiente capacidad de carga.
- Que la longitud libre del tendón haya sido establecida satisfactoriamente.
- La magnitud de los desplazamientos residuales.

Los resultados de estos ensayos permitirán determinar si el anclaje es aceptado o rechazado, o si se le debe hacer algún reajuste como implementar una fuerza menor a la especificada.

El tensado y/o ensayos deben ser realizados luego que el concreto del muro adquiera la resistencia suficiente para soportar los esfuerzos generados por la tensión de los anclajes, por lo que en casos particulares el tensado y/o ensayos deberán ser aplazados hasta que el muro adquiera la resistencia mínima especificada por el especialista.

El tensado y/o ensayo de un anclaje se llevará a cabo luego de que el concreto del bulbo alcance una resistencia a la compresión mínima de 21 MPa (PTI, 2004).



Figura 40: Ensayo del tendón de anclaje (equipos: gato hidráulico y micrómetros).

Fuente: Google Imágenes, n.d.

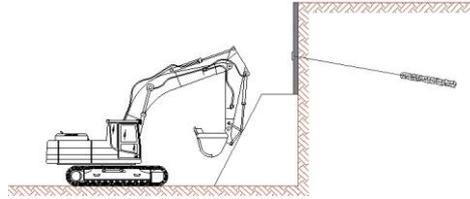


Figura 41: Se repite el ciclo para los niveles inferiores.

Fuente: Elaboración propia.

Como actividades adicionales en la secuencia constructiva se tiene a la instalación de los elementos de drenaje, sin embargo no son de uso universal en proyectos de muros anclados. En caso de necesitarse, se instalarán los lloraderos antes del vaciado del muro, dejándolos sobresaliendo un poco del ras del muro para evitar que sean tapados por el concreto. Las canaletas se instalarán a medida que se va bajando de nivel, y/o finalizado el total del muro.

2.4.5 Principios de análisis de muros anclados

2.4.5.1 Modos de falla de los muros anclados

Los diferentes parámetros necesarios para el análisis y diseño de un muro anclado están directamente relacionados con los modos de falla posibles que presenta el muro. Se deben considerar diferentes mecanismos de falla para poder determinar los parámetros que necesiten ser especificados. Estos mecanismos usualmente son provocados por la excesiva carga estática en un anclaje. Las excesivas cargas pueden deberse a:

- Tensión provista al anclaje durante su ensayo, o en el acuífamiento.
- Secuencia de excavación.
- Sobrecarga generada por materiales y/o equipos de construcción.
- Construcción de estructuras adyacentes.
- Combinación de estas causas.

Un mecanismo de falla puede involucrar al tendón, la masa de suelo, el bulbo de anclaje y a la estructura de retención (muro). Se han clasificado los mecanismos de falla en las categorías de locales y generalizadas, a continuación se describen estos mecanismos:

2.4.5.2 Mecanismos de falla local

a) Falla del tendón

Al proveerle la carga de tensionamiento al tendón se generan en éste esfuerzos de tracción. Ocurre la falla si la carga aplicada es mayor que la capacidad

estructural del tendón, para evitar esto se recomienda que la carga de diseño no exceda el 60 por ciento de la fuerza de rotura del acero del tendón (PTI, 2004).

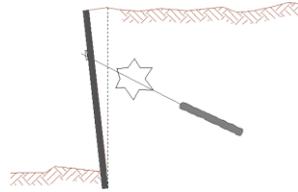


Figura 42: Falla del tendón.
Fuente: Elaboración propia.

b) Falla de la masa de suelo

Esta falla se debe a la insuficiente capacidad de soporte del suelo superficial y ocurre en los anclajes más superficiales. Si al proveerse la carga de anclaje esta supera la capacidad de soporte lateral del suelo, se produce un movimiento del suelo hacia arriba, seguido del arrancamiento del bulbo. Por esto se recomienda que la primera fila de anclajes (de arriba hacia abajo) se encuentre a una profundidad mayor a 4.5 metros (FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999) o mayor a 3 metros, medido desde el fondo de cimentación, en caso hubiera cimientos en el lado colindante donde se instalan los anclajes (NTE E.050-2018).

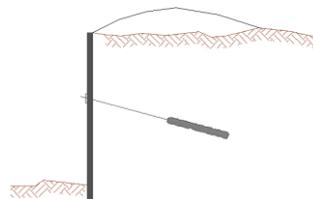


Figura 43: Falla de la masa de suelo.
Fuente: Elaboración propia.

c) Falla de la unión bulbo-suelo

Esta falla se da luego que los esfuerzos han sido transferidos a la interfase bulbo-suelo y cuando se ha superado la resistencia última de esta interfase, es así que ocurre el arrancamiento del bulbo.

Los anclajes movilizan una fuerza perimetral entre el bulbo y el suelo, la resistencia de esta interfase depende del esfuerzo normal, de la fricción y cohesión en el perímetro del bulbo. Para aumentar la resistencia entre el bulbo y el suelo se acostumbra aumentar el diámetro del bulbo o su longitud. Sin embargo, la experiencia muestra que el efecto de aumento de resistencia no ocurre para bulbos con longitudes superiores a 9 o 12 metros (FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999).

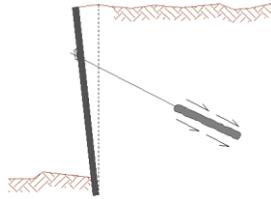


Figura 44: Falla de la unión bulbo-suelo.

Fuente: Elaboración propia.

d) Falla entre el tendón y la lechada

Consiste en el desplazamiento relativo entre la lechada y la porción del tendón que forma parte del bulbo. El mecanismo de falla de la unión entre el tendón y el grout incluye problemas de adherencia, fricción e integración mecánica entre el acero del cable y el grout. La norma ASTM A981 presenta un método estándar para evaluar la unión entre tendón y grout.

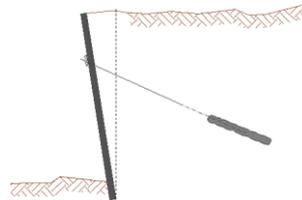


Figura 45: Falla entre el tendón y la lechada.

Fuente: Elaboración propia.

e) Falla de la estructura superficial o pantalla

La estructura superficial puede fallar por exceso de esfuerzos por flexión o cortante, incluso puede darse el caso de una falla por punzonamiento, todo esto debido a un mal dimensionamiento, mal cálculo geotécnico y/o insuficiente refuerzo de la estructura.

Usualmente en Lima los muros anclados no llevan una profundidad embebida debido al proceso constructivo, esto se debe tomar en cuenta al momento de verificar los modos de falla.

Debido a la ausencia de una profundidad embebida se puede dar el caso del vuelco del muro en la primera etapa de excavación, esto por falta de apuntalamiento previo al tensado de los anclajes.

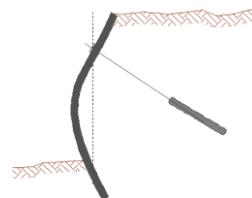


Figura 46: Falla del muro por flexión.

Fuente: Elaboración propia.

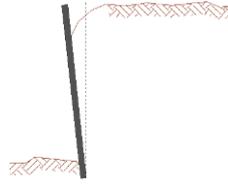


Figura 47: Rotación del muro por falta de apuntalamiento (antes del tensado de los primeros anclajes).

Fuente: Elaboración propia.

f) Falla progresiva

Se denomina falla o colapso progresivo a una falla local que se extiende en toda la estructura. Las previsiones tomadas durante el diseño hacen que este tipo de falla sea improbable, puesto que adicional a esto los anclajes se ensayan para controlar que lo que se construye refleje aquello que se planeó durante el diseño. La revisión de la estabilidad interna además del diseño de los componentes considerando márgenes o factores de seguridad en las etapas geotécnica y estructural, sumado todo esto a la realización de ensayos en los anclajes permite considerar la no ocurrencia de una falla interna y por lo tanto, tampoco una falla progresiva.

Existe sin embargo posibilidad de una falla interna en el caso que se presenten sobrecargas mayores a las consideradas en el diseño, o que no se haya considerado la presencia del nivel freático, lo que traería como consecuencia un aumento de las presiones sobre la pantalla, pudiendo esto conducir a la falla de la pantalla y/o los anclajes. Por lo anterior es que es importante un estudio prudente de los factores externos al proyecto.

Durante los ensayos se debe verificar que los anclajes soporten hasta 1.33 veces su carga de trabajo, esto pues en caso que un anclaje fallara se asume que la fuerza que soportaba se redistribuiría entre los anclajes vecinos.

El riesgo de colapso ante una falla progresiva en un sistema de muro anclado se da cuando el suelo presenta una baja capacidad para el arqueamiento y para redistribuir las cargas a los anclajes adyacentes.

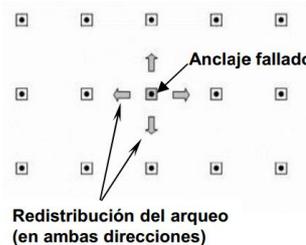


Figura 48: Esquema de redistribución de la flexión en el muro ante el fallo de un anclaje.

Fuente: Elaboración propia.

2.4.5.3 Mecanismos de falla generalizadas

Salvo por la falla por asentamiento, se mitigarán los riesgos de fallas generalizadas en el muro a través de los cálculos de estabilidad global, esto se desarrollará más adelante. A continuación se presentan los tipos de falla generalizadas que puede experimentar un muro anclado y los aspectos a tomar en cuenta.

a) Falla generalizada por deslizamiento

Para prevenir este modo de falla se deben efectuar análisis convencionales en la base de la estructura de retención, en estos análisis deben intervenir todas las fuerzas actuantes.

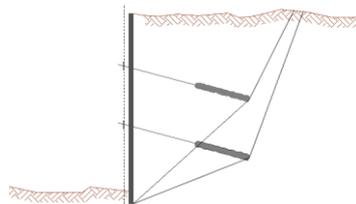


Figura 49: Superficies de falla externa a considerar en los análisis de estabilidad.

Fuente: Elaboración propia.

b) Falla rotacional generalizada

Se produce específicamente en la base de la excavación, es importante realizar un cálculo adecuado de las longitudes libres de los anclajes y sus fuerzas para evitar este tipo de falla.

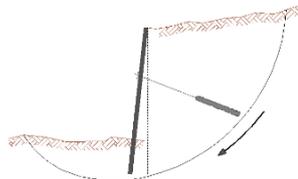


Figura 50: Falla por rotación generalizada.

Fuente: Elaboración propia.

c) Falla generalizada por volteo

En este caso se deben tomar en cuenta todas las fuerzas que actúan en el elemento de retención. Debe analizarse la posibilidad de que el volteo ocurra a diferentes profundidades, alrededor de uno o más puntos de giro.

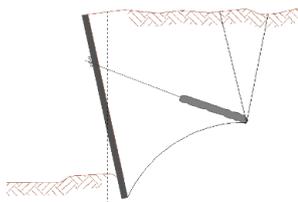


Figura 51: Falla generalizada por volteo.

Fuente: Elaboración propia.

d) Falla generalizada por asentamiento del muro

Esta falla se debe a la insuficiente capacidad axial del suelo. Esta verificación debe llevarse a cabo durante el diseño de las cimentaciones de la superestructura.

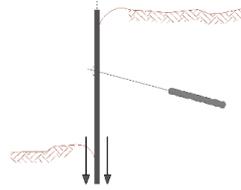


Figura 52: Falla generalizada por asentamiento.

Fuente: Elaboración propia.

Se debe prestar atención a los requerimientos particulares de cada proyecto, ya sean condiciones permanentes o temporales de anclaje, control estricto de deformaciones y demás, para evaluar las posibilidades de optimización del diseño. Será tarea del diseñador cumplir con estos requerimientos al proponer alguna solución (la selección de los detalles del anclaje es dejada normalmente al contratista).

2.4.5.4 Transferencia de los esfuerzos al suelo

El bulbo de adherencia es la parte del sistema de anclaje que transmite las fuerzas a la masa de suelo que se encuentra más allá de la superficie crítica de falla, estas fuerzas son transmitidas al suelo a través de esfuerzos de corte generados por la tensión aplicada al anclaje y la trabazón entre el bulbo y el suelo.

Considerando una distribución uniforme de esfuerzos en toda la longitud del bulbo, se puede encontrar la longitud necesaria que variará de acuerdo con el tipo de suelo en el cual se emplace el bulbo. Existen formulaciones que consideran una capacidad promedio del bulbo en función de su geometría, sin embargo esto viene a ser solo una simplificación ya que la verdadera distribución de esfuerzos sobre el bulbo no obedece un patrón lineal.

Ensayos realizados demuestran que inicialmente los incrementos de carga de presfuerzo son resistidos por el extremo inicial del bulbo como se muestra en la Figura 53.

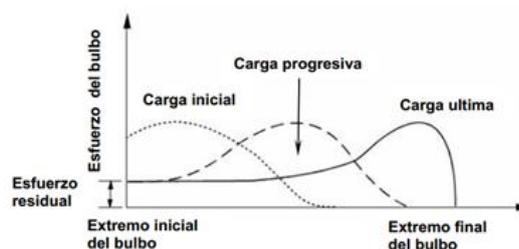


Figura 53: Movilización de los esfuerzos dentro del bulbo de anclaje debido a la tensión.

Fuente: FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999.

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

Adicionalmente se tienen los resultados de estudios experimentales donde pudo representarse la distribución de los esfuerzos en el anclaje (ver Figura 54), demostrando principalmente que la carga en el anclaje no es uniforme (U.T.N. F.R.B.A, Anclajes y Sistema de Anclajes, Pérez, 2004).

Analizando el gráfico se puede ver que la característica fundamental de la curva es la disminución rápida de la carga a lo largo de la raíz hacia el final del anclaje.

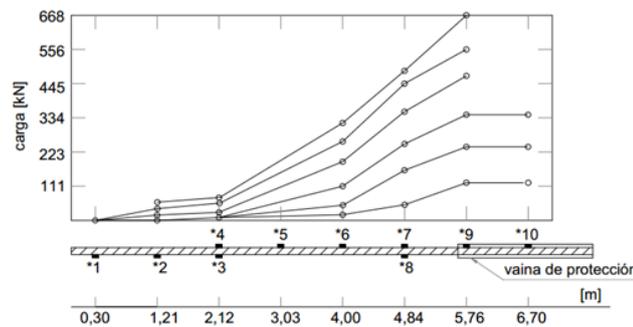


Figura 54: Distribución de los esfuerzos en los anclajes durante un ensayo de arrancamiento.

Fuente: U.T.N. F.R.B.A, Anclajes y Sistema de Anclajes, Pérez, 2004.

En un depósito de suelo dado la capacidad real del bulbo obtenida en campo dependerá, además de la longitud total del bulbo, del método de barrenado incluyendo la calidad de lavado del barreno y el período de tiempo que la perforación se deja abierta, del diámetro del barreno, del método de inyección y de la presión utilizada para la inyección.

2.4.5.5 Cargas actuantes en los muros anclados

Las cargas que soporta un muro anclado se clasifican de la siguiente manera:

a) Cargas laterales

Las cargas laterales que soporta un muro anclado son, la presión ejercida por la masa de suelo, presión hidrostática, presión por flujo de agua, presiones inducidas por cargas verticales adyacentes, presiones inducidas por sismo, presiones inducidas por sobrecargas y las componentes horizontales de las fuerzas en los anclajes. Las cargas laterales serán predominantes a la hora del diseño del muro,

es así que valores importantes como las fuerzas en los anclajes, longitud del bulbo de anclaje, espesor de la pantalla, etc., dependen directamente de las cargas laterales.

b) Cargas verticales

Las cargas verticales en un muro anclado incluyen las componentes verticales de las fuerzas de anclaje, peso muerto del muro y sus accesorios. Existen otras cargas cuya evaluación resulta compleja, estas son:

- Cargas verticales externas transferidas al suelo retenido
- Fricción negativa resultante del asentamiento relativo de la masa de suelo respecto del muro.

Los métodos recomendados de diseño asumen que todas las cargas verticales externas sobre el muro son resistidas por la fricción entre el suelo y muro, más la reacción en el extremo de éste; por esto el diseño se enfocará más en los efectos generados por las cargas horizontales.

c) Cargas dinámicas

Son las generadas por los movimientos sísmicos. La vibración del suelo induce cargas de consideración sobre el muro anclado, por esto serán incluidas en los análisis a través de simplificaciones planteadas por el método de Mononobe-Okabe.

2.4.6 Etapas de diseño de un muro anclado

El desarrollo conceptual de un proyecto de muros anclados contempla diferentes etapas interdependientes en las cuales se irán determinando valores y/o parámetros que se usarán directamente para el detallado del proyecto (planos y/o especificaciones técnicas), o que servirán como datos de entrada para la siguiente etapa, por lo que será muy importante un trabajo coordinado.

En el presente trabajo, el diseño de un muro anclado se dividirá en tres fases:

2.4.6.1 Etapa de diseño geotécnico

Es la primera etapa de diseño del proyecto, se obtendrán datos como el espaciamiento entre anclajes, ángulo de inclinación de los anclajes, longitudes de los cables, longitudes de bulbos de anclaje y fuerzas de tensión. Se determinarán también las fuerzas de tensando. Para esto se evaluarán las presiones en condiciones estáticas y pseudo-estáticas, se evaluará también la estabilidad

interna y externa, todo esto para obtener un sistema de contención adecuado que soporte las cargas impuestas y provea de estabilidad al talud.

Se requerirán como datos de entrada los estudios de suelo correspondientes (densidad del suelo, ángulo de fricción interna, estratigrafía, nivel freático, etc.), ubicación de la excavación, sobrecargas, consideraciones referidas al tiempo de permanencia de los anclajes, sensibilidad de las estructuras colindantes a las deformaciones del suelo, etc. Es importante mencionar que la información recopilada y los alcances de los estudios deben ser acordes a los requerimientos del cliente, es decir, abarcar solo aquello que se necesite.

2.4.6.2 Etapa de diseño estructural

Una vez terminado el diseño geotécnico se pasará a la siguiente etapa que es el diseño estructural, para esto se usará la información referida a las cargas, disposición geométrica del muro y los anclajes (obtenidas en la etapa previa).

Se construirán diferentes modelos matemáticos que representarán a la estructura del muro, como también las diferentes etapas constructivas, luego se realizarán los análisis para los diferentes casos de carga, de esta manera se obtendrán valores de fuerzas cortantes y momentos flectores. Para el diseño de los elementos se deberán realizar cálculos específicos como la verificación por punzonamiento de la pantalla, verificación por aplastamiento del concreto, determinación del espesor de la plancha; finalmente se tendrá como resultados a la geometría de los elementos y la distribución del acero de refuerzo, también se realizará el cálculo de las elongaciones en los tendones, necesarias para el tensado en obra.

2.4.6.3 Etapa de selección de accesorios y protección contra la corrosión

Esta etapa corresponde a la selección de los componentes de los anclajes, necesarios para el correcto funcionamiento de estos y del sistema, dichos componentes deberán también proteger a los anclajes del intemperismo y la corrosión. Se tienen así accesorios de uso obligatorio como son el caso de los centralizadores, espaciadores, trompetas, vainas, grout, etc., estos deben ser seleccionados y/o espaciados en función del tipo de anclaje, número de torones y sus dimensiones. También, si el proyecto lo demanda se deberán usar algunos accesorios y tipos de anclaje especiales para condiciones particulares como la propensión a la corrosión o la necesidad de un sistema de drenaje.

2.5 LABORES DE INVESTIGACIÓN DEL TERRENO

Las labores de investigación son necesarias para evaluar técnica y económicamente la implementación de un muro anclado, pues a partir de estas labores se determinarán parámetros y consideraciones necesarias para el diseño, construcción, y en el peor de los casos la no factibilidad del sistema de muros anclados. Como referencia, se seguirán los lineamientos, disposiciones y criterios presentados por el PTI y el FHWA.

Las labores de investigación deben incluir, el reconocimiento de campo, ensayos in-situ y ensayos de laboratorio. Es indispensable conocer las propiedades y comportamiento del suelo, ya que éste proveerá la carga y el soporte para el sistema. La extensión de la investigación y ensayos deben ser consistentes con los objetivos del proyecto, es decir, si se desea implementar un muro anclado temporal o permanente, en qué ubicación se plantea implementarlo, la facilidad constructiva, desempeño de la estructura y el impacto ambiental.

2.5.1 Reconocimiento de campo

Es necesaria la visita al área donde se planea implementar el sistema, no solo para recolectar información útil para el diseño, sino también para planificar adecuadamente la construcción. Antes de empezar con el trabajo constructivo es necesario verificar si se cuenta con las facilidades suficientes para la instalación de los anclajes, es así que el reconocimiento de campo permite verificar estos requerimientos, además de identificar problemas y/o prever soluciones.

La información recolectada en las visitas de campo debiera incluir lo siguiente:

- Registro fotográfico y filmográfico.
- Topografía de la zona, incluyendo terrenos adyacentes.
- Identificación y ubicación de las estructuras o elementos críticos.
- Drenaje y recorrido de las aguas pluviales u otras, patrones geológicos, accidentes geográficos, excavaciones existentes, evidencias de asentamientos.
- Condiciones de acceso a la zona para las labores de investigación y construcción, además del comportamiento del tráfico peatonal y/o vehicular.
- Áreas de potencial inestabilidad como depósitos de suelo orgánico o suelos débiles, terrenos empinados proclives al deslizamiento, rocas inmersas en el suelo, áreas con alto nivel freático, etc.

- Condiciones de las estructuras existentes sobre y bajo el nivel del suelo (identificar daños visibles, corrosión, etc.).
- Disponibilidad del sustrato para implementar el sistema del muro anclado (ya que en muchos casos las perforaciones se realizan en propiedades de terceros).

2.5.2 Investigación del suelo

Los sondeos del sustrato son realizados con el fin de obtener información de la estratigrafía, condiciones del nivel freático y muestras de suelo (alteradas y/o no alteradas) para los ensayos de laboratorio, se realizan principalmente a través de perforaciones practicadas en ensayos como Penetración Estándar y/o Cono de Penetración. Las perforaciones deben permitir la exploración del suelo donde se ubicarán los bulbos de anclaje, por lo que deben ubicarse puntos de sondeo a una distancia de por lo menos 1.5 m más allá del emplazamiento del bulbo, esto para verificar la existencia, o no existencia, de alguna formación geológica, y que no hayan estratos subyacentes que puedan afectar perjudicialmente al emplazamiento del muro.

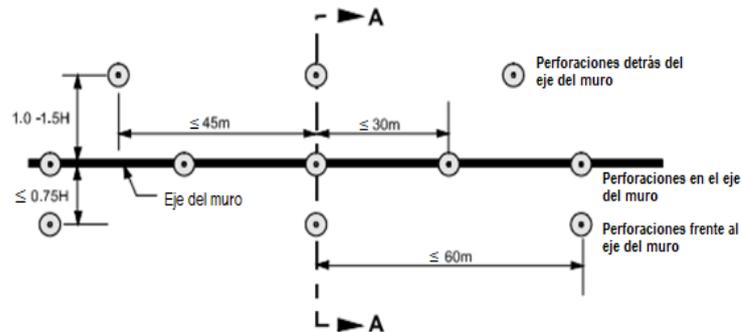
El informe geotécnico debe incluir la interpretación del modo de deposición del suelo, ya que en función de esto se tendría conocimiento de la variabilidad vertical y horizontal de los estratos, y por consiguiente de las condiciones de perforación y grouting para los anclajes.

Los puntos de sondeo deben espaciarse a intervalos regulares, siguiendo la línea de emplazamiento del muro, detrás y en frente de ésta. Espaciamientos típicos para las perforaciones van desde los 15m hasta los 30m. Deben ubicarse también puntos de sondeo hacia los extremos de la línea de emplazamiento del muro, de forma colineal, de esta manera se puede tener suficiente información para interpolar la estratigrafía del suelo (ver Figura 55).

Las perforaciones en la línea de emplazamiento del muro, y detrás de ésta, deben llegar a una profundidad de al menos el doble de la altura del muro. Las perforaciones a realizarse frente a la línea de emplazamiento deberán llegar a una profundidad igual a por lo menos la altura del muro (ver Figura 56).

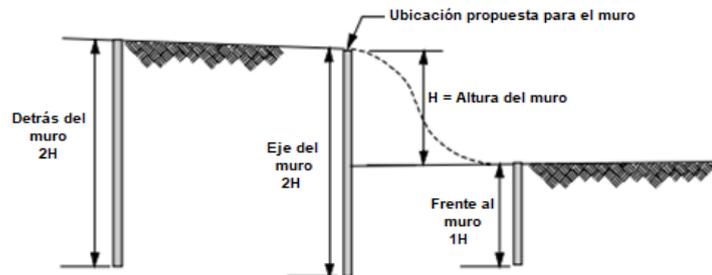
Las perforaciones deberán profundizarse más si es que hasta las profundidades propuestas se presenta un suelo blando, débil, con tendencia al colapso o potencialmente licuable, en dichos casos se deberá buscar llegar a un estrato más firme. La FHWA recomienda una distribución de perforaciones para el sondeo del suelo de acuerdo a lo mostrado en la Figura 55 y Figura 56. En general, debe

preverse la necesidad de sondeos adicionales, pues se debe contar con información suficiente para poder caracterizar la geometría de las posibles superficies de falla del suelo.



Vista en Planta

Figura 55: Esquema de distribución de puntos de sondeo en el suelo.
Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.



Sección A-A

Figura 56: Esquema de profundidades mínimas de sondeo.
Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

Se recomienda que las muestras de suelo sean obtenidas a un intervalo regular de 1.5 m y en cada cambio significativo de estrato. Es común la aplicación del ensayo de Penetración Estándar (SPT) (ASTM D1586) en diversas variedades de suelo, para suelos cohesivos este mismo ensayo pero con tubos de pared delgada (ASTM D1587) y/o ensayos de Cono de Penetración (CPT) (ASTM D3441) para obtener un perfil estratigráfico más fino. El propósito de estos ensayos es obtener:

- El perfil estratigráfico, con el espesor de cada estrato.
- Profundidad de la napa freática.
- Clasificación de suelos (gradación, contenido de humedad, límites de Atterberg, índice líquido).
- Resistencia al corte y compresión.
- Peso específico y densidad relativa.
- Permeabilidad.
- Agresividad del suelo y del agua (en caso de haber nivel freático).

- Determinar la presencia de corrientes eléctricas presentes en el suelo.

Las muestras de suelo deberán ser preservadas y puestas a disposición del diseñador y constructor para su inspección e interpretación.

- * *Para mayor detalle consultar en FHWA-NHI-01-031 (2002) y AASHTO.*

2.5.2.1 Estratigrafía

La estratigrafía permitirá tener una idea clara del suelo donde se instalarán los anclajes, de esta manera se podrá determinar el método de perforación adecuado y la longitud del bulbo. Por lo que es necesario contar con un perfil estratigráfico bien definido, para esto, aparte de realizar la clasificación de los suelos de cada estrato, se debe medir los espesores de cada uno de estos. Es necesario identificar también las siguientes situaciones que podrían afectar perjudicialmente el diseño y construcción del muro:

- Arenas y limos sin cohesión, que tienden a desmoronarse cuando se encuentran expuestos, en especial si hay nivel freático presente, pues podría haber riesgo de licuefacción o densificación inducida por vibración.
- Suelo débil, propenso al deslizamiento.
- Suelos altamente compresibles, como arcillas de gran plasticidad o suelo orgánico, que son susceptibles a deformaciones a largo plazo (creep, por ejemplo).
- Obstrucciones como rocas o estratos cementados, los cuales afectarían a la perforación e instalación de los elementos del muro anclado.

2.5.2.2 Nivel freático

Es necesaria la evaluación de la napa freática pues la presencia de agua afectaría la estabilidad del sistema generando presiones laterales adicionales sobre el muro y empujes verticales en las estructuras, llegándose con todo esto a la necesidad del uso de sistemas de drenaje, especificaciones de impermeabilidad para los anclajes, requerimientos adicionales contra la corrosión y procesos constructivos especiales. En caso que el proyecto presente nivel freático, se deberá como mínimo, medir o atender los siguientes puntos:

- Máximo y mínimo promedio del nivel freático.
- Agresividad corrosiva del agua.
- Necesidad de desfogue del agua y/o métodos especiales de perforación y grouting para los anclajes.
- Potencial de licuefacción para suelos no cohesivos.

El nivel freático es normalmente obtenido en base a observaciones durante los sondeos, sin embargo, para mediciones más precisas se recomienda usar piezómetros o pozos de observación. El nivel del agua debe ser medido durante un periodo de tiempo que permita registrar las posibles fluctuaciones de éste.

2.5.3 Ensayos in-situ

Existen diversos métodos de sondeo in-situ, de los cuales a través de correlaciones se pueden obtener los diversos parámetros del suelo. Entre estos ensayos se tienen los siguientes (se muestra entre paréntesis, para algunos, el informe correspondiente de la FHWA referido al uso de la técnica de sondeo):

- Penetración estándar (SPT), ASTM D1586.
- Cono de penetración (CPT), ASTM D3441 (revisar FHWA-SA-91-043, 1992).
- Veleta de corte (FVT), ASTM D2573.
- Presurómetro (PMT), ASTM D4719 (revisar FHWA-IP-89-008, 1989).
- Dilatómetro de plato plano (DMT) (revisar FHWA-SA-91-044, 1992).

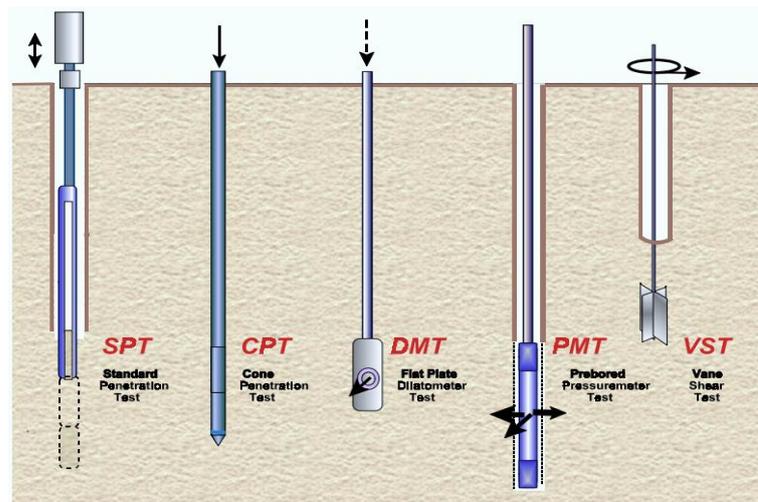


Figura 57: Tipos de ensayo para sondeos in-situ.

Fuente: FHWA, NHI-01-031, Mayne y otros, 2002.

Se muestra a continuación una tabla de resumen donde se muestran los casos en que cada ensayo sería aplicado:

Tabla 1: Resumen de ensayos in-situ y casos de aplicación.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999.*

Tipo de ensayo	Recomendado para	No recomendado para	Propiedades que pueden ser estimadas
SPT	Arenas	Arcillas blandas a firmes, grava	Estratigrafía, resistencia, densidad relativa
CPT	Arenas, limos y arcillas	Grava	Evaluación continua de la estratigrafía, resistencia de arenas, resistencia al corte no drenado para arcillas, densidad relativa, esfuerzos in-situ, presión de poros
FVT	Arcillas blandas a medias	Arena y grava	Resistencia al corte no drenado
PMT	Roca blanda, arena densa, arcilla no sensible, grava y till	Arcillas blandas y sensibles, limos sueltos y arenas	Resistencia, K_0 , OCR, esfuerzos in-situ, compresibilidad, conductividad hidráulica, módulo de corte elástico
DMT	Arenas y arcillas	Grava	Tipo de suelo, K_0 , OCR, resistencia al corte no drenado, módulo de elasticidad

El ensayo SPT es el más común en la evaluación de suelos no cohesivos para proyectos de muros anclados (además de ser uno de los más difundidos en el Perú) por lo que se hablará brevemente sobre las correlaciones de este método. El parámetro N , que viene a ser el número de golpes necesarios para introducir el toma-muestras dentro del estrato a analizar, permite estimar la densidad relativa y la resistencia al corte en suelos arenosos. Para suelos no cohesivos, un valor de N menor que 10 indica que el suelo no es adecuado para la instalación de anclajes. Para suelos cohesivos, se puede usar el parámetro N para evaluar la consistencia del estrato, mas no es muy confiable para la determinación de la resistencia al corte.



Figura 58: Ensayo SPT.

Fuente: *lvm.cl*

Tabla 2: Densidad y consistencia de suelos en base a los resultados del ensayo SPT.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

Suelos cohesivos		Suelos no cohesivos	
Densidad relativa	Número de golpes SPT N/300 mm	Consistencia	Número de golpes SPT N/300 mm
Muy suelta	0 - 4	Muy blanda	0 - 1
Suelta	5 - 10	Blanda	2 - 4
Media	11 - 24	Media	5 - 8
Densa	25 - 50	Rígida	9 - 15
Muy densa	> 51	Muy rígida	16 - 30
		Dura	31 - 60
		Muy dura	> 61

2.5.4 Ensayos de laboratorio

Las muestras de suelo obtenidas en los sondeos servirán para obtener propiedades específicas del suelo, necesarias para el diseño del sistema del muro anclado. Los ensayos a llevarse a cabo siguen las especificaciones establecidas por la ASTM y AASHTO.

2.5.4.1 Clasificación de suelo

Todas las muestras tomadas deberán ser visualmente identificadas de acuerdo a ASTM D2488 y ASTM D2487. Los datos necesarios para la clasificación del suelo servirán finalmente para obtener los parámetros de diseño. Se deberán determinar el peso específico, contenido de humedad (ASTM D2216), gradación y límites de Atterberg (ASTM D4318; AASHTO T89, T90). La presencia de material orgánico deberá ser determinada por inspección visual o de acuerdo a ASTM D2974. Los resultados del análisis granulométrico (ASTM D422, AASHTO T88) pueden ser usados para determinar el método de perforación y grouting adecuado para el suelo analizado, y para identificar suelos potencialmente licuables.

2.5.4.2 Resistencia al corte

Para evaluar este parámetro se puede aplicar alguno de los siguientes ensayos:

- Compresión no confinada (ASTM D2166, AASHTO T208).
- Corte directo (ASTM D3080, AASHTO T236).
- Compresión triaxial (ASTM D4767, AASHTO T234).

Para el caso de anclajes permanentes en suelos cohesivos, es necesario obtener los parámetros de resistencia drenada y no drenada, además que en el diseño se debe considerar las situaciones de corto plazo y largo plazo.

Para suelos no cohesivos se puede aplicar el ensayo de corte directo, o el de compresión triaxial para determinar la resistencia drenada al corte, sin embargo dicho parámetro, para el caso de suelos no cohesivos, es usualmente determinado en base a los resultados de ensayos in-situ (SPT o CPT) y las correlaciones existentes.

2.5.4.3 Consolidación

Los análisis de asentamientos no son usuales en muros anclados construidos en suelos rígidos ni en suelos no cohesivos, sin embargo, deberían ser realizados para estructuras emplazadas en suelos compresibles sujetos a variación del nivel freático (durante la construcción y/o al largo plazo). Los asentamientos excesivos en estas condiciones pudieran ser perjudiciales para las estructuras colindantes, además que resultarían a largo plazo en movimientos laterales que pudieran exceder los límites permisibles.

Para realizar un análisis de asentamientos son necesarios los resultados del ensayo de consolidación unidimensional (ASTM D2435, AASHTO T216).

2.5.4.4 Agresividad corrosiva

Para evaluar la agresividad corrosiva del suelo se aplicarán estos ensayos:

- PH (ASTM G51; AASHTO T289).
- Resistividad eléctrica (ASTM G57, AASHTO T288).
- Contenido de cloruros (ASTM D512, AASHTO T291).
- Contenido de sulfatos (ASTM D516, AASHTO T290).

Se determinará en función a los resultados de estos análisis si un suelo se cataloga como agresivo o no agresivo, esto será tratado en 2.8.

2.6 DISEÑO GEOTÉCNICO

Se desarrollará el diseño geotécnico aplicando una metodología simplificada, más el método de presiones dependientes en el 0

2.7 DISEÑO ESTRUCTURAL

En este capítulo se abordará el diseño del sistema del muro anclado desde la perspectiva estructural, se seguirá la filosofía del diseño por resistencia estableciéndose factores de amplificación, factores de reducción de resistencia y combinaciones de carga. Debido a la naturaleza de este tipo de proyectos será necesario realizar algunos análisis por etapas constructivas, así verificar el

dimensionamiento de los componentes y obtener las cuantías de refuerzo necesarias. Es así que se tomarán las consideraciones generales y resultados del diseño geotécnico, adicionándose consideraciones y análisis correspondientes netamente a la etapa estructural, con ello se procederá a diseñar los elementos del sistema del muro anclado: pantalla, plancha de apoyo, anclajes.

Finalizada esta fase de diseño se tendrán como resultado valores de cuantías, resistencia de los materiales, longitudes, diámetros, espesores, etc., todo esto será expresado en el detallado del proyecto, el cual se complementará con las consideraciones determinadas en el diseño geotécnico y con el sistema de protección contra la corrosión que se escoja.

2.7.1 Cargas de diseño

Las cargas a considerar para la etapa del cálculo estructural serán aquellas que sirvan para el diseño de la pantalla, diseño de la plancha de apoyo y el cálculo de elongaciones de los tendones.

Se tomarán las cargas evaluadas en la etapa del diseño geotécnico (fuerzas en los anclajes, presiones de suelo, presiones por sobrecarga, presiones en caso de sismo) y se realizará el respectivo análisis considerando los factores de amplificación carga y reducción de resistencia correspondientes.

Para el análisis de la pantalla debe considerarse cada etapa constructiva, es decir, realizar el modelamiento matemático por cada nivel de excavación que se vaya profundizando. De esta manera se tendrán diferentes distribuciones de carga para las etapas durante la presencia de los anclajes y luego de la desactivación de estos.

Para el momento en que se desactiven los anclajes se tendrá una distribución convencional de presiones de suelo sobre la pantalla, por lo cual las cargas podrán ser halladas usando las teorías de Rankine o Coulomb.

Es importante considerar aquellas cargas que generen los casos más críticos, siendo uno de estos el caso de las cargas de prueba, las cuales pudieran alcanzar un valor de hasta 80% del F_{pu} , y el caso de sismo; también será necesario evaluar el efecto de las cargas de tensado inmediatas, es decir, antes de que ocurran las pérdidas a largo plazo. La verificación por punzonamiento de la pantalla, así como el diseño de la plancha de apoyo se verán gobernados por estos casos críticos.

Se calcularán adicionalmente las pérdidas de presfuerzo y las correspondientes elongaciones a las que deben ser sometidos los tendones de anclaje, esto servirá para la ejecución de los anclajes en obra.

2.7.2 Combinaciones de carga

Se tomarán los factores de amplificación propuestos por la NTE.060 para el diseño de la pantalla, y los del AISC 360 para el diseño de la plancha de apoyo (concordante con la NTE.090).

De acuerdo a lo indicado en 0, para la carga de sismo se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para el diseño del acero del muro y la plancha de apoyo (elementos de falla dúctil), considerar un $k_h = A/2$.
- Para la verificación por punzonamiento, considerar un $k_h = A$ (debido a que se presenta una falla frágil).

k_h : Coeficiente sísmico horizontal.

A : Máxima aceleración horizontal del suelo/ g .

2.7.2.1 Para la pantalla (concreto armado)

Para el diseño de elementos de concreto armado se tienen las siguientes combinaciones de carga:

$$1.4D + 1.7(L + E_s)$$

$$1.25(D + L) \pm S'$$

Donde

D : Carga muerta.

L : Carga viva.

S' : Carga sísmica.

E_s : Empuje de suelo.

En los muros anclados las cargas vivas y muertas actúan como sobrecargas por lo que se convierten a presión de suelo " E_s ". La carga de sismo es analizada en una sola dirección por lo que las combinaciones de diseño se reducen a las siguientes:

$$1.7E_s \quad \text{y} \quad 1.25E_s + S'$$

2.7.2.2 Para la plancha de apoyo (metálica):

Para el diseño de elementos de acero estructural, se tienen las siguientes combinaciones de carga:

$$1.2D + 1.6(L + E_s)$$

$$1.2D + L + S'$$

$$0.9D + 1.6E_s + S'$$

Como ya se había mencionado, las cargas vivas y muertas se convierten a presión de suelo " E_s ", y la carga de sismo es analizada en una sola dirección, así que las combinaciones de diseño se reducen a la siguiente:

$$1.6E_s + S'$$

2.7.3 Factores de reducción de resistencia

Para el diseño de la pantalla de concreto armado se tomarán los factores de reducción de resistencia dispuestos por la NTE E.060:

Flexión (ϕ)	0.90
Cortante (ϕ_c)	0.85
Aplastamiento (ϕ_a)	0.70

Para el acero de la plancha de apoyo, de acuerdo a la AISC 360, se usará:

Flexión (ϕ)	0.90
--------------------	------

2.7.4 Detalles para el armado del refuerzo

2.7.4.1 Recubrimientos para el refuerzo

De acuerdo a la norma NTE.E060, para losas con barras de 3/4" o mayores el recubrimiento libre para losas en contacto con el suelo debe ser de 5cm, y 4cm para losas con barras de 5/8" y menores; para concreto no expuesto al suelo ni al intemperismo, para barras de 1 3/8" y menores, el recubrimiento libre será de 2cm.

De manera general, las varillas empleadas en muros anclados son usualmente menores o iguales a un diámetro de 5/8".

2.7.4.2 Longitud de desarrollo

Es usual el empleo de bastones de refuerzo adicionales debido a solicitaciones por momentos flectores negativos, para esto la NTE.E060 indica que es necesario prolongar el refuerzo una longitud igual a:

El mayor de: d , $12d_b$, $l_n/16$

Donde

d	:	Peralte efectivo.
d_b	:	Diámetro de la varilla.
l_n	:	Luz libre entre cara de apoyos.

2.7.4.3 Longitud de empalme

Ya que el proceso constructivo por etapas implica que se tenga que trabajar con longitudes limitadas de refuerzo, será necesario aplicar empalmes por traslape en aquellas varillas que requieran prolongarse de un paño de muro a otro. Se

presentan dos casos para el cálculo de la longitud de empalme, serán calculados en base a lo especificado por NTE.E060.

a) Longitud de empalme para barras a tracción

En general, se empalmará toda el área de acero requerido en la zona de traslape, a lo cual le corresponde un empalme clase B (ver cap.12.15 de NTE.E.060), por lo tanto la longitud de empalme se calcula de la siguiente manera:

$$L_{empalme\ a\ tracción} = 1.3 \times \left(\frac{f_y \cdot \Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \lambda}{8.2 \sqrt{f'_c}} \right) \times d_b$$

$$L_{empalme\ a\ tracción} \geq 30cm$$

Donde

Ψ_t, Ψ_e, λ : Factores de modificación (ver Tabla 3).

Tabla 3: Factores de modificación para la longitud de empalme de barras a tracción.

Fuente: NTE.E060-2009.

Factor	Condiciones	Valor
Ψ_t	Barras superiores.*	1,3
	Otras barras.	1,0
Ψ_e	Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que $3d_b$ o espaciamiento libre menor que $6 d_b$.	1,5
	Otras barras o alambres con tratamiento superficial epóxico.	1,2
	Barras sin tratamiento superficial	1,0
Ψ_s	Barras de $3/4"$ y menores.	0,8
	Barras mayores de $3/4"$.	1,0
λ	Concreto liviano.	1,3
	Concreto de peso normal.	1,0

El producto: $\Psi_t \Psi_s$ no necesita considerarse mayor que 1,7

* Se consideran barras superiores aquellas que tienen 300 mm o más de concreto fresco por debajo de ellas.

b) Longitud de empalme para barras a compresión

El cálculo de la longitud de empalme por traslape de barras a compresión se realiza de acuerdo a lo indicado por NTE.E060. Considerando que f'_c es mayor que $21MPa$ y que f_y no es mayor que $420MPa$, se tendrá lo siguiente:

$$L_{empalme\ a\ compresión} = 0.0073 f_y d_b$$

$$L_{empalme\ a\ compresión} \geq 30cm$$

2.7.4.4 Espaciamiento máximo en varillas de refuerzo

De acuerdo a NTE.E060, el refuerzo vertical y horizontal no se colocará a un espaciamiento mayor que tres veces el espesor del muro ni mayor que $40cm$.

2.7.4.5 Refuerzo mínimo

De acuerdo con NTE.E060 se tienen las siguientes indicaciones para el refuerzo en el muro:

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que **0.0020**
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que **0.0015**

2.7.5 Análisis y diseño de elementos

El análisis y diseño de cada elemento será llevado a cabo teniendo presente su comportamiento durante cada proceso constructivo y las solicitaciones a las que se encuentre sometido. En el caso de los tendones, el diseño estructural de estos corresponde netamente a un cálculo de pérdidas de presfuerzo y elongaciones, necesarios para obtener las fuerzas de tensado para obra. El diseño estructural de los tendones se basa en las fuerzas de diseño calculadas en la etapa geotécnica.

2.7.5.1 Etapas constructivas y su modelado

El muro anclado presentará diferentes comportamientos estructurales. El primer caso consiste en el primer paño del muro el cual soportará la presión del suelo más la fuerza de anclaje, el segundo caso corresponde a la etapa en que se vacían los tramos horizontales contiguos al primer paño, esta situación se repetirá en cada nivel que se vaya avanzando, aumentando la presión de suelo con la profundidad, e implementándose más anclajes a medida que se va bajando de nivel, teniéndose así diferentes modelamientos por realizar. Por propósitos prácticos se modelará un paño de muro que irá integrándose con los subsiguientes paños verticales a medida que se avanza en profundidad, para así hallarse la envolvente de las mayores solicitaciones. Para el caso de los paños horizontales se realizarán modelos independientes de un paño aislado, y otro que considere la integración de paños, de esta manera se podrán evaluar los efectos más críticos sobre la pantalla (por ejemplo, punzonamiento y máximos momentos flectores positivos y negativos en la dirección horizontal).

En las etapas en que los anclajes se encuentren activos se realizarán modelamientos de la interacción suelo-estructura con el apoyo de elementos tipo resorte, los cuales representarán al suelo. Se empleará software de cálculo con el fin de realizar los análisis mencionados.

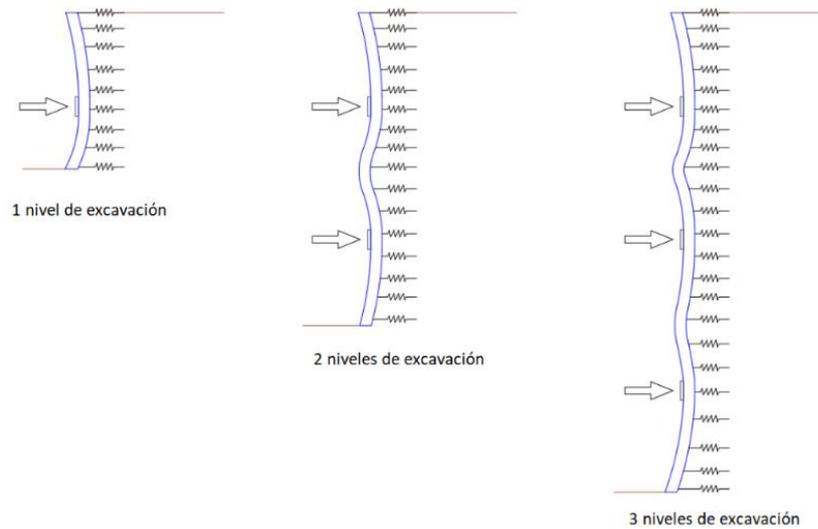


Figura 59: Esquema de modelamiento de una franja vertical de muro anclado considerando las diferentes etapas de excavación y anclaje.

Fuente: Elaboración propia.

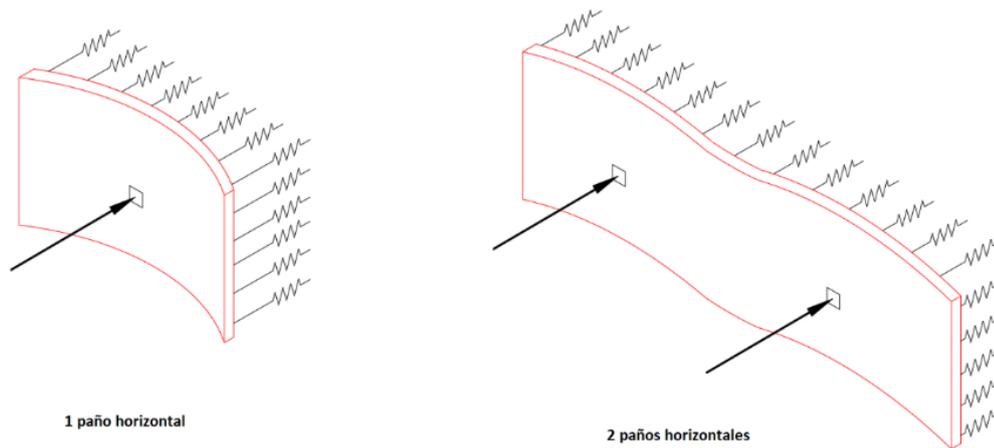


Figura 60: Esquema de modelamiento de una franja horizontal de muro anclado considerando un paño independiente y luego la integración de paños.

Fuente: Elaboración propia.

Luego de construidas las losas de los sótanos, se desactivarán los anclajes y el muro pasará a comportarse como una viga continua sobre apoyos simples ubicados en los puntos de encuentro entre el muro y las losas, el modelo de viga soportará una distribución convencional de presión de suelo (aplican las teorías de Rankine y Coulomb).

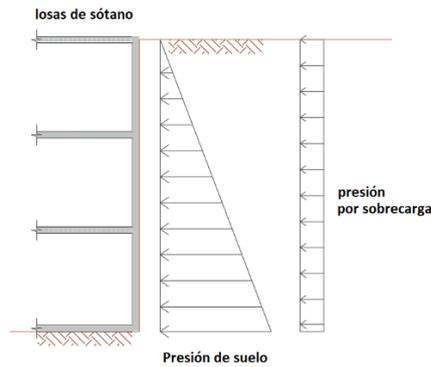


Figura 61: Esquema de modelamiento que considera las losas de sótano y los anclajes desactivados.

Fuente: Elaboración propia.

a) Interacción suelo-estructura

Las presiones ejercidas por el suelo están directamente ligadas a las deformaciones que éste soporta, esto será representado por una serie de resortes cuya rigidez está relacionada con los estados de presión del suelo. A este método de cálculo se le conoce como método de Winkler o método del coeficiente de reacción y fue tratado en el capítulo 3.1.8, se empleará este método en los casos en que se encuentren implementados los anclajes, se evaluarán las solicitaciones para una franja vertical de muro a través de este método en la etapa de diseño geotécnico ya que los softwares de cálculo geotécnico tienen integrado ese procedimiento.

Se tomarán los resultados de la etapa de diseño geotécnico y también se realizará el modelamiento del caso de los paños horizontales considerando los apoyos tipo resorte en la etapa de diseño estructural.

2.7.5.2 Falla por punzonamiento

Este tipo de falla afecta a la pantalla de concreto armado y se debe a un efecto de la fuerza cortante actuando en dos direcciones, se produce cuando el valor de la fuerza cortante es elevado y supera el valor resistente de la pantalla, lo cual origina una fractura a través de una superficie de falla que genera un prisma truncado (ver Figura 62). Se requiere un análisis bidimensional de la pantalla para poder evaluar el efecto localizado de la fuerza cortante.

Esta falla se produce con una grieta diagonal formando una superficie tronco piramidal alrededor de la zona donde se ubica el anclaje, extendiéndose a una distancia crítica de $d_L/2$ (d_L es el peralte efectivo de la pantalla) y formándose un perímetro crítico, la inclinación de estas grietas es de aproximadamente 45 grados.

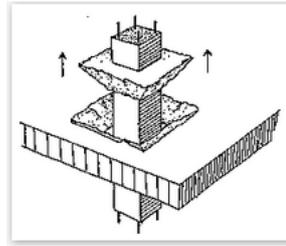


Figura 62: Falla por punzonamiento.
 Fuente: <http://www.prontubeam.com>.

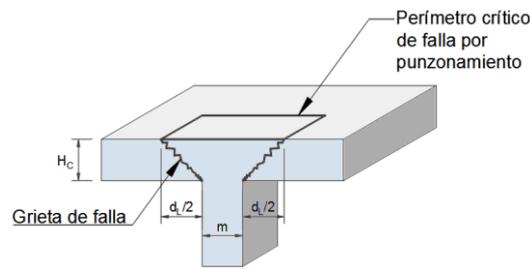


Figura 63: Esquema de falla por punzonamiento y perímetro crítico (caso de losa sobre columna).
 Fuente: Elaboración propia.

La distancia crítica de $d_L/2$, es medida desde el borde del apoyo, es decir, en el caso de losas sobre columnas se mediría desde el borde de la columna, en el caso de un muro anclado se mide a partir del borde de la plancha de apoyo.

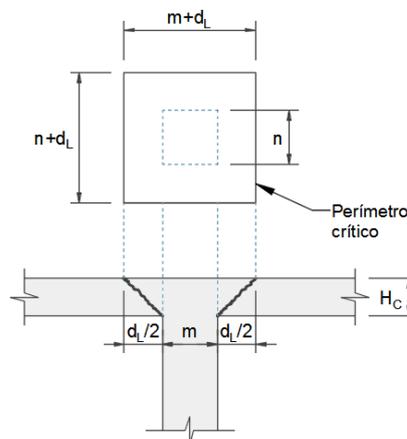


Figura 64: Perímetro crítico de la falla por punzonamiento (caso de losa sobre columna).
 Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de un muro anclado se tendría el siguiente esquema de falla:

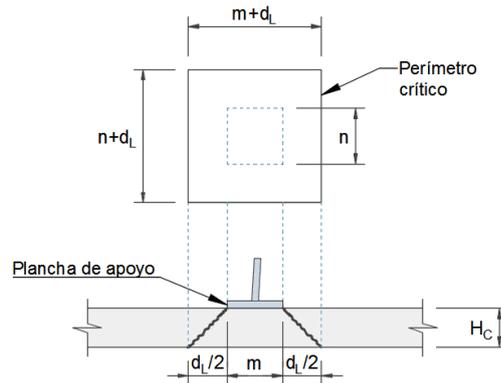


Figura 65: Perímetro crítico de la falla por punzonamiento (caso de muro anclado).

Fuente: Elaboración propia.

El peralte efectivo a emplearse en este análisis será igual al promedio de los peraltes efectivos de las dos direcciones ortogonales en que se arma la pantalla (cap. 22.6.2 de ACI 318-2014).

2.7.5.3 Función del ábaco

El ábaco, que vendría a ser un ensanche en la pantalla del muro alrededor de la zona del anclaje, se implementa en casos en que la cortante actuante en la pantalla alrededor de un anclaje es muy alta. El ábaco permite tener un nuevo perímetro crítico por punzonamiento, más alejado del apoyo que el perímetro original, en donde normalmente las fuerzas cortantes son mayores. Gracias a que el nuevo peralte efectivo se determina considerando el espesor total de muro más ábaco, esto permite llevar el nuevo perímetro crítico y superficie de falla a una zona en que las fuerzas cortantes sean menores, además que el ensanche en la pantalla permite tener mayor capacidad al cortante.

Los esquemas de falla por punzonamiento considerando la implementación del ábaco serían los siguientes:

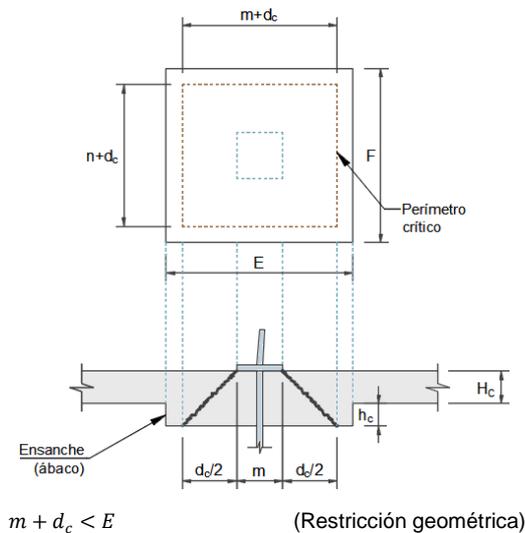


Figura 66: Perímetro crítico de la falla por punzonamiento (con ábaco hacia el lado del terreno).

Fuente: Elaboración propia.

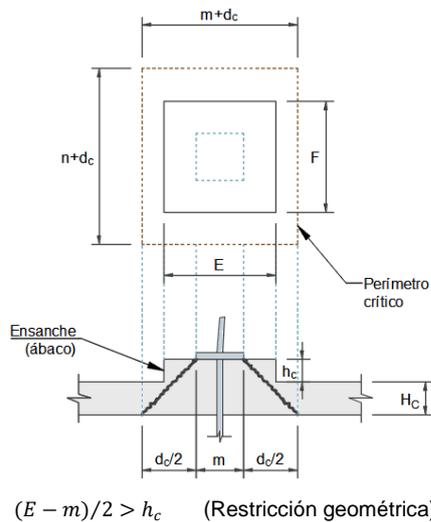


Figura 67: Perímetro crítico de la falla por punzonamiento (con ábaco hacia el exterior).

Fuente: Elaboración propia.

En el caso de construirse el ábaco hacia el exterior, este puede ser demolido eventualmente luego de haberse completado la construcción de las losas de los sótanos y haber desactivado los anclajes. Esto es posible ya que el comportamiento estructural del muro varía en esta etapa, el modelamiento matemático respectivo considerará las losas de sótano como nuevos apoyos, dejando a los ábacos como elementos prescindibles.

2.7.5.4 Resistencia nominal del concreto al cortante por punzonamiento

En base a las expresiones presentadas por el ACI 318 (capítulo 22.6), la resistencia nominal del concreto al punzonamiento en la pantalla de un muro

anclado viene dada por las siguientes expresiones (de las cuales se tomará el menor valor):

$$V_C = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \lambda \cdot b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$V_C = 0.27 \left(2 + \alpha \frac{d}{b} \right) \cdot \lambda \cdot b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$V_C = 1.06 \lambda \cdot b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

Con:

$$\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$$

Donde

- V_C : Resistencia nominal del concreto al cortante (kgf).
 b_0 : Perímetro crítico (cm).
 d : Peralte efectivo (cm).
 β : Relación del lado largo al lado corto del apoyo o del área de reacción.
 f'_c : Resistencia del concreto a la compresión (kgf/cm²).
 α_S = 40 Ubicación central del apoyo (Ver ACI 318-2014, cap. 22.6.5.3).
 λ = 1 Concreto de peso normal (Ver ACI 318-2014, cap. 19.2.4).

Ha de procurarse que la cortante nominal del concreto multiplicada por el respectivo factor de reducción deba ser mayor o igual que la cortante última solicitada. Alternativamente se puede plantear el armado de la losa en la zona de falla por punzonamiento.

2.7.5.5 Diseño de la pantalla

El dimensionamiento del espesor de la pantalla es generalmente gobernado por la fuerza cortante generada al implementarse un anclaje (la zona alrededor del anclaje es proclive a la falla por punzonamiento), es así que en caso de requerirse un espesor considerable de pantalla, se optará por implementar un ensanche o ábaco, de esta manera se evitará tener grandes espesores de muro, incluso se podrá uniformizar dicho espesor en todos los niveles, proveyendo solamente ensanches en las zonas requeridas.

El armado por flexión se obtendrá de los análisis de cada etapa constructiva.

a) Armado del acero por punzonamiento

Otra posible alternativa ante la falla por punzonamiento es la de armar el muro, de tal manera de proveerle mayor resistencia nominal al cortante. Se puede optar por esto antes de hacer un ensanche (ábaco), o en caso de tenerse fuerzas cortantes demasiado elevadas, se pueden usar ambas soluciones, armado por punzonamiento más ensanche del muro, sin embargo es necesario tener en cuenta las restricciones en la resistencia nominal para decidir si se implementa este refuerzo.

Según dispone el ACI 318, se permite emplear refuerzo por cortante consistente en barras y estribos, siempre y cuando el peralte efectivo “ d ” sea mayor o igual a 15cm , y no menor que 16 veces el diámetro de la barra de refuerzo por cortante. El cortante nominal vendría dado por la suma del aporte del concreto, más el del acero de refuerzo.

$$V_n = V_c + V_s$$

Y debe cumplirse que:

$$V_c \leq 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_0d$$

$$V_n \leq 1.6\sqrt{f'_c}b_0d$$

Luego:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Con:

$$f_{yt} \leq 420 \text{ MPa}$$

Donde

- A_v : Área del refuerzo por cortante dentro del espaciamiento S , proporcionada por la suma de las áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma (cm^2).
- s : Espaciamiento entre estribos (cm).
- f_{yt} : Resistencia a la fluencia del acero transversal (kgf/cm^2).
- V_s : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo (kgf).

El ACI 318 propone un armado en forma de cruz, haciendo uso de estribos como se muestra en la Figura 68.

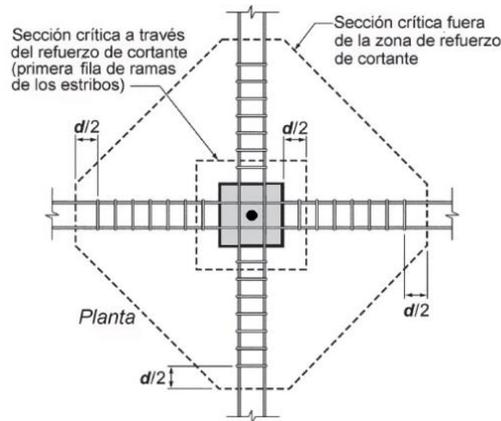


Figura 68: Esquema de armado por punzonamiento.

Fuente: ACI 318, 2014.

Se presentan los siguientes límites de espaciamiento para el refuerzo (ver Figura 69):

- La primera línea de las ramas de los estribos no debe estar a más de una distancia de $d/2$ de la cara del apoyo.
- El espaciamiento entre las ramas adyacentes de los estribos no debe exceder los $2d$, medidos en una dirección paralela a la cara del apoyo.
- El espaciamiento entre las líneas sucesivas de refuerzo para cortante que rodean al apoyo no debe exceder de $d/2$ en una dirección perpendicular a la cara del apoyo.

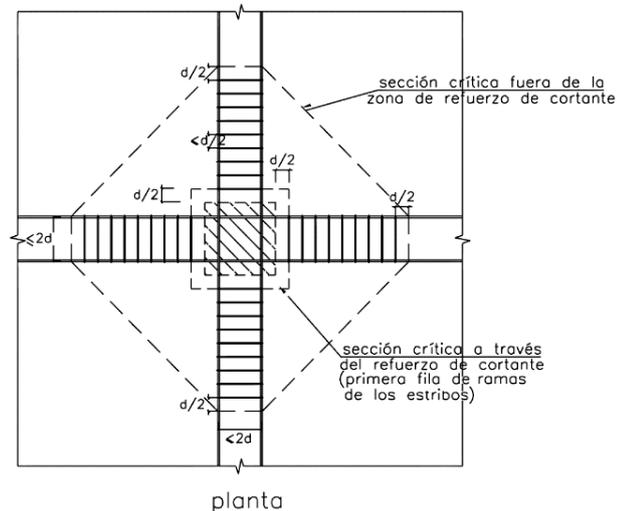


Figura 69: Límites de espaciamiento para el armado por punzonamiento.

Fuente: NTE.E060-2009.

b) Extensión del armado por cortante y del ábaco

Debe cumplirse que la fuerza cortante resistente correspondiente al perímetro crítico dentro de la zona de refuerzo sea mayor o igual que la fuerza cortante de

diseño en ese mismo perímetro, de manera similar se deberá evaluar la fuerza cortante resistente en el perímetro crítico justo donde termina el refuerzo por cortante (ver Figura 68), de esta manera se puede hallar la extensión del armado por cortante.

Para el caso del ábaco, ya que la implementación de un ensanche en la pantalla implica un aumento de rigidez en esa zona, habrá que volver a realizar el análisis y determinar las nuevas fuerzas cortantes actuantes en el nuevo perímetro crítico. Se deberá corroborar que las dimensiones del ábaco son suficientes, revisando la fuerza cortante resistente en el perímetro crítico correspondiente a la zona donde termina el ensanche y compararla con la fuerza cortante de diseño, de no cumplir con lo requerido se deberá incrementar las dimensiones del ábaco y volver a analizar.

2.7.5.6 Diseño de la plancha de apoyo

La plancha de apoyo resiste, en una cara, una fuerza distribuida impuesta por el cabezal de anclaje, y en la otra cara, una fuerza opuesta de reacción distribuida en el área de contacto con la pantalla del muro, tal como se muestra en la Figura 70.

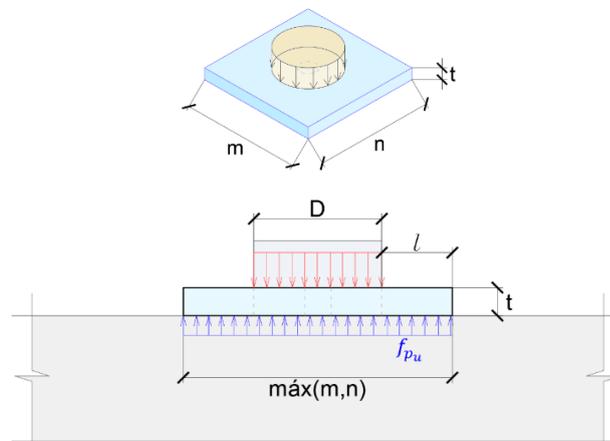


Figura 70: Esquemas de cargas sobre la plancha base.

Fuente: Elaboración propia.

Donde:

$$f_{pu} = \frac{T_u}{mn}$$

Se está despreciando el área del agujero central en la plancha base, pues no es representativo en comparación con el área total de la plancha y no afecta notoriamente en el cálculo del espesor de la plancha base.

El máximo valor de fuerza que soportará un anclaje y por lo tanto la plancha base será el de la carga de ensayo máxima ($1.33T_D$), o el correspondiente al sismo (con $k_h = A/2$, debido a la ductilidad de la plancha de acero, acuerdo a 0), se deberá escoger el máximo de estos para el valor de T_u .

A partir de la carga distribuida se halla el momento en el volado "l":

$$M_{volado} = f_{pu} \cdot \frac{l^2}{2}$$

La AISC en su publicación "Base Plate and Anchor Rod Design" del 2006, muestra la expresión para el calculo del espesor mínimo de la plancha base (Cap. 3.1.2, Base Plate and Anchor Rod Design, Fisher y Kloiber, 2006), considerando los parámetros ya definidos se tiene lo siguiente:

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{0.2T_u}{\phi F_y \cdot m \cdot n}}$$

Donde

- m, n : Dimensiones de la plancha base en metros.
 T_u : Fuerza de diseño máxima en el anclaje (tonf).
 F_y : Resistencia a la fluencia del acero de la plancha base (kgf/cm²).
 ϕ : Factor de reducción de resistencia a la flexión de acuerdo a AISC ($\phi = 0.9$)

2.7.5.7 Verificación del aplastamiento en la zona de apoyo

La fuerza de anclaje es distribuida en una pequeña área a través de la plancha de apoyo, comprimiendo a esta sobre la pantalla del muro, generando la posibilidad de una falla por aplastamiento. El ACI 318 concordante con la norma E.060 presentan un método para la evaluación de la resistencia al aplastamiento del concreto:

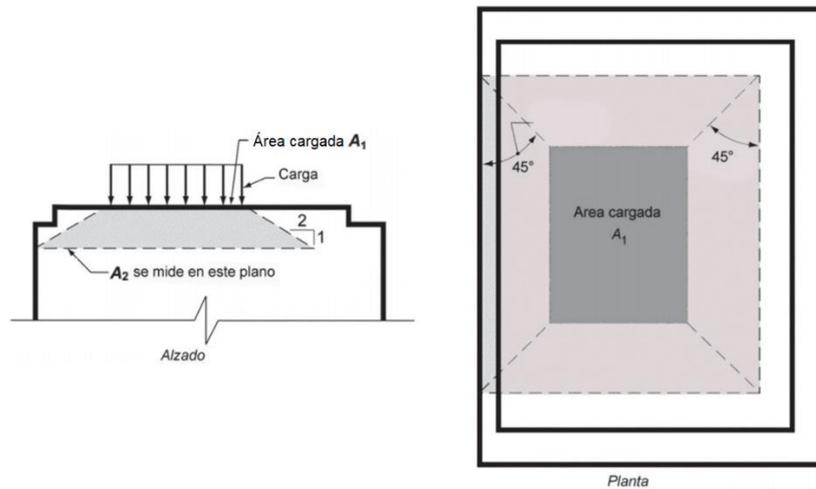


Figura 71: Esquema de áreas para la verificación del aplastamiento del concreto (prisma truncado).

FUENTE: ACI 318, 2014.

Donde la resistencia nominal al aplastamiento viene dada por la siguiente expresión:

$$B_n = k'(0.85f'_c A_1)$$

k' es el menor entre $\sqrt{A_2/A_1}$ y 2

Debe cumplirse que:

$$B_U \leq \phi_a B_n$$

Siendo

B_n : Resistencia nominal al aplastamiento.

B_U : Fuerza última de aplastamiento.

A_1 : Área de apoyo (donde se aplica la carga).

A_2 : Área de la base del prisma truncado que se extiende según se muestra en la Figura 71.

Para un muro anclado se presentan los siguientes casos:

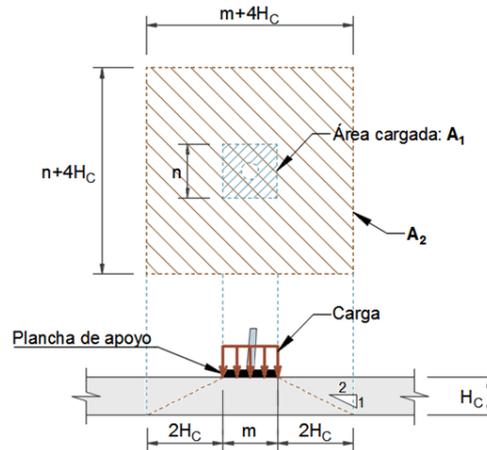


Figura 72: Esquema de áreas para la verificación del aplastamiento del concreto en pantalla sin ábaco.

Fuente: Elaboración propia.

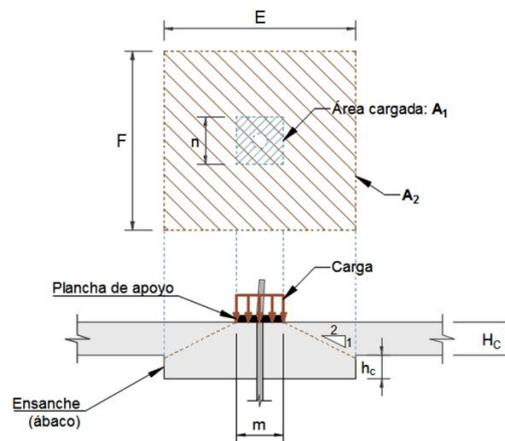


Figura 73: Esquema de áreas para la verificación del aplastamiento del concreto en pantalla con ábaco.

Fuente: Elaboración propia.

2.7.5.8 Diseño de los tendones

En la etapa de diseño geotécnico se calcularon las fuerzas de diseño para cada nivel de anclaje, hasta este punto ya se sabe cuáles son las magnitudes de las fuerzas requeridas para implementar el muro anclado. En esta etapa que corresponde ya al diseño estructural, se calcularán el número de cables y las elongaciones que se les debe aplicar con un gato de tensado, para así asegurar que se provea la fuerza requerida; se determinarán también los tamaños de cabezales y planchas de anclaje en función al número de cables calculado.

a) Fuerzas en los tendones

El acero de pretensar usado en los tendones de anclaje de los muros anclados presenta gran resistencia a la tracción con respecto a otros aceros usados con fines estructurales, lo cual lo hace adecuado para soportar enormes cargas,

requeridas en este tipo de estructuras, sin embargo, no presenta la misma ductilidad que el acero estructural o el acero del refuerzo corrugado.

Al realizársele los ensayos de tracción se obtiene una curva de esfuerzo-deformación en la cual, a diferencia del acero corrugado, no presenta una región de fluencia, es decir el acero de presfuerzo puede llegar a la falla sin una evidencia notable de que se encuentra cercano a la rotura. Debido a esto es que se limitan los esfuerzos que ha de soportar a un máximo del 80% del esfuerzo de rotura F_{pu} . En la Figura 74 donde se muestran las curvas de esfuerzo-deformación se puede apreciar la diferencia entre un acero de presfuerzo y un acero estructural corrugado convencional.

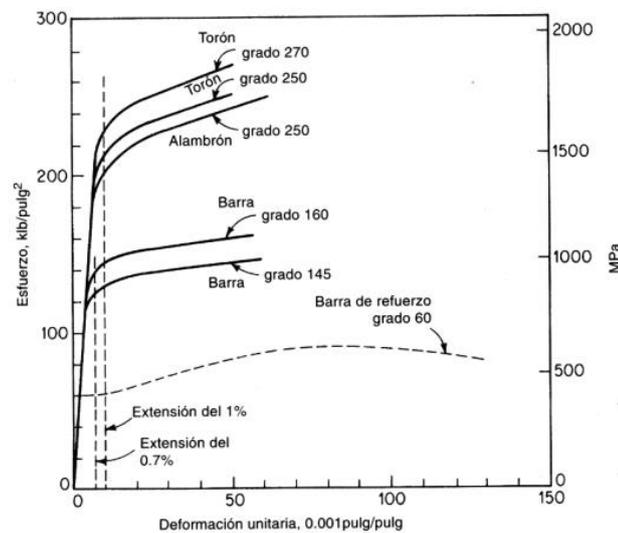


Figura 74: Curvas esfuerzo-deformación para aceros de presfuerzo y acero corrugado.

FUENTE: Arthur H. Nilson, *Diseño de Estructuras de Concreto, versión en español, 1999.*

A pesar de la falta de ductilidad del material, la norma ASTM A-416 define el esfuerzo de fluencia para el acero de pretensar como el **90%** del esfuerzo de rotura F_{pu} .

Si bien se espera que los anclajes trabajen a nivel de las cargas de diseño calculadas, estos deben ser sometidos a una carga de prueba que es mayor que la carga de diseño. Esta carga de prueba se considera normalmente un **133%** de la carga de diseño. Se llega a esto bajo la siguiente lógica, en caso que un anclaje llegase a fallar, se asume que la fuerza de éste será distribuida equitativamente a los anclajes contiguos; en caso de contar con más de un nivel de anclajes, se distribuiría a los 4 anclajes contiguos, o en el caso más desfavorable, a los 3 anclajes circundantes, que para este último caso tocaría un **33%** de carga adicional a cada anclaje adyacente. Estas suposiciones forman parte del “Análisis

por Falla Progresiva” presentado en Methods Used in Tieback Wall Design and Construction to Prevent Local Anchor Failure, Progressive Anchorage Failure and Ground Mass Stability Failure (Ebeling y otros, 2002), en donde se hace una evaluación bastante conservadora para el caso de falla de algún anclaje, llegándose al caso de tener una carga de prueba de hasta el **150%** de la carga de diseño, sin embargo ese caso es bastante conservador, por lo que se seguirán las disposiciones presentadas hasta el momento, de la mano con los ensayos en obra, obteniéndose un diseño confiable.

Se considerará la máxima carga de prueba igual a 133% de la carga de diseño, la máxima carga para la fijación o bloqueo (lock-off) igual al **70%** del P_U , y la máxima carga de ensayo igual **80%** del P_U , según lo dispone la PTI (PTI, Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors, 2004), de esta manera se tiene que la carga de diseño no puede ser mayor que el 60% de la carga última. Existe otra disposición que establece que la carga de fijación no puede ser menor al **50%** del P_U , esto prevendrá un posible deslizamiento de la mecha del cable a través de las cuñas en caso que la carga aumente por encima de la carga de fijación durante la vida de servicio (Cap.7.5, FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999).

En resumen, debe verificarse que:

$$P_D \leq 0.6P_U$$

$$P_{bloq} \leq 0.7P_U$$

$$P_{bloq} \geq 0.5P_U$$

$$P_{test} \leq 0.8P_U$$

Donde

P_U : Fuerza última en el tendón (correspondiente al esfuerzo último F_{pu}).

P_D : Fuerza de diseño en el tendón.

P_{bloq} : Fuerza de fijación o bloqueo.

P_{test} : Fuerza de ensayo.

b) Fuerza de diseño de acuerdo a NTE.E050-2018

La norma peruana NTE.E050 en su actualización del año 2018 incluyó, por primera vez, disposiciones referidas a muros anclados, la mayoría de estas hacen referencia a las publicaciones del PTI y la FHWA (empleadas también en la elaboración del presente trabajo), sin embargo se incluyeron límites para las

cargas de diseño basados en otra norma (ABNT-1996, norma brasileña), los cuales son más conservadores que los presentados previamente. A continuación se presentan los límites en las cargas de diseño especificados por NTE.E050:

$$P_w = \frac{0.9(f_{y_{torón}} \cdot A_{s_{torón}})}{\eta}$$

Donde

- P_w : Máxima fuerza de diseño según NTE.E050-2018.
 $f_{y_{torón}}$: Esfuerzo de fluencia del acero de pretensar ($0.9F_{pu}$).
 $A_{s_{torón}}$: Área de la sección transversal de un torón de pretensar.
 η : Coeficiente de seguridad ($\eta = 1.50$ para anclajes temporales, $\eta = 1.50$ para anclajes permanentes).

c) Selección de los tendones

Un tendón viene a ser un grupo de torones (cada torón está conformado por siete hilos de acero) que trabajarán a la misma fuerza de tensado en el muro anclado. En el Perú se trabaja normalmente con acero de pretensar grado 270 de baja relajación, cuyas especificaciones son regidas por la norma ASTM A-416. Es posible sin embargo trabajar con aceros de pretensar de otras resistencias como el acero grado 250 por ejemplo, o incluso con barras (norma ASTM A-722).

Se presenta en la Tabla 4 las características de los torones de pretensar:

Tabla 4: Torones de pretensar normados, de baja relajación.

Fuente: A 416/A416M, 2006.

Designación N°	Diámetro		Área de acero del Torón		Peso del Torón		Resistencia a la Rotura		Resistencia a la tracción Fpu		Esfuerzo de fluencia
	mm	in	mm²	in²	kg/1000m	lb/1000ft	kN	lbf	Ksi	Mpa	
Grado 1725 (250)											
6	6.40	0.250	23.2	0.036	182	122	40.0	9000	250	1725	90% de Fpu
8	7.90	0.313	37.4	0.058	294	197	64.5	14500			
9	9.50	0.375	51.6	0.080	405	272	89.0	20000			
11	11.10	0.438	69.7	0.108	548	367	120.1	27000			
13	12.70	0.500	92.9	0.144	730	490	160.1	36000			
15	15.20	0.600	139.4	0.216	1094	737	240.2	54000			
Grado 1860 (270)											
9	9.53	0.375	54.8	0.085	432	290	102.3	23000	270	1860	90% de Fpu
11	11.11	0.438	74.2	0.115	582	390	137.9	31000			
13	12.70	0.500	98.7	0.153	775	520	183.7	41300			
13a	13.20	0.520	107.7	0.0167	844	568	200.2	45000			
14	14.29	0.563	123.9	0.0192	970	651	230.0	51700			
15	15.24	0.600	140.0	0.217	1102	740	260.7	58600			
18	17.78	0.700	189.7	0.294	1487	1000	353.2	79400			

*Torones de baja relajación (estándar)

Dependiendo de la disponibilidad del material se escogerá un diámetro de tendón y en función de la fuerza de diseño se determinará el número de cables a usarse, luego de esto se determinará el tamaño del cabezal y la plancha de apoyo.

Los diámetros comerciales empleados en el medio son de **0.5" (12.70mm)** y **0.6" (15.24mm)**, ambos de grado 270.

Los cabezales o cabezas de anclaje se escogen en función del número de torones que vaya a tener el tendón y son estandarizados por cada proveedor de este insumo. En la Figura 19 se muestra a modo de ejemplo el extracto de un catálogo cabezas de anclaje.

d) Cálculo de pérdidas

Los anclajes son instalados con una fuerza inicial, la cual se provee a través del gato de tensado, inmediatamente después la fuerza inicial disminuye en magnitud debido al deslizamiento de las cuñas; posteriormente con las horas, días, semanas, etc., la fuerza en el anclaje experimentará un decremento en su valor, llegándose a estabilizar en un valor final llamado fuerza efectiva, la cual debe ser, en teoría, igual a la fuerza de diseño calculada previamente.

A las disminuciones en el valor de la fuerza de tensado se les conoce como pérdidas y se clasifican de la siguiente manera:

- Pérdidas instantáneas: Se manifiestan justo después de aplicada la fuerza de anclaje, consisten básicamente en el acuanamiento, que es cuando las cuñas de anclaje se deslizan fijando los cables y ocupando su posición final.
- Pérdidas dependientes del tiempo: También llamadas como pérdidas a largo plazo. Los valores de estas pérdidas van disminuyendo a medida que pasa el tiempo, es decir, que la fuerza en el anclaje se irá estabilizando luego de un lapso de tiempo hasta llegar a un valor asintótico, es ahí cuando se alcanza la fuerza efectiva, la cual teóricamente vendría a ser igual a la fuerza de diseño calculada. Se tienen las siguientes pérdidas dependientes del tiempo.
 - Flujo elástico y plástico (creep) del suelo.
 - Flujo plástico en el grout.
 - Relajación del acero.

Para el caso del acuanamiento se puede considerar una pérdida en la elongación de 6.4 mm (1/4") en cables, debido a que generalmente se esperan valores de ese orden. Para el caso de las pérdidas a largo plazo (dependientes del tiempo), se pueden estimar las pérdidas en 4%, también para cables (Cap.7.5, FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999). Se usarán estas últimas recomendaciones para el cálculo de las fuerzas efectivas en los anclajes.

A continuación se presenta a modo de resumen el cálculo de los límites de cargas en los anclajes y las fuerzas de trabajo máximas para los diámetros comerciales de 0.5" y 0.6", de acuerdo al PTI y a NTE.E050-2018.

PROPIEDADES MECÁNICAS

$F_{pu} := 270\text{ksi} = 1.862 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$ Esfuerzo de rotura del acero de pretensar Grado 270
 $270\text{ksi} = 1.898 \times 10^4 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$f_y := 0.9 \cdot F_{pu} = 1.708 \times 10^4 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo de fluencia (acuerdo a ASTM A416
 Es el esfuerzo para una deformación del 1%.
 Se considera 0.9fpu para tendones de baja relajación)

$\phi_{\text{torón}_1} := 0.6\text{in}$ Diámetro del torón

$\phi_{\text{torón}_2} := 0.5\text{in}$

$A_{s1} := 140\text{mm}^2$ Área del acero de presfuerzo

$A_{s2} := 98.7\text{mm}^2$

$F_{pu} \cdot A_{s1} = 26.576 \cdot \text{tonf}$ Resistencia a la rotura del torón

$F_{pu} \cdot A_{s2} = 18.736 \cdot \text{tonf}$

$f_y \cdot A_{s1} = 23.918 \cdot \text{tonf}$ Resistencia a la fluencia

$f_y \cdot A_{s2} = 16.862 \cdot \text{tonf}$

Límites de esfuerzos de acuerdo al PTI:

$0.8 \cdot F_{pu}$ máximo esfuerzo permitido, caso de ensayos

$0.7 \cdot F_{pu}$ esfuerzo máximo al que se permite bloquear o fijar un anclaje

$0.6 \cdot F_{pu}$ máximo esfuerzo de diseño permitido

$0.5 \cdot F_{pu}$ esfuerzo mínimo al que se permite bloquear o fijar un anclaje

considerando las pérdidas de presfuerzo (aprox. 4%):

$T_{D1} := 0.6 \cdot F_{pu} \cdot A_{s1} = 15.946 \cdot \text{tonf}$ máx. carga de trabajo de un torón de 0.6"

$0.96 \cdot T_{D1} = 15.308 \cdot \text{tonf}$

$T_{D2} := 0.6 \cdot F_{pu} \cdot A_{s2} = 11.242 \cdot \text{tonf}$ máx. carga de trabajo de un torón de 0.5"

$0.96 \cdot T_{D2} = 10.792 \cdot \text{tonf}$

$T_{B1} := 0.7 \cdot F_{pu} \cdot A_{s1} = 18.603 \cdot \text{tonf}$ máxima carga de bloqueo (sin pérdidas)

$T_{B2} := 0.7 \cdot F_{pu} \cdot A_{s2} = 13.115 \cdot \text{tonf}$

CARGA DE TRABAJO DEL ANCLAJE DE ACUERDO A NTE E.050-2018

Incorporado en la última norma E.050 "Suelos y Cimentaciones" del 2018

Referencia: ABNT (1996) Norma brasileña NBR 5629/1996

$$P_w := \frac{0.9 \cdot f_y \cdot A_s}{n}$$

P_w Carga de trabajo del anclaje

$n := 1.5$ 1.5 para anclajes temporales,
 1.75 para anclajes permanentes

anclajes temporales

$P_{w1} := \frac{0.9 \cdot f_y \cdot A_{s1}}{1.5} = 14.351 \cdot \text{tonf}$ Torón de 0.6"

considerando las pérdidas de presfuerzo (aprox. 4%):

$0.96 \cdot P_{w1} = 13.777 \cdot \text{tonf}$ Torón de 0.6"

$P_{w2} := \frac{0.9 \cdot f_y \cdot A_{s2}}{1.5} = 10.117 \cdot \text{tonf}$ Torón de 0.5"

$0.96 \cdot P_{w2} = 9.713 \cdot \text{tonf}$ Torón de 0.5"

anclajes permanentes

$P_{w1}' := \frac{0.9 \cdot f_y \cdot A_{s1}}{1.75} = 12.301 \cdot \text{tonf}$ Torón de 0.6"

$0.96 \cdot P_{w1}' = 11.809 \cdot \text{tonf}$ Torón de 0.6"

$P_{w2}' := \frac{0.9 \cdot f_y \cdot A_{s2}}{1.75} = 8.672 \cdot \text{tonf}$ Torón de 0.5"

$0.96 \cdot P_{w2}' = 8.325 \cdot \text{tonf}$ Torón de 0.5"

e) Cálculo de elongaciones para el tensado

Se aplicará la ley de Hooke para el cálculo de las elongaciones de los tendones.

Se debe tener claro que cada torón que conforma un tendón debe ser tensado en

la misma magnitud, es por ello que se emplea un gato mono-torón, pues éste permite proveer de la misma elongación a todo el conjunto.

La longitud de tendón a considerar para el cálculo tiene que ser la longitud libre aparente (longitud libre más la mitad de la longitud del bulbo), esto de acuerdo con e). La rigidez del tendón dependerá del número de torones a emplearse, y este último valor dependerá de la fuerza de diseño calculada en la etapa de diseño geotécnico.

$$K_{tendón} = n_{cables} \cdot k_s$$

$$k_s = \frac{A_{storón} \cdot E'_s}{L_{LA}}$$

$$L_{LA} = L_L + L_b$$

Donde

- k_s : Rigidez elástica de un torón.
- E'_s : Módulo de elasticidad del acero de pretensar.
- $A_{storón}$: Área de la sección transversal de un torón de pretensar.
- L_{LA} : Longitud libre aparente.
- L_L : Longitud libre.
- L_b : Longitud del bulbo.

La elongación total se calculará sumando la elongación debido a la fuerza requerida (sin pérdidas de presfuerzo) más la pérdida de elongación por acuanamiento (6mm), se tiene de esta manera la siguiente expresión:

$$E_{total} = \left(\frac{T_D}{0.96} \right) \cdot K_{tendón} + 6mm$$

2.8 CORROSIÓN Y SELECCIÓN DEL NIVEL DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

2.8.1 Corrosión metálica

La corrosión es un problema que está siempre presente en los diferentes escenarios del campo de la construcción, deteriorando los materiales en un proyecto, antes, durante y después de que éste se ejecute, por lo tanto, se hace necesario un estudio enfocado en prevenir y mitigar estos daños.

En los proyectos de muros anclados la corrosión se manifiesta principalmente en los tendones que son incorrectamente almacenados durante la obra. Sin embargo, también se puede presentar la corrosión galvánica (menos común), que es cuando se trabaja en un suelo con agentes o características que propician una reacción electrolítica con el metal que conforma los anclajes.

2.8.2 Tipos de corrosión en el acero de pretensar

La corrosión en el acero de pretensar se clasifica en seis tipos, de los cuales los tres últimos necesitarán ser considerados únicamente en condiciones especiales de carga y/o suelo.

2.8.2.1 Corrosión General

Se manifiesta como una delgada capa de óxido uniformemente distribuida en la superficie descubierta del acero sin protección. Es usual que inicie durante el almacenaje y es comúnmente vista en tendones sin protección dejados a la intemperie durante la obra. Este tipo de corrosión provoca una insignificante pérdida de metal, sin embargo, de persistir, puede convertirse luego en una corrosión localizada o una corrosión por esfuerzo/fragilización por hidrógeno, que son las principales razones de falla por corrosión documentadas. En casos que el tiempo de almacenamiento no haya sido demasiado, o que el material haya sido adecuadamente protegido, el óxido puede ser removido con un cepillo de acero, ya que normalmente no representa una pérdida importante del metal.



Figura 75: Acero corrugado afectado por corrosión general.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 76: Cabezas de anclaje afectadas por corrosión general.

Fuente: Elaboración propia.

2.8.2.2 Corrosión Localizada

Se denomina así al caso en que el acero, a consecuencia de la corrosión, llega a “picarse”, es decir hay una o más hendiduras o grietas de corrosión concentrada visibles en su superficie. En suelos muy agresivos el acero de pretensar sin protección puede “picarse” severamente luego de algunas pocas semanas de

exposición, es por ello que en estos casos es necesaria la encapsulación completa del tendón, y así evitar este y otros tipos de corrosión. Se pudiera considerar que la corrosión por flujo de corriente eléctrica y la corrosión por ataque bacteriano entran en la categoría de corrosión localizada.



Figura 77: Acero de pretensar del cual se limpió el óxido, se encuentra "picado".

Fuente: Google Imágenes, n.d.

2.8.2.3 Corrosión por esfuerzo/fragilización por hidrógeno

La corrosión por esfuerzo se refiere a la degradación de la superficie de un metal expuesto a un entorno electroquímico y a la vez sometido a esfuerzos de tracción. La corrosión por esfuerzo erosiona la estructura microscópica granular de la superficie del metal, que en combinación con esfuerzos de tracción termina provocando que la superficie del metal se fisure y desintegre, esto es conocido también como SCC (Stress Corrosión Cracking en inglés), normalmente se produce a la par con la fragilización por hidrógeno.



Figura 78: Tubo de acero que fue sometido a esfuerzos de tracción, presenta fisuras y corrosión por esfuerzo.

Fuente: Google Imágenes, n.d.

La fragilización por hidrógeno, aunque técnicamente no es un fenómeno de corrosión, se lleva a cabo mediante reacción química. El reducido radio atómico del hidrógeno junto al aumento de la temperatura favorece a la difusión de éste dentro de la estructura molecular del metal, una vez difundido el hidrógeno, se produce una reacción química que da lugar a la formación de productos como soluciones de hidrógeno o productos gaseosos, los cuales quedan dentro de la estructura del metal generando elevadas presiones internas y como consecuencia la separación del material en granos y fisuras. La fragilización por hidrógeno está vinculada a la corrosión por esfuerzo, ya que basta que se genere una fisura,

debido normalmente a los esfuerzos de tracción, para que el hidrógeno aproveche ese espacio e ingrese a la estructura del metal.

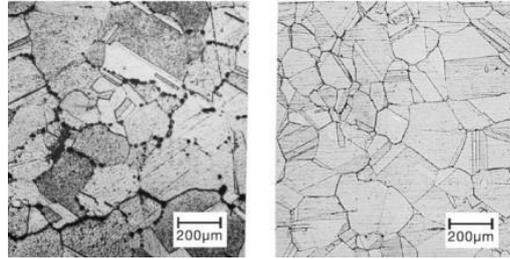


Figura 79: A la izquierda se muestra la micro estructura de un metal fragilizado por la presencia de hidrógeno, en contraste con la imagen de la derecha, de un metal resistente a este fenómeno.

Fuente: CIMSA, http://www.cimsaww.com/internet/es/cupropedia/la_corrosi_n/fragilizacion_por_hidrogeno/fragilizacion_por_hidrogeno.jsp

En sentidos generales la corrosión por esfuerzo suele manifestarse en conjunto con la fragilización por hidrógeno, y la evidencia de esto son las fisuras en las hendiduras (“picaduras”), siendo de particular importancia en aceros de alta resistencia usados en la fabricación de cables de pretensar.

A medida que la corrosión por esfuerzo avanza los esfuerzos de tensión en el acero empiezan a quedar altamente concentrados, esta alta concentración de esfuerzos puede generar más fisuras que se irían extendiendo, dañando así a la sección efectiva del cable.

Las fisuras provocadas por este tipo de corrosión pueden extenderse profundizándose a través de las hendiduras, incluso hasta llegar al material aún sin corroer. Con el tiempo las fisuras se propagarían en el metal hasta una profundidad suficiente que provocaría la ruptura del cable, es por esto que la presencia de “picaduras” o fisuras en la superficie de los torones es razón suficiente para el rechazo del material.

2.8.2.4 Corrosión por Fatiga

Este caso se desarrolla ante ciclos de carga y descarga generando el progreso de algún tipo de corrosión desde su inicio hasta la fisuración del metal. Es poco común en aceros de pretensar ya que en la mayoría de proyectos de muros anclados no se presentan severos ciclos de carga y descarga.

2.8.2.5 Corrosión por flujo de corriente eléctrica

Se manifiesta como “picaduras” en el acero cuando éste se encuentra expuesto por un tiempo prolongado a flujos de corriente eléctrica. El flujo de corriente eléctrica en el suelo resulta de la descarga directa de fuentes de energía como

sistemas de rieles eléctricas, sistemas de transmisión eléctrica, operaciones de soldadura, y son especialmente dañinas en entornos marinos.

Se considera que las fuentes de energía eléctrica ubicadas a distancias mayores al rango de entre 30 y 60 metros de los anclajes no provocan daños significativos por corrosión (FHWA-SA-96-072, 1995). La protección de los anclajes ante este tipo de corrosión consiste normalmente en el aislamiento eléctrico completo del acero con un material no conductor como el plástico.

2.8.2.6 Ataque bacteriano

Se manifiesta también con el “picado” del acero sin proteger. Se debe considerar un potencial ataque bacteriano en suelos pantanosos, o en aquellos arcillosos con presencia de sulfatos y ubicados bajo el nivel freático. En estos casos deben usarse tendones encapsulados.



Figura 80: Plancha metálica que sufrió ataque bacteriano.

Fuente: Google Imágenes, n.d.



Figura 81: Tuerca y vástago, corroídos por ataque bacteriano.

Fuente: <http://www.european-coatings.com>

2.8.3 Requisitos a cumplir por el sistema de protección contra la corrosión

Los sistemas de protección contra la corrosión protegen al anclaje proveyendo una o más capas de barreras físicas impermeables. El sistema de protección debe cumplir los siguientes criterios:

- Asegurar el tiempo de vida del anclaje con respecto a la falla por corrosión, procurando que dicho tiempo de vida sea mayor o igual al tiempo de servicio del muro anclado.
- Permitir el libre movimiento del tendón a lo largo de la longitud no adherida, asegurando así que toda la carga del anclaje sea transferida al bulbo (longitud adherida).

- Estar constituido por materiales que sean químicamente estables y que no sean reactivos con otros materiales adyacentes.
- No reducir la capacidad del anclaje.
- No necesitar mantenimiento o reemplazo durante el tiempo de vida del anclaje (excepto en casos excepcionales).
- Ser suficientemente resistente y flexible para soportar las deformaciones que ocurran durante el tensado del tendón.
- Ser lo suficientemente resistente para soportar el transporte, almacenamiento e instalación, sin dañarse.
- No producir impactos adversos sobre el medio ambiente.

Métodos de protección contra la corrosión como el uso de ánodos de sacrificio y la galvanización no son aptos para el acero de pretensar debido a que podrían provocar fragilidad por hidrógeno en el material (Cap. 5.4, PTI, Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors, 2004)

* *Para la evaluación de anclajes existentes y su estado respecto a la corrosión revisar: NCHRP Report 477, Recommended Practice for Evaluation of Metal-Tensioned Systems in Geotechnical Applications.*

2.8.4 Diseño del sistema de protección contra la corrosión

El diseño del sistema de protección contra la corrosión es realizado para proteger las partes del anclaje, este sistema está conformado por componentes que combinados proveerán una barrera invulnerable para cada parte del anclaje y las transiciones entre dichas partes.

De manera general, un tendón se divide en tres grandes partes:

- El anclaje en sí (Los componentes metálicos del anclaje comprenden a la cabeza del anclaje, plancha base, trompeta y acero de pretensar).
- La longitud no adherida.
- Longitud adherida o bulbo.

Cada parte tendrá sus propias características de protección contra la corrosión.

2.8.4.1 Componentes del sistema de protección contra la corrosión

Los componentes del sistema de protección contra la corrosión se determinarán en función al nivel de protección que se requiera. A continuación se describen los componentes genéricos (ver Figura 82):

h) Capuchón de protección

El capuchón protege a la cabeza del anclaje y los cables expuestos de la corrosión y el daño físico. Es fabricado en plástico o metal y se rellena con grout o algún compuesto inhibidor de corrosión. Es normalmente usado en anclajes permanentes.

i) Trompeta

Protege la parte posterior de la placa base y al tendón en la transición desde el anclaje a la longitud no adherida. Es normalmente fabricada en PVC o acero.

j) Compuesto inhibidor de corrosión

Protege al anclaje y la longitud no adherida. Está constituido por grasas y ceras, es indispensable que este compuesto no pueda endurecerse, para así asegurar el libre movimiento de los cables respecto de la vaina de protección en la longitud no adherida.

k) Grout o lechada

Protege al tendón en su longitud adherida y no adherida, proveyéndole una capa de protección contra la corrosión. El grout se usa también para rellenar las vainas, encapsulaciones, capuchón de protección y trompetas.

l) Vaina protectora

La vaina es un tubo de plástico blando o corrugado usado para proteger al acero de pretensar en la longitud no adherida.

m) Encapsulaciones

Son tubos corrugados o deformados que protegen al acero de pretensar en la longitud adherida.

n) Centralizadores

Son usados para sujetar el tendón en la cavidad del barreno o dentro de una encapsulación, encargándose de asegurar un recubrimiento mínimo de grout.

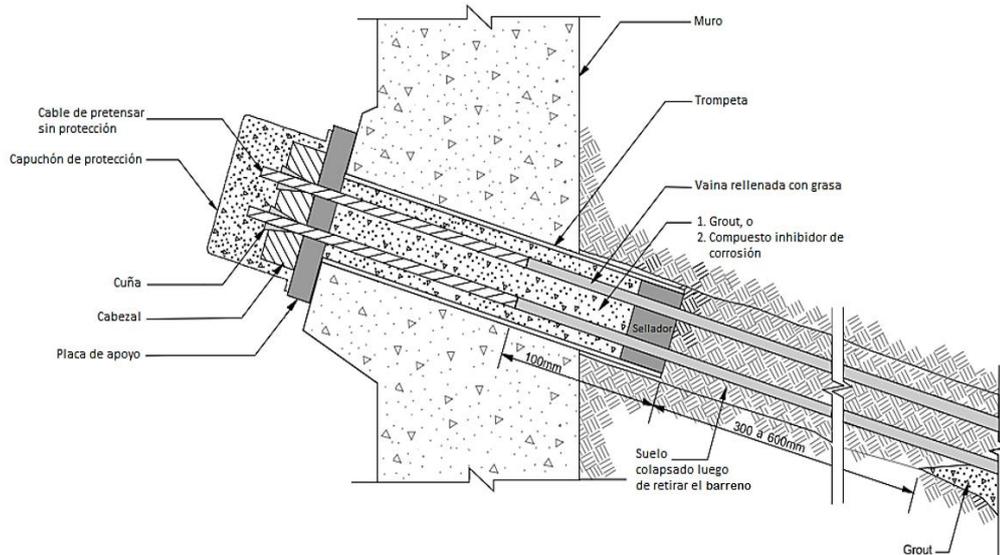


Figura 82: Esquema general del anclaje y los componentes del sistema de protección contra la corrosión.

Fuente: Google Imágenes, n.d.

Los componentes del sistema de protección comprenden:

- Para el anclaje: Una trompeta, compuestos inhibidores de corrosión o grout, incluso para aumentar la protección se puede cubrir la cabeza del anclaje con concreto de tal manera que quede embebida (aplicado generalmente en anclajes permanentes).
- Para la longitud no adherida: Grout y vaina protectora rellena con un compuesto inhibidor de la corrosión, o relleno con grout, esto muy aparte de la protección individual de cada torón (la cual permite la libre deformación de estos).
- Para la longitud adherida: Grout y encapsulaciones con centralizadores y/o revestimiento epóxico.

2.8.4.2 Niveles de protección contra la corrosión

De acuerdo a la FHWA, para el diseño de proyectos de muros anclados son recomendados tres niveles de protección contra la corrosión, los cuales se describen a continuación:

a) Protección Clase I

Es el mayor nivel de protección contra la corrosión. Se provee múltiples barreras de protección al anclaje, longitud no adherida y bulbo. Se deben encapsular los tendones. Aplica a todos los casos de anclajes que tengan un periodo de servicio mayor a 5 años.

b) Protección Clase II

Se usan tendones protegidos por grout. Se proveerán múltiples barreras de protección al anclaje y a la longitud no adherida. Para el caso de la longitud adherida se considera una sola capa de protección. Se aplica a proyectos con anclajes temporales emplazados en suelo agresivo.

c) Sin protección

Aplica en proyectos de anclajes temporales donde el suelo no presenta agresividad corrosiva.

Un tendón encapsulado es aquel que lleva una barrera de protección impermeable que cubre su longitud, normalmente dicha barrera consiste en una vaina que encierra a los cables de pretensar, los vacíos son llenados con grout o algún otro material que aumente la protección del metal.

En la Tabla 5 se muestra de manera resumida los requerimientos para cada nivel de protección contra la corrosión, en la Figura 83 se muestra los detalles típicos para un nivel de protección Clase I, y en la Figura 84 se muestran los detalles para un nivel Clase II; los criterios de selección de dichos niveles se detallarán más adelante.

Tabla 5: Especificaciones para cada nivel de protección contra la corrosión.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

Clase		Requerimientos de Protección		
		Anclaje	Longitud Libre	Bulbo
Anclajes permanentes	I (Tendón encapsulado)	<ul style="list-style-type: none"> - Trompeta. - Recubrimiento si hay exposición. 	<ul style="list-style-type: none"> - Se cubrirán los torones con vainas lisas rellenas con grasa. - Se encapsularán los torones con una vaina lisa común para todo el tendón. - En caso de usarse vainas no extruidas en los torones, se encapsulará el tendón con una vaina lisa rellena con grout. 	<ul style="list-style-type: none"> - Encapsulación rellena con grout. o - Revestimiento epóxico.
Anclajes temporales	II (Tendón protegido por grout)	<ul style="list-style-type: none"> - Trompeta. - Recubrimiento si hay exposición. 	<ul style="list-style-type: none"> - Se cubrirán los torones con vainas lisas rellenas con grasa. 	Grout

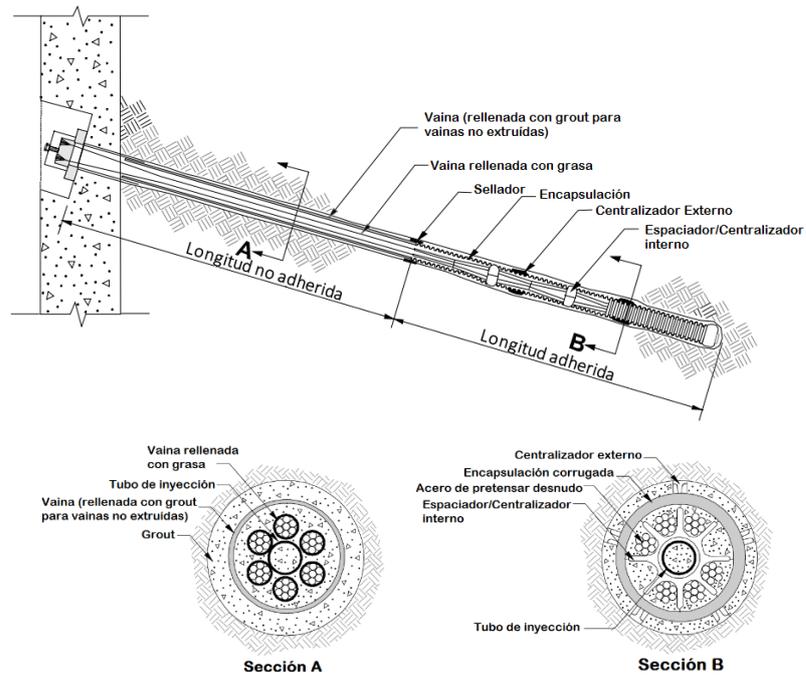


Figura 83: Esquema de protección Clase I.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

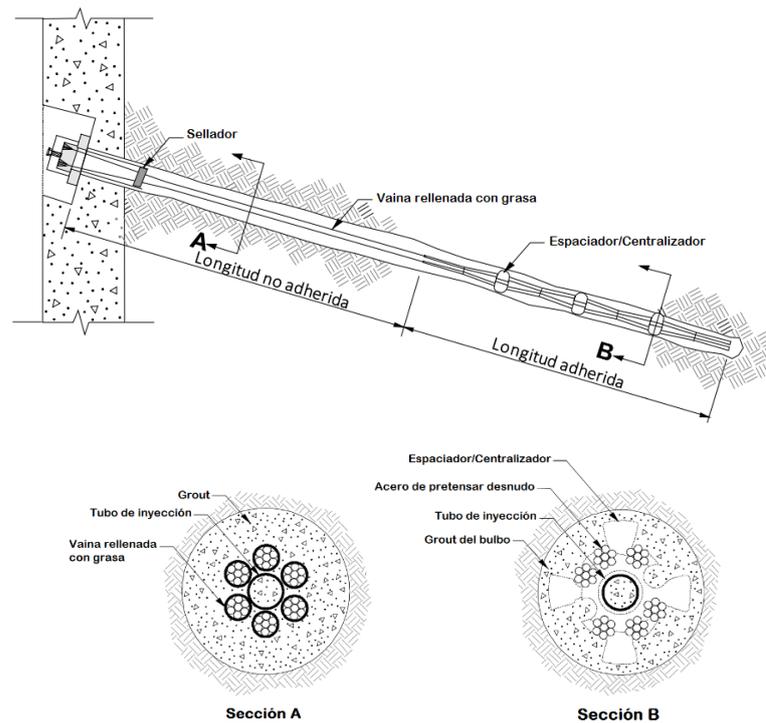


Figura 84: Esquema de protección Clase II.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

2.8.4.3 Criterios para la selección del nivel de protección contra la corrosión

Para la selección del nivel de protección se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

a) Tiempo de servicio del muro anclado

Típicamente se distinguían dos casos de tiempo de servicio para los anclajes (permanentes y temporales), sin embargo se estableció un tercer caso de “duración media” para la selección del nivel de protección contra la corrosión, esto último en base a las actualizaciones realizadas por el PTI en su publicación del 2014 (PTI, Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors, 2014), donde se indica también que le corresponde un nivel de protección Clase I a todo proyecto con anclajes permanentes.

El tiempo de servicio de un muro anclado se determinará en función de las necesidades del proyecto, y del propósito por el cual será construido. Los casos se definen de la siguiente manera:

- Anclajes temporales (tiempo de servicio menor a 2 años).
- Anclajes de duración media (tiempo de servicio de entre 2 a 5 años).
- Anclajes permanentes (tiempo de servicio mayor a 5 años).

Del tiempo de servicio establecido dependerán los diferentes parámetros de cálculo como los factores de seguridad, sin embargo, a pesar de que el muro sea calculado como uno de anclajes temporales, se debe prever cualquier posible ampliación en el plazo de construcción, razón por la cual se decidirá a criterio si se especifican mayores niveles de protección contra la corrosión (especialmente para el tendón y particularmente en suelos con agresividad corrosiva).

b) Agresividad del suelo

Se deberá especificar el mayor nivel de protección, de acuerdo al tiempo de servicio, para aquellos proyectos en que se presenten suelos clasificados como agresivos o aquellos en los que no se conozca su agresividad corrosiva.

Se asignará protección de clase II para proyectos de anclajes temporales que presenten agresividad corrosiva, y también para proyectos de duración media donde no se manifieste agresividad.

Para determinar el nivel de agresividad del suelo se aplicarán los ensayos presentados en 2.5, además de las inspecciones visuales.

Se consideran como agresivos a aquellos suelos que durante el tiempo de servicio de los anclajes presenten alguna de las siguientes condiciones (PTI, 2004):

- Valores de PH del suelo o napa freática menores a 4.5
- Resistividad del suelo menor a 2000 ohm-cm.
- Presencia de sulfuros.
- Presencia de corrientes eléctricas.

- Evidencia de concretos que hayan estado en contacto con el suelo y que hayan sufrido daños por corrosión o el ataque de ácidos.
- Presencia de agua salada o marismas.
- Cenizas, carbón o escoria volcánica.
- Rellenos orgánicos con presencia de ácido húmico.
- Turberas.
- Desechos ácidos de mina o fábricas.

En caso de no contar con estudios de la agresividad del suelo, se pueden usar los valores de ensayos de alguna zona aledaña, siempre que se pueda establecer que el suelo presenta condiciones similares.

En caso de no realizarse ningún ensayo, ni tener ninguna referencia de la agresividad del suelo, se debe asumir que éste es agresivo.

La clasificación de la agresividad del suelo debe considerar alguna posible variación debido a agentes externos durante el tiempo de servicio de los anclajes, estos agentes externos podrían afectar al suelo volviéndolo más agresivo, por ejemplo, la influencia de operaciones mineras cercanas, plantas químicas o áreas de almacenamiento de químicos.

c) Consecuencias en caso de falla del muro anclado

El calculista deberá determinar a criterio el nivel de protección en función de las posibles consecuencias de fallo del sistema.

En el caso de proyectos con anclajes de duración media, y donde se puedan generar pérdidas humanas y económicas a causa de la falla del muro se asignará una protección de clase I.

Son consideradas estructuras de alta importancia y deben llevar una protección de clase I, aquellos muros de anclajes de duración media, o permanentes, implementados en las siguientes condiciones:

- Áreas urbanas donde hayan estructuras cercanas al muro.
- Muros anclados usados para estabilizar taludes en autopistas, donde en caso de fallar el muro se generen grandes problemas de tráfico.
- Muros anclados usados para estabilizar taludes con tendencia al deslizamiento, los cuales hayan sufrido movimientos en el pasado.

d) Costo del nivel de protección

El criterio final para la selección del tipo de protección contra la corrosión viene a ser el impacto económico al aumentar el nivel de protección.

Se deben tener en cuenta los siguientes puntos:

- Para un mismo caso de tendón, la protección clase I requiere un diámetro de perforación más grande que uno de clase II.
- Encapsular un tendón implica incrementar el diámetro de la perforación, lo cual resultaría en mayores costos de instalación.
- El incremento del diámetro de la perforación implica un incremento en el tamaño de la plancha base y el diámetro de la trompeta.
- De acuerdo al método constructivo de perforación, en una perforación sin encamisado (casing), los costos adicionales de perforación pueden ser pequeños, por lo que se preferiría usar una protección clase I.
- En una perforación con encamisado o en roca, los costos adicionales de perforación serían mayores, en este caso se debería decidir si los beneficios de proveer una mayor protección contra la corrosión son factibles para el gasto que se realizaría.

A continuación se muestra a manera de resumen (Figura 85), el diagrama para la selección del tipo de protección para un proyecto de muros anclados:

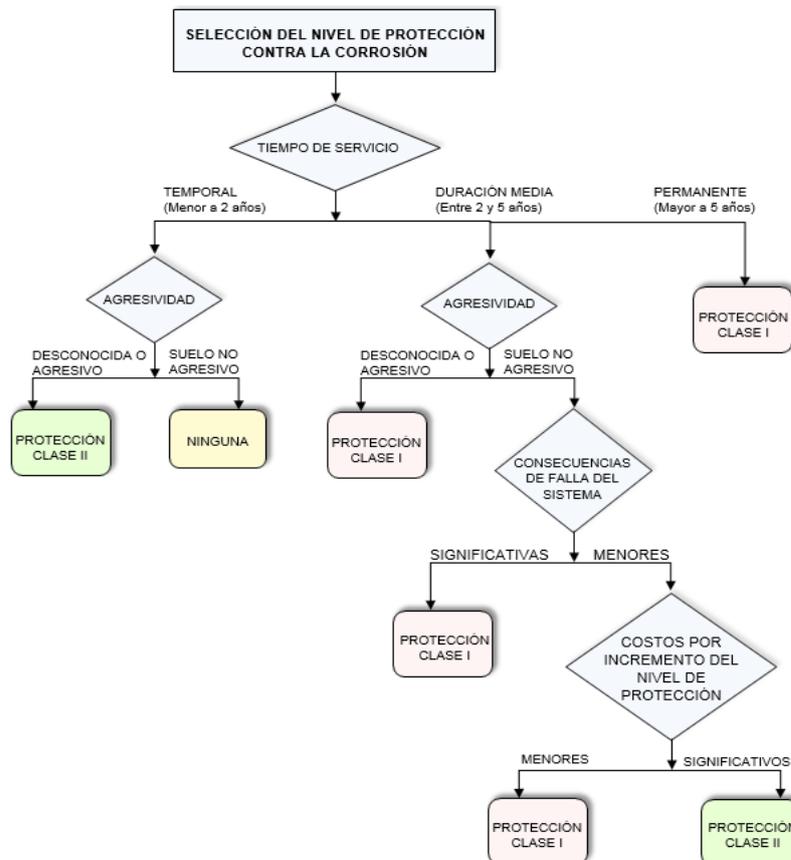


Figura 85: Diagrama para la selección del tipo de protección contra la corrosión.

Fuente: PTI, Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors, 2014.

2.8.5 Previsiones con el concreto y grout

El concreto además de cumplir un papel estructural importante en el sistema del muro anclado, sirve también de protección de los diferentes componentes que se encuentran embebidos en él, ya sean metálicos o no; de manera similar, el grout protege a muchos de estos componentes. Es así que un posible deterioro del concreto y/o grout dejaría vulnerable al acero ante el problema de la corrosión, es por ello que es necesario tomar las provisiones correspondientes, seleccionando el tipo de cemento adecuado para las condiciones en las que se vaya a trabajar. El primer mecanismo de degradación del concreto y la lechada de cemento es el ataque químico por parte de los sulfatos, especialmente en ambientes agresivos como suelos pantanosos, suelos arcillosos con presencia de sulfatos y lugares aledaños al mar. Una buena medida para minimizar la degradación del grout y concreto en estos ambientes es seleccionar un tipo de cemento que resista mejor la presencia del ion sulfato (SO_4^{-2}).

La cantidad de ion sulfato en el suelo se puede determinar con el ensayo AASHTO T-290, al tener este valor se puede seleccionar el tipo de cemento de acuerdo a la siguiente Tabla 6 (Cap. 6.5.2, FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999).

Tabla 6: Selección del tipo de cemento en función a la cantidad del ion sulfato presente.

Fuente: FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999.

% de ion Sulfato en el suelo	Tipo de Cemento Portland
0.1 – 0.2%	Tipo II
0.2 – 2%	Tipo V
Mayor a 2%	Tipo V más puzolana

Adicional a esto, el daño de los sulfatos y cloruros puede ser considerablemente reducido al usar preparaciones de grout o cemento con alta densidad y baja permeabilidad, para esto se debe controlar el método de vaciado y seleccionar una relación de agua/cemento adecuada.

2.8.6 Almacenamiento del acero de pretensar

El cable de acero de pretensar como insumo para la construcción es comercializado en rollos, a partir de estos es que de acuerdo a las especificaciones de diseño se preparan los tendones, cortándose el cable y añadiéndole los demás accesorios.

Los rollos del cable de pretensar deben ser almacenados en un ambiente ventilado, no expuesto al agua y protegidos del intemperismo, por lo que se les

coloca sobre plataformas que permitan tenerlos correctamente apoyados, además de llevar una cubierta de protección.

El acero de pretensar debe ser protegido del daño físico, aceite, corrosión, y cualquier exposición perjudicial para éste, no se le debe retirar la cubierta protectora hasta que sea necesario.



Figura 86: Rollos de acero de pretensar, almacenados a una altura respecto del suelo.

Fuente: Google Imágenes, n.d.

Antes de fabricar los tendones, el cable de pretensar debe ser limpiado de suciedad, óxido y cualquier otro agente perjudicial, para luego ser inspeccionado por un ingeniero responsable, el cual determinará la conformidad del material. De haber longitudes de cable con signos de daño, por ejemplo “picaduras”, se rechazará dicha longitud, pudiéndose cortar sólo la extensión dañada.

2.9 ENSAYO DE LOS ANCLAJES Y PROCEDIMIENTOS DE FINALIZACIÓN

El desarrollo de este capítulo se basa en las disposiciones hechas por el PTI (Post Tensioning Institute) para anclajes en estructuras de retención, las cuales se encuentran en el libro Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors publicado el 2004.

2.9.1 Conceptos básicos

a) Carga de Alineamiento (AL)

Pequeña carga nominal aplicada a un anclaje durante su ensayo con el fin de mantener el equipo de tensado bien posicionado.

b) Deformación total (δ_t)

Es generada por la carga suministrada por el gato, está compuesta por una deformación elástica y una inelástica o residual.

c) Deformación residual (δ_r)

Se genera durante el tensado de un anclaje. Es considerada de manera general como una deformación inelástica producto del desplazamiento del bulbo en el

suelo, más una porción de deformación elástica que no es disipada completamente debido a la fricción.

d) Deformación elástica (δ_e)

Es igual a la diferencia entre la deformación total y la deformación residual. El análisis de la deformación elástica permitirá el cálculo de la longitud libre aparente para cada carga de prueba máxima de cada ciclo durante el ensayo de los tendones.

e) Longitud libre aparente

Viene a ser la longitud equivalente calculada con las cargas de ensayo, descontando la carga de alineamiento, y que obtiene las mismas elongaciones que las medidas durante el ensayo del anclaje. Se usa como un indicador que permite ver qué tanto de la longitud del bulbo recibe la carga.

f) Carga de fijación (lock-off load)

Es la carga en el anclaje inmediatamente después que el gato transfiera su fuerza y que se produzca el acuñaamiento (se produce la pérdida de tensión debido al deslizamiento de las cuñas de anclaje).

g) Carga de destrabe (lift-off load)

Es la carga leída a modo de verificación luego de la fijación (lock-off), es decir, servirá para comprobar si la carga de fijación fue satisfactoriamente establecida en el anclaje.

2.9.2 Ensayo de los anclajes

Para asegurar la correcta ejecución y funcionamiento del sistema de la manera que se previó durante el diseño, es necesario que todo anclaje sea ensayado. El PTI presenta las disposiciones necesarias, se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Todo anclaje deberá ser ensayado, ya sea de acuerdo al ensayo de performance o al ensayo de recibimiento (existiendo, sin embargo, más tipos de ensayos, detallados más adelante).
- Ninguna pre-carga aparte de la carga de alineamiento en el tendón será permitida antes de ensayar los anclajes,
- Para todos los casos, ningún tendón deberá ser tensado a un valor mayor al 80% del F_{pu} .

2.9.2.1 Ensayo de pre-producción

Se especifica sólo en circunstancias extraordinarias, pues este ensayo requiere una inversión adicional de tiempo y dinero. Aplica para proyectos de gran magnitud y/o en aquellos donde habrá una gran cantidad de anclajes a realizar.

Se realiza con el propósito de evaluar la conformación del bulbo de anclaje y descartar posibles fallas en la interfase grout-suelo, teniendo en cuenta que estas posibles fallas ocurrirían mientras el anclaje trabaja dentro de los límites seguros (por ejemplo que el bulbo falle mientras el tendón se halla trabajando a menos del 80% del F_{pu}). El ensayo se basa en las especificaciones indicadas para el ensayo de performance, pero realizado con mayor rigurosidad y detalle.

2.9.2.2 Ensayo de performance o calificación

Se realiza sobre un pequeño número de anclajes representativos, el criterio de selección de dichos anclajes toma en cuenta que todos los anclajes del proyecto serán instalados usando los mismos métodos y bajo las mismas condiciones.

Se realizará este ensayo a dos de los tres primeros anclajes a implementarse, dicha selección se hará a criterio del ingeniero, luego se realizará este mismo ensayo a un mínimo del 2% de los anclajes restantes.

El ensayo de performance se realiza para determinar lo siguiente:

- Si el anclaje tiene suficiente capacidad de carga.
- Si se logró establecer satisfactoriamente la longitud libre aparente del tendón.
- La magnitud del movimiento residual.
- Si la medida del creep se estabiliza dentro de los límites especificados.

Se realiza el ensayo sometiendo al anclaje a ciclos incrementales de carga y descarga de acuerdo a la secuencia presentada en la Tabla 7.

Tabla 7: Pasos para el ensayo de performance.

Fuente: PTI, *Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors*, 2004.

Ciclos de carga	Deformación total para la carga máxima del ciclo δ_t	Deformación residual manteniendo AL, luego del ciclo de carga anterior δ_r	Deformación elástica para la carga máxima del ciclo δ_e
AL 0.25 DL	δ_{t1}		$\delta_{t1} - \delta_{r1} = \delta_{e1}$
AL 0.25 DL 0.50 DL	δ_{t2}	δ_{r1}	$\delta_{t2} - \delta_{r2} = \delta_{e2}$
AL 0.25 DL 0.50 DL 0.75 DL	δ_{t3}	δ_{r2}	$\delta_{t3} - \delta_{r3} = \delta_{e3}$
AL 0.25 DL 0.50 DL 0.75 DL 1.00 DL	δ_{t4}	δ_{r3}	$\delta_{t4} - \delta_{r4} = \delta_{e4}$
AL 0.25 DL 0.50 DL 0.75 DL 1.00 DL 1.20 DL	δ_{t5}	δ_{r4}	$\delta_{t5} - \delta_{r5} = \delta_{e5}$
AL 0.25 DL 0.50 DL 0.75 DL 1.00 DL 1.20 DL 1.33 DL	δ_{t6} Carga de prueba (lectura cero para la medición del creep) δ_{tn} (lectura final luego de mantener la carga el tiempo requerido)	δ_{r5}	$\delta_{t6} - \delta_{r6} = \delta_{e6}$
AL Ajustar a carga de bloqueo		δ_{r6}	

Donde

- δ_t : Deformación total.
- δ_e : Deformación elástica.
- δ_r : Deformación residual.
- AL : Carga de alineamiento.

DL : Carga de diseño.

a) Cálculo de la longitud libre aparente

Se asume que la mitad de la carga aplicada al tendón es transferida al bulbo, y la otra mitad a la longitud libre aparente, basado en esto se construye la gráfica carga vs profundidad (Figura 87), donde se muestra cómo la carga varía linealmente y creciente desde el extremo del bulbo, hasta el inicio de la longitud libre, luego se mantiene constante en toda la longitud libre. La longitud libre aparente puede ser representada con un modelo lineal constante.

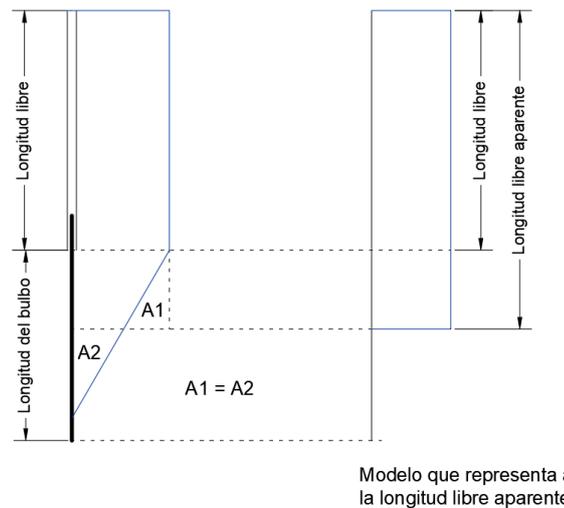


Figura 87: Gráficas Carga vs Profundidad, modelo para hallar la Longitud Libre Aparente.

Fuente: PTI, *Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors*, 2004.

La longitud libre aparente vendrá a ser aquella longitud calculada en base a las deformaciones elásticas que experimentan los torones, por lo que podrá ser hallada con la siguiente expresión:

$$L_{LA} = \frac{A_t \cdot E_s \cdot \delta_e}{TL - AL}$$

Donde

- A_t : Área de la sección transversal del tendón.
- E_s : Módulo de elasticidad del acero de pretensar.
- δ_e : Deformación elástica.
- AL : Carga de alineamiento.
- TL : Carga máxima de un ciclo de ensayo.

2.9.2.3 Ensayo de recibimiento

Se realiza con los mismos fines que el ensayo de performance, con excepción de la determinación de la deformación residual (ésta se tomará igual a la hallada con

el ensayo de performance a un anclaje cercano). Sin embargo, una comparación de los resultados del anterior ensayo con los del ensayo de recibimiento permite una visión adicional de las características de transferencia de carga de los anclajes ensayados. Las etapas de carga para este ensayo se muestran en la Tabla 8, para mayor detalle revisar la bibliografía.

Tabla 8: Etapas de carga para el ensayo de recibimiento.

Fuente: PTI, *Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors*, 2004.

AL
0.25 DL
0.50 DL
0.75 DL
1.00 DL
1.33 DL Carga de prueba (mantener por 10 minutos)
AL (opcional)
Ajustar a carga de bloqueo

2.9.2.4 Medida del creep y el ensayo suplementario de creep extendido.

La deformación por creep puede ser revisada durante los ensayos de performance o de recibimiento, alternativamente se puede realizar un ensayo de creep extendido para monitorear la deformación por creep y su tendencia.

El ensayo de creep extendido normalmente se realiza en anclajes permanentes, siendo necesaria su aplicación en aquellos instalados en suelos que presentan índices de plasticidad mayores a 20, para estos casos se debe especificar un mínimo de dos ensayos.

2.9.3 Fijación del anclaje y verificación de la carga instalada

2.9.3.1 Fijación o bloqueo del anclaje (lock-off).

Luego que los ensayos correspondientes fueron completados, el tendón es tensado hasta la carga de bloqueo especificada, pero incluyéndole además una elongación adicional equivalente a la pérdida por acuíñamiento (6.4 mm, estimada de antemano, ver capítulo 2.7.5.8), luego se realizará el bloqueo del anclaje donde las cuñas ocupan su posición en la cabeza del anclaje, fijando la elongación suministrada.

Al terminar todo esto, la carga en el tendón debería ser la especificada para el bloqueo (lock-off), las pérdidas por acuíñamiento habrían ya ocurrido, y podría ejecutarse ya la prueba de destrabe. Como disposición adicional, la carga de fijación no puede ser menor al 50% del F_{pu} , esto prevendrá un posible deslizamiento de la mecha del cable a través de las cuñas en caso que la carga aumente por encima de la carga de fijación durante la vida de servicio. En caso

de requerirse una carga de fijación menor al 50% del F_{pu} , se puede solucionar usando calces bajo la cabeza del anclaje y fijando las cuñas al 50% del F_{pu} , luego se retirarían los calces, obteniéndose la carga de fijación deseada.

2.9.3.2 Lectura de la carga de destrabe (lift-off)

Se realiza esta prueba una vez que la carga fue ya transferida al anclaje, se le considera más una verificación simple que un ensayo. El propósito de esta prueba es el de verificar la magnitud de la fuerza en el tendón. El procedimiento consiste en reaplicarle carga al tendón gradualmente, hasta que las cuñas empiecen a desprenderse de su base (cabeza del anclaje) sin que se salgan de su posición, sólo es necesario comprobar el destrabe de las cuñas. El destrabe es evidenciado por un freno repentino en el aumento de la tensión, lo cual se podrá observar en el medidor de presión del gato.

2.9.4 Trabajos de finalización

Luego de realizado todo el proceso de instalación (usando los accesorios correspondientes al nivel de protección contra la corrosión asignado), seguido por los ensayos, y considerando que estos y las verificaciones hayan dado resultados satisfactorios, se bloquea el anclaje, dejándolo así con la carga ya instalada y se procederá recién con los demás paños del muro.

Para el caso de los muros anclados para sótanos en edificaciones, los anclajes se hacen prescindibles cuando se conforman las losas, pues se conforma un nuevo sistema estructural donde estas últimas funcionan de apoyo lateral, es así que se podrían ya desactivar los anclajes, y en caso de haberse implementado ábacos, pudieran ser demolidos por la misma razón.

Pudiera también presentarse la necesidad de dejar algunos anclajes con sus cargas instaladas, por ejemplo para casos en que hayan grandes aberturas en las losas de sótano, y dichas aberturas se extiendan hacia uno o más paños de muro anclado (como en las fosas para elevadores que colindan con un muro perimetral anclado), de presentarse esta u otras situaciones análogas, deberá evaluarse si es viable o no la desactivación de los anclajes de dicha zona, y en caso de requerir la permanencia de estos a un mayor plazo, se deberá considerar el tiempo de servicio correspondiente al realizar el diseño.

2.9.4.1 Corte de las colas de tensado, desactivación de los anclajes

Las colas de tensado deberán mantenerse hasta que ya no se requieran más lecturas de destrabe. Una vez que el ingeniero responsable dé por aceptado el anclaje se podrán cortar las colas de tensado haciendo uso de sierras o discos de corte, dejando por lo menos 13 mm (0.5 pulgadas) de cable sobresaliente, medido desde las cuñas. Se puede sin embargo esperar hasta la etapa de desactivación y retirar todos los componentes externos del anclaje.



Figura 88: Corte de colas de tensado.

Fuente: Google Imágenes, n.d.



Figura 89: Desactivación de anclajes con soplete de oxicorte.

Fuente: Google Imágenes, n.d.

2.9.4.2 Monitoreo del comportamiento del sistema

Es apropiado realizar el monitoreo del comportamiento de los anclajes y de la estructura del muro anclado, en general, durante y después de su construcción. Esto es para verificar que el comportamiento del sistema sea el que se previó desde su concepción, básicamente se busca verificar que las fuerzas en los anclajes y las deformaciones en el suelo no varíen más allá de los límites previstos, para así, en caso excepcional de que eso suceda, actuar de manera oportuna (por ejemplo, reajustando el diseño). El tipo de observación, así como la frecuencia con que se realice serán decididos en la etapa de diseño.

Normalmente el monitoreo consiste en la medida de las cargas en los anclajes de manera individual a través de ensayos de destrabe o haciendo uso de celdas de carga, estos últimos son dispositivos instalados junto con la cabeza del anclaje y permiten la lectura de la fuerza en el anclaje en cualquier momento deseado (ver Figura 90).



Figura 90: Celda de carga instalada en anclaje para el monitoreo de la fuerza.

FUENTE: <http://geotechpedia.com/Equipment/Show/1732/Hydraulic-Anchor-Load-Cells>.

La PTI recomienda que entre el 3 al 10% (o más) de los anclajes sea monitoreado, esto dependerá del criterio del profesional responsable, quien debiera tomar en cuenta factores como la importancia del proyecto, la sensibilidad a deformaciones en el suelo por parte de estructuras vecinas, el tiempo de permanencia de los anclajes, corrosión, etc.

El monitoreo con celdas de carga y otras técnicas es más usual en anclajes permanentes. Normalmente el propósito del monitoreo a largo plazo es determinar si los anclajes mantuvieron su carga o si sufrieron daño por corrosión.

Deberán indicarse las especificaciones correspondientes que permitan que un anclaje sea reajustado en un futuro, por ejemplo, se deberá mantener la longitud no adherida libre de grout, además de requerirse cabezas de anclaje especiales que permitan reajustes en la fuerza y futuras lecturas de lift-off.

Aparte del control de la fuerza, también existe la posibilidad de controlar las deformaciones que experimenta el suelo retenido, para esto se puede hacer uso de un inclinómetro (de acuerdo a ASTM D 6230), que consiste en una sonda insertada en el suelo a través de una tubería inclinométrica especial (ver Figura 91), la sonda permite realizar mediciones en dos direcciones ortogonales entre sí, por lo que se podrían medir desplazamientos laterales y deformaciones en el suelo. Gracias a estas mediciones se podrían comparar los desplazamientos y/o deformaciones con los valores teóricos calculados, permitiendo así realizar ajustes en los modelos matemáticos y obteniendo diseños más precisos que se ajustan bastante a lo real (normalmente el modelamiento matemático que contempla el cálculo y reajuste de estas deformaciones y/o desplazamientos involucra el uso de elementos finitos bidimensionales o tridimensionales), sin embargo es un procedimiento poco usual, dispuesto normalmente para edificios de gran importancia en los cuales las deformaciones sean un punto realmente crítico. A continuación se muestra el equipo de medición.



Figura 91: Componentes típicos del equipo de inclinometría.
Fuente: ASTM, D 6230-98 (Reapproved 2005): Standard Test Method for Monitoring Ground Movement Using Probe-Type Inclinometers, 2005.



Figura 92: Colocación de la sonda inclinométrica para la toma de medidas.
Fuente: Google Imágenes, n.d.

CAPÍTULO III: DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO PARA MUROS ANCLADOS SIN EMPOTRAMIENTO.

En el presente capítulo se desarrollará el estudio de la metodología de cálculo para muros anclados sin empotramiento, para ello se tomarán las teorías y métodos extensamente estudiados en muros pantalla para adaptarlos al contexto peruano, donde en la actualidad se construyen muros anclados sin empotrar y por paños intercalados. Por un lado se adaptará una metodología simplificada para el diseño geotécnico, la cual se complementará con el método de presiones dependientes que permite evaluar las presiones de suelo en función de la deformación que éste experimenta, luego con los resultados obtenidos se pasará a la etapa del diseño estructural.

Se dará validez a la metodología simplificada de diseño geotécnico estudiando el comportamiento de un muro anclado sin empotrar, haciendo uso de herramientas de cálculo, es así que se desarrollará el diseño de un paño típico de muro para un proyecto a modo de ejemplo aplicando la metodología desarrollada y realizando comparativas con el método de equilibrio límite, luego se verificarán si las deformaciones en el muro se encuentran dentro de los límites estipulados, de esta manera se buscará demostrar la efectividad del método planteado y determinar si es suficiente para conseguir un diseño satisfactorio.

3.1 DISEÑO GEOTÉCNICO

La justificación para la implementación de un muro anclado surge con la necesidad de atender la inestabilidad que se genera durante una excavación de considerable tamaño y profundidad. Esta inestabilidad debe ser mitigada a través de la implementación de una estructura de contención, para el caso que aquí se estudia será un muro anclado. El muro anclado deberá generar un sistema en equilibrio que brindará soporte y estabilidad al talud, dicha estabilidad será provista principalmente por los anclajes y será evaluada a través de diversos cálculos que conforman el diseño geotécnico.

Para un proyecto de muros anclados, en general, será requisito determinar parámetros como el tipo de suelo, su densidad, ángulo de fricción; además de las condiciones de trabajo del muro (permanencia de los anclajes a corto o largo plazo), sobrecargas, desplazamientos permisibles y consecuentemente los factores de seguridad respectivos. Las consideraciones y metas del diseño serán establecidas en función a las exigencias del cliente (por ejemplo, tolerancia a las deformaciones), de esta manera se puede delimitar el trabajo estableciendo

factores de seguridad coherentes, dejando de lado análisis más complejos como por ejemplo el uso de elementos finitos, análisis tiempo-historia, etc.

3.1.1 Superficies de falla

Es aquella superficie a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento o rotura del talud, es caracterizada por un factor de seguridad. La superficie crítica de falla es aquella que sin anclajes presenta el menor factor de seguridad, delimita una cuña de falla que presenta la mayor probabilidad de ocurrencia del deslizamiento (ver Figura 93), por ello es que a través de la implementación de anclajes se busca estabilizar dicha cuña.

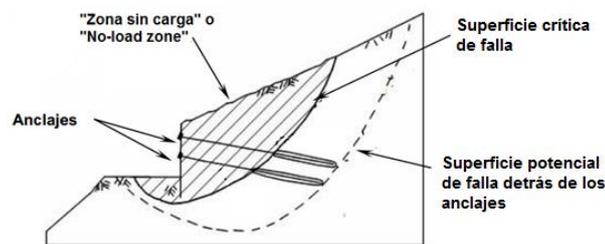


Figura 93: Superficies de falla en un muro anclado.

Fuente: FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999.

Los bulbos de anclaje sirven como sujeción de la masa de suelo que se pretende estabilizar, es por ello que cada bulbo debe ser emplazado en una región del suelo que se encuentre más allá de la superficie crítica de falla.

Debe verificarse que las cargas de anclaje sean de magnitud suficiente para permitir que la masa de suelo por delante de la superficie crítica de falla se estabilice, a esto se le denomina verificación de la estabilidad interna del muro. Luego de asegurar la fuerza total de anclaje, se volverá a revisar la longitud libre, es decir, se deberá verificar que los bulbos se extiendan una longitud suficiente de forma que se evite una falla global o externa del suelo y que además se cumpla con un factor de seguridad mínimo.

La región de suelo que se encuentra delante de la superficie crítica de falla es también llamada "zona sin carga" o "no-load zone", pues no existen fuerzas de anclaje que se soporten en ella. Los bulbos de anclaje se instalan pasando esta superficie crítica y las cargas de anclaje se transmiten a la masa de suelo a través de los apoyos en la pantalla, los cuales "empujan" a la cuña de falla, estabilizándola. Teniendo en cuenta esto último es que se usará esta cuña delimitada por el muro y la superficie crítica de falla para la evaluación de la fuerza

total de anclaje, necesaria para su estabilización (verificación de la estabilidad interna).

La superficie de falla probable que se formará considerando la presencia de los anclajes correspondería ya a una falla global o externa del suelo. Se define a la “superficie potencial de falla” como aquella superficie que pasa justo detrás de los bulbos de anclaje (ver Figura 93), esta superficie será objeto de análisis en los cálculos de estabilidad global o externa.

3.1.2 Presiones de suelo en muros anclados

Las presiones generadas en muros para suelos con anclajes no siguen un patrón lineal como el que se presenta en muros para taludes en voladizo. La distribución de las presiones del terreno que se desarrolla en un muro anclado depende de la magnitud y distribución de las deformaciones laterales del muro. Para sistemas de muros anclados el modelo de deformaciones es complicado, y no es consistente con la distribución de empujes teóricos de Rankine o Coulomb, por lo que no es posible recurrir a diagramas de presiones formulados por los mencionados métodos. Un ejemplo de esto se presenta en las anclas superiores, donde se generan presiones mayores que las activas calculadas con las teorías de Rankine o Coulomb, esto se debe a las deformaciones propias del tipo de proceso constructivo.

Factores como la resistencia al corte del suelo, la rigidez del muro, la inclinación del anclaje, su separación vertical y las cargas de tensado influyen directamente en el modo de deformación del muro y en el empuje total sobre el mismo. Los métodos para evaluar los empujes en un muro anclado con elementos flexibles incluyen el uso de empujes aparentes, cuñas deslizantes, cálculos basados en equilibrio límite e incluso la representación del comportamiento elasto-plástico del suelo a través de resortes.

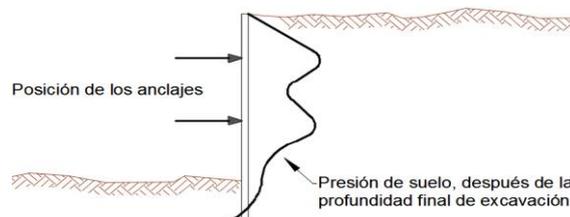


Figura 94: Presiones reales de suelo en un muro con anclajes.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

3.1.2.1 Diagramas de presión aparente

Los diagramas de presión aparente son diagramas semi-empíricos que representan la presión ejercida por el suelo sobre la estructura del muro anclado. Fueron desarrollados originalmente por Terzaghi y Peck (1967), luego Peck (1969) para muros con apuntalamientos, modificados por Henkel (1971) y en FHWA-RD-97-130 (1998) para adaptar el método a muros anclados considerando los procesos constructivos, mejorando algunas imprecisiones y obteniendo valores más conservadores (Cap.5, FHWA, Ground Anchors and Anchored Systems, Sabatini y otros, 1999).

En la Figura 95 se muestra la forma que adopta el diagrama de presiones en un muro con anclajes múltiples, esta forma irregular del diagrama se obtiene en base a mediciones hechas en campo. Se muestra también un diagrama que aproxima las curvas a líneas, este diagrama es conocido como la “envolvente de presiones aparentes de suelo” y es usado para representar el comportamiento real del muro a través de una formulación simplificada.

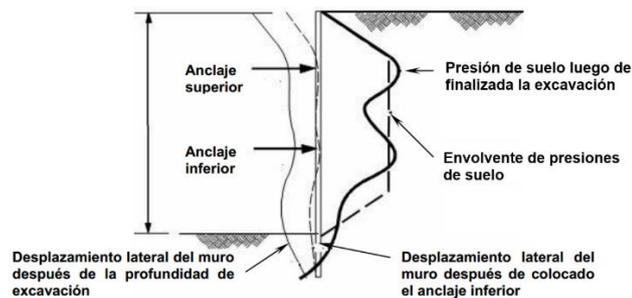


Figura 95: Presiones de suelo desarrolladas sobre un muro con múltiples niveles de anclaje

Fuente: FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999.

Este último diagrama a pesar de no ser estrictamente una “envolvente”, representa una carga de presión que genera solicitaciones muy parecidas a las presiones reales medidas en experimentaciones, esto permite obtener valores de fuerzas de anclaje, momentos flectores y fuerzas cortantes confiables que servirán para el diseño de la pantalla.

Las experiencias e investigaciones recopiladas por la FHWA (Federal Highway Administration-Departamento de Transporte de los Estados Unidos) permitieron hacer mejoras en la forma como se distribuyen las presiones sobre el muro, sin embargo la carga total del suelo se basa en los mismos planteamientos hechos por Terzaghi y Peck, por tal razón es que se describen los planteamientos originales y luego se realiza la modificación a la distribución de presiones.

Los diagramas de envolventes de presiones aparentes de Terzaghi y Peck son de forma rectangular o trapezoidal y fueron desarrollados basados en las siguientes premisas:

- Se considera que la excavación tiene una profundidad mayor a 6 m y que es relativamente ancha. Se supone, además, que los movimientos del muro son lo suficientemente grandes como para desarrollar la resistencia completa al corte.
- Se asume que para arenas el nivel freático está por debajo de la base de la excavación y para arcillas su posición no es de importancia. La carga debido a la presión de agua no fue considerada específicamente en estos análisis.
- Se asume que la masa de suelo es homogénea y que el comportamiento del suelo durante el corte es drenado para arenas y no drenado para arcillas, es decir se consideran solamente las cargas a corto plazo.
- Los diagramas de carga se aplican solo a la porción expuesta del muro y no a aquella que está embebida en el terreno debajo del fondo de la excavación.

Estos diagramas son mostrados en la Figura 96, la máxima ordenada de presión aparente es denotada por "P".

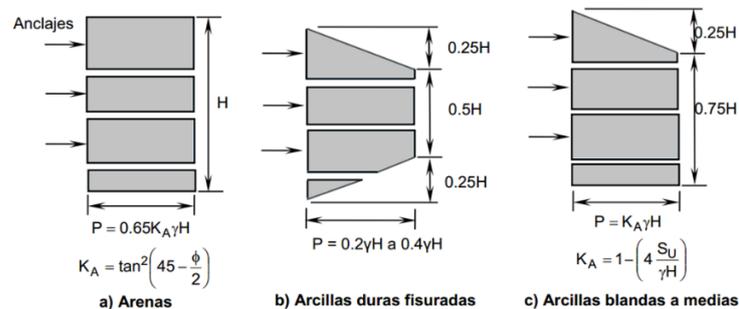


Figura 96: Envolventes de presiones aparentes de Terzaghi y Peck
Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

Para arcillas, la presión aparente está relacionada con el número de estabilidad N_S , el cual está definido como:

$$N_S = \frac{\gamma H}{S_u}$$

Donde γ (kN/m³) es el peso específico de la arcilla, S_u (kPa) es la resistencia al corte promedio de la arcilla debajo de la base de la excavación y H (m) es la profundidad de la excavación (para mayor información referida a arcillas consultar Cap.5 de FHWA, *Ground Anchors and Anchored Systems*, Sabatini y otros, 1999).

3.1.2.2 Diagrama de presión aparente modificado para arenas

Para el caso de arenas la FHWA recomienda utilizar una versión modificada de los diagramas de Terzaghi y Peck, proponiendo una distribución trapezoidal.

El diagrama trapezoidal es más apropiado por las siguientes razones:

- Las presiones de suelo se concentran alrededor de la ubicación de los anclajes como resultado del tensado.
- Las mediciones realizadas en diversos proyectos indican que es apropiada una presión de suelo igual a cero en la superficie del suelo (sin considerar sobrecargas presentes).
- La presión de suelo incrementa desde la superficie del suelo hacia la ubicación del primer anclaje.

El método propuesto por la FHWA consiste en evaluar la carga total del suelo usando el diagrama original correspondiente (de acuerdo al tipo de suelo), para luego a través de un patrón trapezoidal distribuir dicha carga en el muro, se requiere conocer de antemano la localización del primer anclaje.

Ya que el tipo de muro que se usa en este trabajo no posee empotramiento en la base, se empleará un diagrama como el mostrado en la Figura 97 (para esta formulación originalmente se consideraba la presencia de una profundidad embebida del muro sobre la cual actuaba una resistencia pasiva, generando así que las presiones en la base de la excavación tuvieran valores pequeños que con fines prácticos se aproximaban a cero, siendo todo esto compatible con un muro pantalla, cuya pantalla es conformada antes de empezar con las excavaciones masivas. Debido al método constructivo usado en Lima, donde la pantalla del muro se va construyendo a medida que se baja en profundidad, no existe empotramiento y por lo tanto no existe una presión pasiva actuando en la base del muro). La máxima carga total de presión en suelos arenosos está dada por:

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

La carga total de suelo T_L se convierte en un diagrama trapezoidal y se aplica desde la base de la excavación hasta la corona del muro como se muestra en la Figura 97.

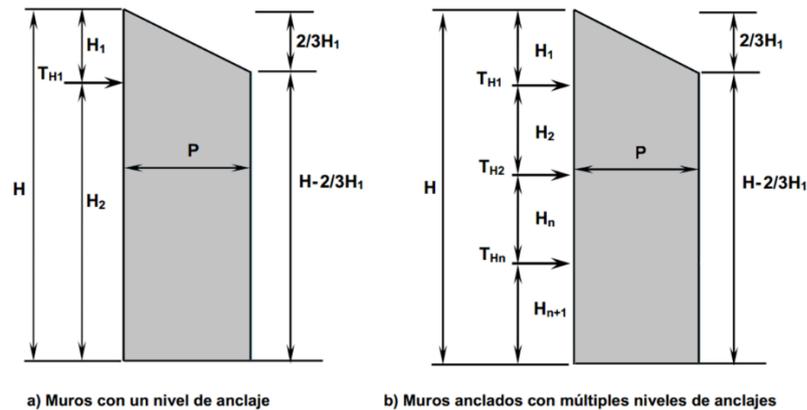


Figura 97: Diagrama de presiones para suelos granulares, para un nivel y varios niveles de anclajes.

Fuente: Elaboración propia.

- La presión viene dada por:

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

Donde

- H_1 : Profundidad del primer anclaje (m).
- T_{H_i} : Componente horizontal de la fuerza de anclaje (kN/m).
- T_L : Empuje total de presión de suelo (kN/m).
- P : Carga de presión que estabiliza el talud (kN/m).
- H_n : Profundidad del n-ésimo anclaje (m).

* Para el caso de arcillas, consultar Cap.5.2 de FHWA, *Ground Anchors and Anchored Systems*, Sabatini y otros, 1999.

3.1.2.3 Factor de seguridad

La metodología de cálculo simplificado que se presenta es también llamada RIGID 1, propuesta por el cuerpo de ingenieros del ejército de Estados Unidos y consiste en afectar al ángulo de fricción interna del suelo ϕ con un factor de seguridad para luego hallar las cargas de anclaje a través de los diagramas de presión aparente. y posteriormente verificar los valores de fuerzas y geometría con los análisis de estabilidad correspondientes. Este método ha sido extensamente estudiado y probado eficazmente en la práctica en muros pantalla (empotrados), el objetivo será adaptar el método a un muro anclado (sin empotramiento) y validarlo más adelante.

De acuerdo con FHWA-RD-98-065 (1998) se recomienda, en general, usar un factor de seguridad de 1.3 aplicado al ángulo de fricción interna ϕ , lo cual

garantizará la estabilidad del muro y seguridad del sistema, sin embargo si se requiere un control estricto de deformaciones lo recomendable es usar un factor de seguridad de 1.5. Estos valores de factor de seguridad son el resultado de comparar varios análisis realizados con el método RIGID 1 y otros más complejos, además de tomar consideraciones de experiencias previas de muros diseñados con diferentes métodos.

El ángulo resultante de aplicar el factor de seguridad será ϕ_{mob} , al cual se le denomina “movilizado”, y se halla de la siguiente manera:

$$\phi' = \phi_{mob} = \text{atan} \left(\frac{\tan \phi}{FS} \right)$$

Un factor de seguridad de 1.3 es compatible con condiciones activas del suelo, mientras que un factor de seguridad de 1.5 corresponde ya un estado de reposo, sin embargo, en todos los casos se considera que el suelo presentará deformaciones suficientes para trabajar en un estado activo (Cap. 4.4.4, Ground Anchors and Anchored Systems, Sabatini y otros, 1999), lo cual es coherente con las formulaciones para el análisis de estabilidad y el análisis sísmico.

Una de las limitaciones del método de presiones aparentes (RIGID 1) es que no se pueden evaluar las deformaciones, por lo que si fuera éste un requisito habría que aplicar otras metodologías que consideren el comportamiento elasto-plástico del suelo, sin embargo el uso de los factores de seguridad recomendados permitirá obtener resultados satisfactorios.

De manera general para cualquier tipo de suelo, la metodología RIGID 1 considera los siguientes casos de diseño con su respectivo factor de seguridad:

- ECONOMIA Y SEGURIDAD ($FS = 1.3$)
- CONTROL ESTRICTO DE DEFORMACIONES ($FS = 1.5$)

3.1.2.4 Presión por sobrecarga

La sobrecarga genera un incremento de presión lateral sobre la estructura de soporte. La presión por sobrecarga (P_s) viene dada por el producto de la sobrecarga (q_s) y la constante de presión de suelo correspondiente (K):

$$P_s = K \cdot q_s$$

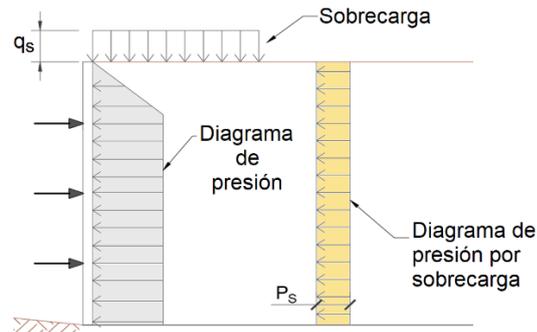


Figura 98: Diagrama de presión por sobrecarga.

Fuente: Elaboración propia.

Donde " P_s ", " q_s " tienen unidades de presión, y " K " es adimensional. Algunos ejemplos de sobrecarga vienen a ser el peso del pavimento o veredas contiguas a la excavación, la carga generada por el tránsito de vehículos, el peso de equipos o materiales almacenados cerca de la excavación, etc. Es así que puede ser práctico distinguir casos de carga viva y carga muerta cuando se calcula la presión por sobrecarga. En caso que exista el tránsito de vehículos a una distancia menor que la mitad de la altura de la excavación (distancia horizontal medida desde la corona del muro anclado), el muro deberá ser diseñado para soportar una presión por sobrecarga viva de al menos 12 kPa, o el equivalente a una altura de 0.6m de suelo para dicho caso de carga (AASHTO, 1996).

Se considerará el efecto de cargas provenientes de edificios aledaños, si estos se encuentran dentro de una distancia horizontal igual a la altura del muro (Cap. 5.2.10.1, Ground Anchors and Anchored Systems, Sabatini y otros, 1999).

3.1.2.5 Presión de agua

La construcción de un muro anclado en un terreno con presencia de nivel freático induce un flujo de agua debido a la excavación, dicho flujo adopta diferentes valores a medida que se va bajando en profundidad, para evitar estos problemas se opta por deprimir el nivel freático antes de realizar el emplazamiento de los anclajes. Lo usual es ir drenando el agua a medida que se va avanzando con la excavación, de esta manera se puede ir progresivamente hasta culminar el último nivel de anclajes. Sin embargo, en suelos granulares de Lima no es algo común la presencia del nivel freático, por ello no se tiene consideración alguna de éste en el diseño. Excepcionalmente podrían generarse casos de presión hidrostática en situaciones muy particulares, como el caso de la inundación del terreno contiguo luego del emplazamiento de los muros anclados.

En caso hubiera la necesidad de tomar en cuenta la acción del agua, se deben considerar las presiones inducidas por el flujo de ésta en cada etapa constructiva, e incluso la posibilidad de aplicar otras técnicas de sostenimiento (como muros pantalla, por ejemplo, por su mayor facilidad constructiva en suelos con nivel freático).

En el presente trabajo, no se incluirá la acción del nivel freático sobre el muro, por implicar una gran cantidad de análisis adicional y ser una situación poco común en suelos granulares de Lima.

3.1.2.6 Presión pasiva

La metodología de diseño simplificado está basada en considerar que el suelo de manera global trabaja en un estado activo, sin embargo, si se hiciera una revisión local de ciertos puntos cercanos a los anclajes se obtendrá que en algunos de dichos puntos la presión supera el valor activo. Esto último será estudiado en el método de Winkler o método de presiones dependientes en 3.1.8.

Para realizar los cálculos con el método de Winkler se necesitará hacer uso de la constante de presiones pasiva del suelo, esta constante se basará en una superficie de falla tipo espiral logarítmica, que de acuerdo a FHWA-RD-98-065 es la que mejor se ajusta a este tipo de estructuras. En la Figura 99 se muestra el ábaco propuesto por Caquot y Kerisel para el cálculo de la presión pasiva, se presenta también la tabla para hallar el factor de reducción correspondiente de acuerdo a la relación δ/ϕ con que se trabaje.

El ángulo δ es el ángulo de fricción de la interfase muro-suelo y es un parámetro importante en estructuras que trabajen con el suelo en su estado pasivo (por ejemplo, el empotramiento de un muro pantalla), sin embargo, para el caso de muros anclados sin empotramiento el efecto de la fricción del muro en la presión es relativamente pequeño y por consiguiente ignorado, esto significa que se considera al ángulo δ igual a cero.

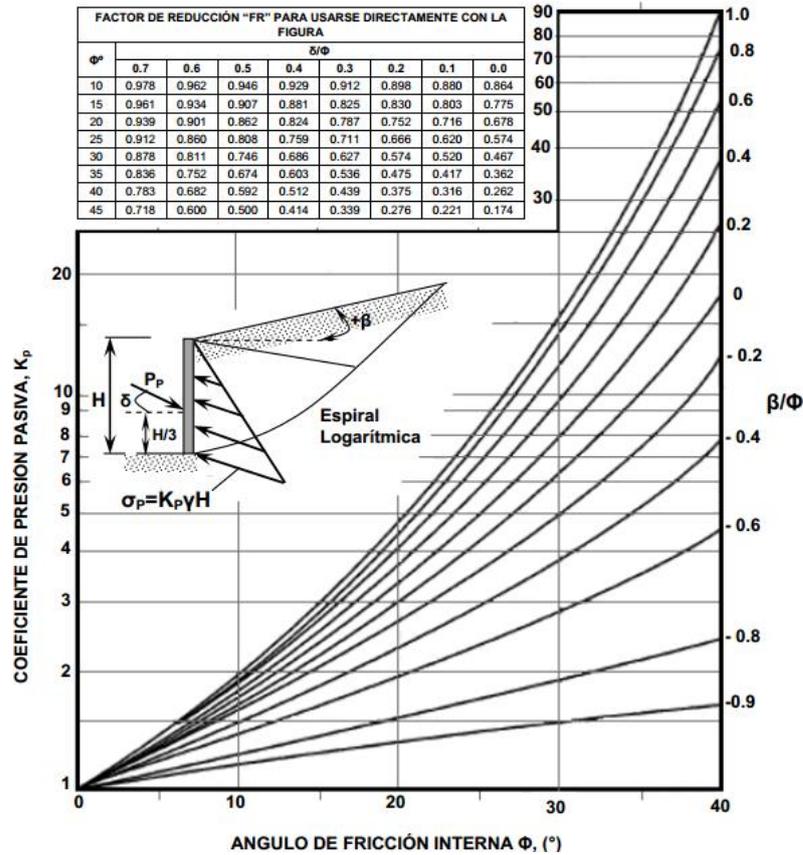


Figura 99: Gráficas propuestas por Caquot y Kerisel para el cálculo de la constante pasiva.
 Fuente: FHWA, Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor Walls, Volume I - Current Practice and Limiting Equilibrium Analyses, Long y otros, 1998.

3.1.3 Disposición de los anclajes

Cada anclaje es diseñado considerando que soporta un área tributaria de carga formada por la separación horizontal y vertical entre anclajes adyacentes, en lo posible estas separaciones deben ser uniformes, sin embargo pueden presentarse restricciones singulares de cada proyecto.

La separación entre anclajes se ve generalmente afectada por factores como:

- Existencia de estructuras subterráneas, las cuales pueden interferir con el posicionamiento del anclaje (espaciamiento, e incluso inclinación).
- Necesidad de un sistema muy rígido para el control de los movimientos laterales, esto implica menores espaciamentos (generalmente en los primeros niveles o anillos).

A continuación se describe con mayor detalle los criterios de espaciamiento tanto vertical como horizontal e inclinación de los anclajes.

3.1.3.1 Espaciamiento horizontal

Se recomienda un espaciamiento horizontal máximo de 3 metros sin embargo se podría tener espaciamientos mayores (en Lima se suelen usar espaciamientos de 3 a 5 metros), para lo cual se deben tener en cuenta ciertas previsiones y así evitar deformaciones indeseadas en el suelo (ver estabilidad externa en 3.1.6.2).

El valor mínimo del espaciamiento horizontal es 1.2 m, esto para evitar efectos de grupo con los anclajes adyacentes. El efecto de grupo reduce la capacidad de carga individual de los anclajes (Cap. 5.3.7, Ground Anchors and Anchored Systems, Sabatini y otros, 1999).

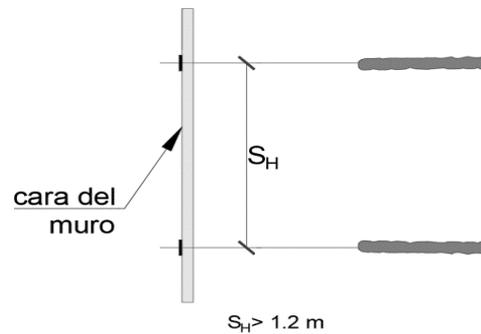


Figura 100: Espaciamiento horizontal de anclajes (vista en planta del muro).

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

3.1.3.2 Espaciamiento vertical

La disposición vertical de los anclajes se realiza tomando el criterio de balance de la flexión en el muro, es decir que los momentos flectores adopten valores similares en cada nivel de anclaje, de esta manera se logrará tener un espesor óptimo para la pantalla y el armado del acero será casi uniforme en todo el muro. Por otro lado, se presenta un requisito especial para el primer nivel de anclaje, este requisito consiste en procurar tener una altura de por lo menos 4.5 metros, medida desde la superficie del terreno al centro del bulbo de anclaje (ver Figura 101), esto es para prevenir el levantamiento del terreno superficial debido a una posible excedencia de la resistencia pasiva del suelo a causa del tensado del primer nivel de anclajes (lo cual se podría dar si es que el suelo fue perturbado y se encuentra relativamente débil, o cuando existen grandes sobrecargas que demandan fuerzas de anclaje bastante altas, o durante el ensayo del anclaje), además de prevenir cualquier fuga del grout durante la inyección del bulbo de anclaje en el primer nivel.

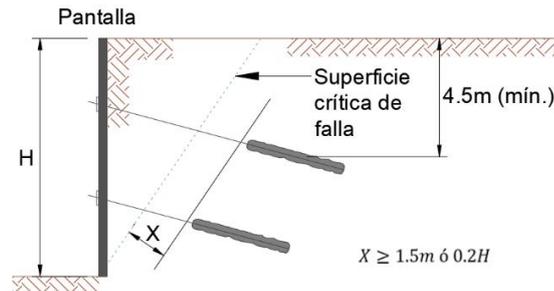


Figura 101: Restricciones geométricas en la disposición de los anclajes.

Fuente: Elaboración propia.

En la norma peruana NTE E.050-2018 se presentan dos disposiciones adicionales, una que restringe el espaciamiento vertical entre anclajes a un mínimo de 1.20 metros (medidos de centro a centro) y otra para casos donde existan cimentaciones en el terreno colindante (ver Figura 102).

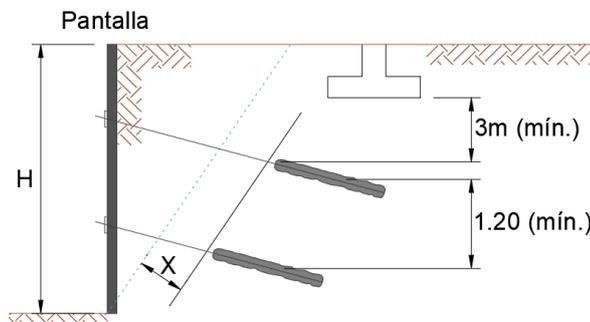


Figura 102: Profundidad mínima del primer bulbo, de acuerdo a NTE E.050-2018

Fuente: Elaboración propia.

Como se mencionó, se puede usar el criterio de balance de momentos para determinar las distancias verticales entre niveles de anclajes. El procedimiento de cálculo es como sigue: se modela la pantalla como una viga continua cargada con el diagrama trapezoidal envolvente de presión aparente transformado y con sus apoyos ubicados en la misma posición que los anclajes (como se muestra en la Figura 103), luego se asume que el momento en el apoyo del volado superior H_1 es igual al momento en un apoyo intermedio, además que a excepción de la altura H_1 , todas las demás alturas son iguales. Así se tiene:

$$\frac{1}{10} H_{(2,3,4,\dots,n+1)}^2 P = \frac{13}{54} H_1^2 P \quad \text{y} \quad H_2 = H_3 = H_4 = \dots = H_{n+1}$$

A partir de estas expresiones se encuentran H_{n+1} y H_1 .

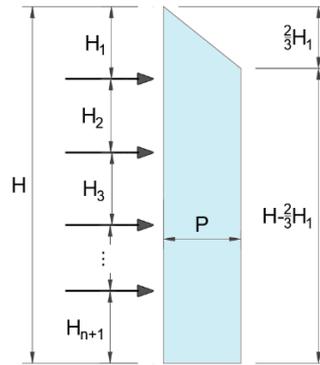


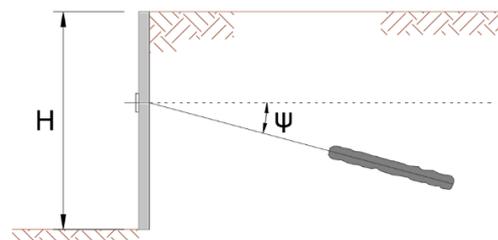
Figura 103: Distribución vertical de los anclajes, y diagrama de presión de suelo.

Fuente: Elaboración propia.

Los espaciamientos finales pueden no ser iguales por diversas razones (generalmente interferencia de elementos externos con los anclajes), sin embargo se debe procurar mantenerlos con valores cercanos a los calculados en este paso.

3.1.3.3 Ángulo de inclinación de los anclajes

Para optimizar la fuerza de un anclaje se intenta minimizar la componente vertical generada por éste, por lo que se buscará emplazarlo lo más horizontal posible, sin embargo, es necesaria cierta inclinación para la conformación del bulbo. Constructivamente se puede trabajar con ángulos de inclinación de entre 10° a 45° (se requieren técnicas especiales de inyección para lograr ángulos menores que 10°), sin embargo se recomienda que el ángulo de inclinación de un anclaje se encuentre entre 15° y 30° respecto de la horizontal.



Valores factibles constructivamente: $10^\circ \leq \psi \leq 40^\circ$

Recomendado: $15^\circ \leq \psi \leq 30^\circ$

Figura 104: Límites para el ángulo de inclinación de los anclajes.

Fuente: Elaboración propia.

3.1.4 Cálculo de las fuerzas de anclaje

3.1.4.1 Fuerzas de anclaje en suelos granulares

Se encontrarán primero las componentes horizontales de las fuerzas en los anclajes para un ancho unitario de excavación, luego se multiplicarán estos valores por el espaciamiento horizontal de las anclas, y finalmente, a través de una relación trigonométrica se hallarán las fuerzas totales en cada anclaje.

Las componentes horizontales de las fuerzas de anclaje se obtendrán a partir de los diagramas de envolvente de presión aparente, la FHWA recomienda el método de las áreas tributarias para el cálculo simplificado de estas fuerzas. Se presenta a continuación el método de las áreas tributarias:

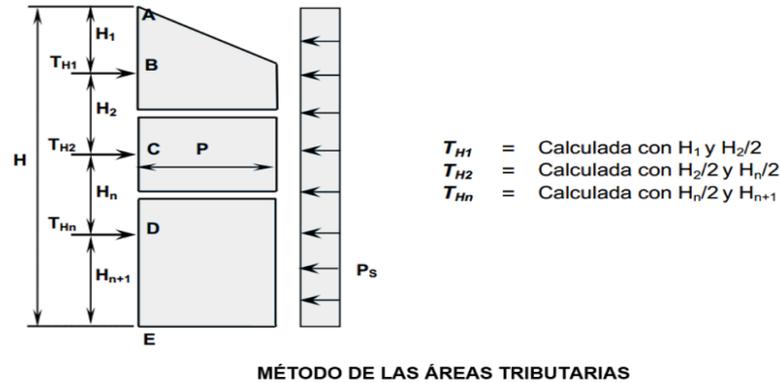


Figura 105: Método simplificado para hallar las fuerzas de anclaje.

Fuente: Elaboración propia.

Se tienen las fórmulas para el cálculo de las componentes horizontales de las fuerzas de anclaje, se incluyen en estas fórmulas a la sobrecarga q_s convertida en presión P_s :

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

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

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

Luego de encontrar estos valores, se procederá a hallar las fuerzas totales a través de la siguiente relación:

$$T_{D_i} = \frac{T_{H_i} \times S_H}{\cos \psi_i}$$

Donde T_{H_i} es la fuerza horizontal para el i -ésimo nivel de anclaje, calculado con las expresiones anteriores, T_{D_i} es la fuerza total de diseño, ψ_i el ángulo de inclinación del anclaje, estos dos últimos para el i -ésimo anclaje y S_H es la separación horizontal entre anclajes.

3.1.5 Longitud de los anclajes

Cada anclaje cuenta con una longitud total conformada por dos partes fundamentales, la longitud libre y el bulbo de anclaje. Se recomiendan longitudes totales mínimas de $9m$ y máximas de $18m$, esto para optimizar el diseño, sin embargo podrían usarse longitudes menores o mayores en casos excepcionales.

Existe una longitud adicional de cable llamada cola o mecha que sobresale del muro una distancia usual de 1m, las mechas serán sujetadas por un gato para el respectivo tensado de los anclajes.

3.1.5.1 Longitud del bulbo

Será la encargada de transferir la fuerza de tensión suministrada por el gato a una zona estable del suelo a través de esfuerzos de fricción (es necesario que el bulbo se ubique detrás de la superficie crítica de falla).

Se estila usar longitudes de entre 4.5m y 12m. No se trabaja con longitudes mayores a 12m pues se requerirían métodos especiales para lograr la transferencia de cargas (Cap. 5.3.6, FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999).

Se puede hacer el cálculo de la longitud del bulbo en base a su geometría y parámetros del suelo, sin embargo es recomendable verificar estos resultados comparándolos con experiencias de campo previas pues el método de ejecución puede afectar notoriamente a la resistencia final del bulbo (el método y calidad de la perforación, tiempo que ésta se deja abierta, método y calidad del grouting, afectan directamente a la resistencia final del bulbo), es por esto que el contratista encargado de los anclajes deberá corroborar, en función a los métodos constructivos que aplique, que la longitud del bulbo especificada sea suficiente. Se debe garantizar que cada bulbo provea una resistencia igual o mayor a la especificada por el calculista, para esto se realizarán los ensayos respectivos.

Según lo presentado en FHWA-IF-99-015, se puede establecer la longitud del bulbo de anclaje a partir de la Tabla 9, en la cual se muestran los valores últimos estimados de la capacidad de carga por metro lineal de bulbo para diferentes tipos de suelo.

Tabla 9: Capacidad de carga de transferencia última entre el bulbo y el suelo.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

TIPO DE SUELO	DENSIDAD RELATIVA (SPT)	CARGA ESTIMADA DE TRANSFERENCIA ÚLTIMA (kN/m)
Arena y Grava	Suelta (4-10)	145
	Media (11-30)	220
	Densa (31-50)	290
Arena	Suelta (4-10)	100
	Media (11-30)	145
	Densa (31-50)	190
Arena y Limos	Suelta (4-10)	70
	Media (11-30)	100
	Densa (31-50)	130
Mezcla de arcilla y limos de baja plasticidad	Dura (10-20)	30
	Muy Dura (21-40)	60

En la Tabla 9 se muestran los rangos de valores correspondientes del ensayo SPT para la densidad relativa, los números mostrados entre paréntesis corresponden al número de golpes del ensayo SPT corregido por sobrecarga.

Es así que para estimar la máxima capacidad permisible de carga de un bulbo, se multiplicará la longitud de éste por el valor de la capacidad provista por la Tabla 9, para luego dividir todo esto entre un factor de seguridad de 2.

$$T_{m\acute{a}x} = \frac{l_b \cdot Q_u}{FS} \Rightarrow l_b = \frac{T_{m\acute{a}x} \cdot FS}{Q_u}$$

Donde

l_b : Longitud del bulbo de anclaje (m).

Q_u : Capacidad de carga última de transferencia del bulbo de anclaje (kN/m).

$T_{m\acute{a}x}$: Carga máxima de diseño (kN).

FS : Factor de seguridad igual a 2.

Por su lado la norma peruana NTE E.050-2018 presenta una metodología de cálculo de la longitud de bulbo cuando el material cementante es lechada de cemento, esto se basa en lo presentado por el PTI en su publicación "Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors" del 2004.

De acuerdo a la norma peruana se puede estimar el valor de la capacidad última de adherencia del bulbo usando los valores de la Tabla 10, siempre que el profesional responsable tenga conocimiento del estrato resistente típico de la zona

donde se cimentan los anclajes. La longitud del bulbo vendría dada por la siguiente expresión:

$$l_b = \frac{T_{m\acute{a}x}}{\pi \cdot D' \cdot \tau_w}$$

Donde

l_b : Longitud del bulbo de anclaje (m).

$T_{m\acute{a}x}$: Carga máxima de diseño (kN).

D' : Diámetro de la perforación (m).

τ_w : Capacidad de adherencia de trabajo en el contacto suelo-material cementante (MPa).

$$\tau_w = \tau_{ult} / FS, \quad FS \geq 2.00$$

τ_{ult} : Capacidad de adherencia última en el contacto suelo-material cementante (MPa).

Tabla 10: Capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo

Fuente: NTE E.050 Suelos y Cimentaciones, 2018.

Roca		Suelos Cohesivos		Suelos No Cohesivos	
Tipo de roca	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)	Tipo de anclaje	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)	Tipo de anclaje/Suelo	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)
Granito y Basalto	1.70 – 3.10	Anclajes inyectados a gravedad (en dirección al eje)	0.03 – 0.07	Anclajes inyectados a gravedad (en dirección al eje)	0.07 – 0.14
Caliza Dolomita	1.40 – 2.10	Anclajes inyectados a presión (en dirección al eje)		Anclajes inyectados a presión (en dirección al eje)	
Caliza blanda	1.00 – 1.40	Arcilla blanda limosa	0.03 – 0.07	-Arena fina a media, medianamente densa a densa	0.08 – 0.38
Pizarras y Lutitas duras	0.80 – 1.40	Arcilla limosa	0.03 – 0.07	Arena medianamente gruesa (con grava), medianamente densa	0.11 – 0.66
Lutitas blandas	0.20 – 0.80	Arcilla rígida, mediana a alta plasticidad	0.03 – 0.10	Arena medianamente gruesa (con grava), densa a muy densa	0.25 – 0.97
Areniscas	0.80 – 1.70	Arcilla muy rígida, mediana a alta plasticidad	0.07 – 0.17	-Arenas limosas	0.17 – 0.41
Areniscas intemperizadas	0.40 – 0.80	Arcilla rígida, mediana plasticidad	0.10 – 0.25	Morrena glacial densa	0.30 – 0.52
Tiza, Yeso	0.20 – 1.10	-Arcilla muy rígida, mediana plasticidad	0.14 – 0.35	-Grava arenosa, medianamente densa a densa	0.21 – 1.38
Marga intemperizada (arcilla calcárea)	0.15 – 0.25	-Limo arenoso muy rígido, mediana plasticidad	0.28 – 0.38	-Grava arenosa, densa a muy densa	0.28 – 1.38
Concreto	1.40 – 2.80				

Nota: Los valores reales para anclajes inyectados a presión dependerán de la capacidad de desarrollar las presiones en cada tipo de suelo.

Adicional a esto la norma peruana también indica que la longitud del bulbo no debe ser inferior a $4.5m$ para anclajes formados por cables de acero, y $3m$ si se emplean barras de acero.

Por otro lado se ha podido comprobar que para longitudes de bulbo mayores a $12m$ no se manifiesta un aumento significativo en la resistencia del bulbo (Cap. 8.2.7.1, ERDC/ITL TR-01-1, Ebeling y otros, 2001).

3.1.5.2 Longitud libre

La longitud libre que tendrá un anclaje está directamente asociada a la extensión que abarca la superficie de falla del suelo. Los anclajes deben extenderse hasta una superficie potencial de falla con un nivel de seguridad requerido, más una distancia de seguridad. Es así que la longitud libre se extenderá desde la cara interior del muro, atravesando la superficie crítica de falla, más una distancia de seguridad adicional X , que será el mayor valor entre $0.2H$ y $1.5m$ (ver Figura 106), H es la altura del talud. Normalmente es necesario extender un poco más las longitudes de anclaje para que cumplan con el criterio de la estabilidad global o externa, para esto se puede aumentar longitud libre o longitud de bulbo (se prefiere aumentar longitud libre por ser lo más económico).

El valor mínimo para la longitud libre es $4.5m$, esto para evitar una notable pérdida de la fuerza de tensión debido al acñamiento.

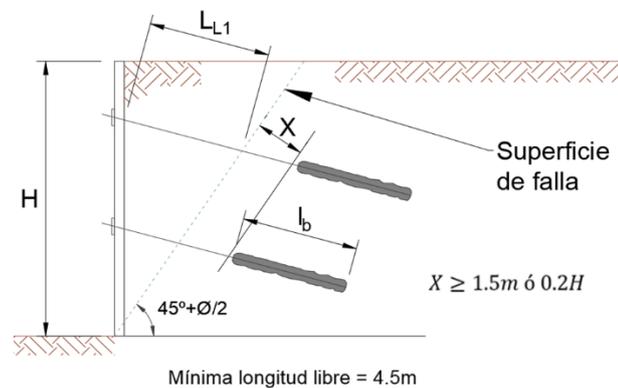


Figura 106: Restricciones para la longitud de los anclajes.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

De acuerdo a lo descrito en 3.1.3.2 (ver Figura 101 y Figura 102) se debe verificar la altura mínima medida desde la superficie del terreno o el fondo de la cimentación vecina (según sea el caso) al centro de la zona de adherencia, de ser necesario se deberá aumentar la longitud de anclaje del primer nivel para cumplir esta condición.

Las longitudes calculadas hasta este punto deberán ser verificadas posteriormente mediante los análisis de estabilidad externa correspondientes.

3.1.6 Cálculo de la estabilidad del muro

Es necesario verificar todos los valores hallados hasta este punto, evaluando posibles fallas estructurales y de masa de suelo a través de los análisis de estabilidad. Las verificaciones a llevarse a cabo serán de la estabilidad interna o local y la estabilidad externa o global.

Se revisará la estabilidad del muro a través de los factores de seguridad correspondientes a cada análisis. Un factor de seguridad viene a ser la relación entre la capacidad y la demanda que presenta la estructura para cierto criterio de evaluación, ya sea de fuerzas, momentos, resistencia, etc.

Para la evaluación de la estabilidad del muro a través de la metodología simplificada, La FWHA indica el uso de un factor de seguridad aplicado al ángulo de fricción interna del suelo (ϕ), encontrándose a partir de esto un nuevo ángulo al cual se le denomina ϕ_{mob} :

$$\phi_{mob} = \text{atan} \left(\frac{\tan(\phi)}{FS} \right)$$

Para el algoritmo de estabilidad interna se aplicará el factor de seguridad deseado como dato de entrada, y para la estabilidad externa se verificará el factor de seguridad al final del algoritmo, el cual debe ser mayor o igual que el requerido.

$$FS = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_{mob})}$$

En caso de no cumplirse con algún criterio, será necesario modificar las fuerzas y/o el emplazamiento de los anclajes.

3.1.6.1 Estabilidad Interna

Este análisis es usado para cerciorarse que no se produzca una falla estructural local (arrancamiento del bulbo y otras como consecuencia de ésta), para esto se evaluarán las fuerzas de anclaje y las longitudes libres.

Se lleva a cabo considerando una superficie de falla que involucre los componentes locales del muro (anclajes). El objetivo es encontrar la fuerza mínima total necesaria para estabilizar el talud, así como también las longitudes libres mínimas de anclaje. A partir de la fuerza total requerida se puede verificar si las fuerzas en los anclajes, calculadas previamente, son de magnitud suficiente o necesitan ser incrementadas para evitar el sobreesfuerzo o falla de los tendones.

La metodología adoptada para verificar la estabilidad interna es llamada “método de la cuña deslizante” y consiste en un equilibrio de fuerzas aplicado a una cuña delimitada por el muro y la superficie de falla activa del talud (ver Figura 107). La superficie de falla para la zona activa se asume plana (Cap.3.4.1 de FHWA-RD-98-065).

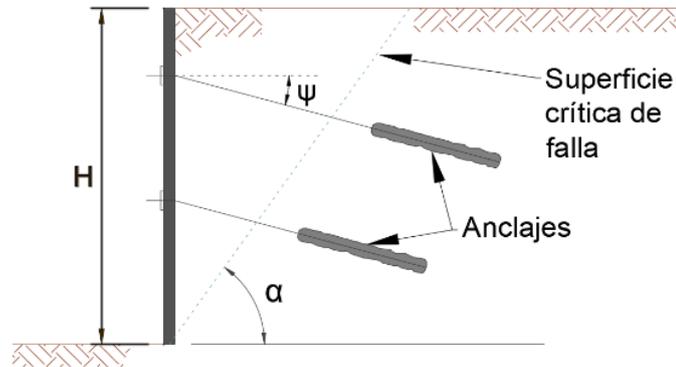


Figura 107: Esquema de muro anclado.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

Teniendo presente que la cuña de falla representa la zona que debe estabilizarse con los anclajes, habrá que emplazar los bulbos de manera que queden detrás de la superficie de falla (ver Figura 107). El tener toda la longitud de los bulbos fuera de la cuña implica que las fuerzas de anclaje contribuyen a la estabilidad con el 100% de su respectiva magnitud.

Analizando la cuña se tiene que sobre ésta actúan las siguientes fuerzas: su peso (W), la fuerza total de los anclajes (T), la fricción entre el muro y el suelo (F') y la reacción R del suelo hacia la cuña. Realizando el DCL de la cuña se tiene lo siguiente:

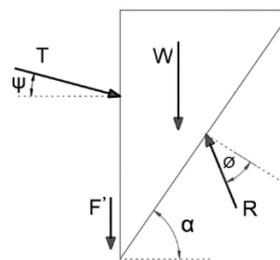


Figura 108: Diagrama de cuerpo libre de la cuña de análisis para estabilidad interna.

Fuente: *Elaboración propia.*

Descomponiendo las fuerzas en sus componentes horizontales y verticales se tiene:

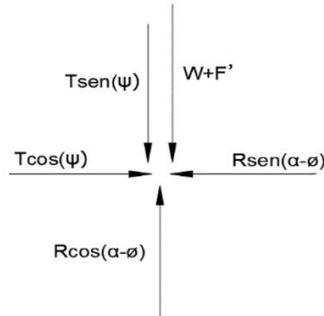


Figura 109: Fuerzas que actúan sobre la cuña de análisis para estabilidad interna.
Fuente: Elaboración propia.

La fricción F vendría a ser en realidad el peso de la pantalla de concreto armado, la cual es cargada por la cuña de análisis. Planteando el equilibrio de fuerzas en los ejes principales x e y , se tiene:

$$\Sigma F_x = T \cdot \cos(\psi) - R \cdot \sin(\alpha - \phi) = 0$$

$$\Sigma F_y = W + F' + T \cdot \sin(\psi) - R \cdot \cos(\alpha - \phi) = 0$$

Eliminando R y despejando T se tendría:

$$T = \frac{W + F'}{\cos(\psi) \cdot \cot(\alpha - \phi) - \sin(\psi)}$$

Se puede incluir el efecto de la sobrecarga uniformemente distribuida q_s en la formulación, se tendría el siguiente DCL (Figura 110):

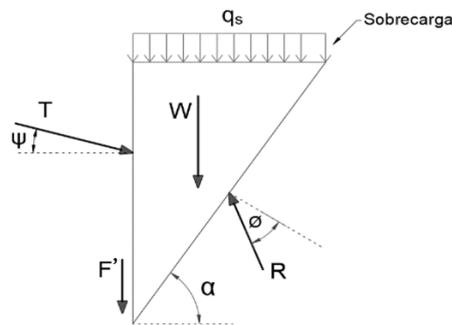


Figura 110: Diagrama de cuerpo libre de la cuña de análisis, considerando una sobrecarga.
Fuente: Elaboración propia.

Para considerar el factor de seguridad se debe cambiar ϕ por ϕ_{mob} y hallar α en función de ϕ_{mob} . Aplicando equilibrio y despejando T se tiene:

$$T = \frac{W + F' + q_s \cdot H \cdot \cot(\alpha)}{\cos(\psi) \cdot \cot(\alpha - \phi_{mob}) - \sin(\psi)}$$

F representa el peso de la pantalla de concreto armado y W viene dado por:

$$W = \frac{H^2}{2} \cdot \cot(\alpha) \cdot \gamma$$

Además:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi_{mob}}{2}$$

Donde

- H : Altura del muro (m).
 W : Peso del suelo (kN/m).
 F' : Fricción entre el muro y el suelo, o peso de la pantalla (kN/m).
 T : Fuerza de anclaje necesaria para estabilizar el talud (kN/m).
 γ : Peso específico del suelo (kN/m³)
 q_s : Sobrecarga uniformemente distribuida (kN/m²)
 ϕ_{mob} : Ángulo de fricción interna del suelo, movilizado (°).
 α : Ángulo de inclinación de la superficie potencial de falla (°).

La fuerza T , que representa la suma de las fuerzas de anclaje y que es obtenida del análisis de estabilidad interna, debe ser comparada con las fuerzas calculadas en base al diagrama de envolvente de presiones aparentes, prevaleciendo el mayor valor. Teniendo las fuerzas de anclaje se puede determinar la cantidad de cables de presfuerzo a usar.

3.1.6.2 Estabilidad Externa

El análisis de estabilidad global o externa es requerido para evaluar la ubicación de los anclajes y determinar si su emplazamiento es adecuado para prevenir fallas globales de la masa de suelo. Se analiza la masa de suelo considerando su peso propio y las fuerzas externas a ésta.

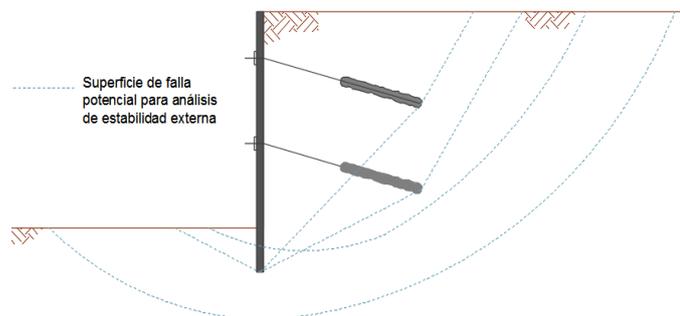


Figura 111: Superficies de falla para evaluación de la estabilidad externa.
Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

Se trabajará con el método simplificado presentado por la FHWA, el cual consiste básicamente en un equilibrio de fuerzas para una cuña de falla externa que pasa detrás de los anclajes.

La superficie de falla que usa el método simplificada asume una forma lineal, esto es explicado a continuación: la superficie de falla que presenta la menor resistencia al deslizamiento suele ser de comportamiento no lineal, sin embargo los estudios realizados por Taylor (1948), Terzaghi y otros (1996), y demás investigadores, demostraron que los errores asociados a la superficie de falla lineal son muy pequeños, los resultados empleando el presente método y los de otros métodos más rigurosos son bastante similares por lo que se asumirá que la superficie de falla para estos análisis es lineal; esto es válido para el cálculo de la estabilidad interna y externa (Cap.3.4.2.1 de FHWA-RD-98-065).

A diferencia de un análisis por el método de equilibrio límite (donde se divide el talud en porciones o rebanadas para aplicarles diferentes ecuaciones de equilibrio), este método asume que la superficie de falla más probable pasa justo por detrás de los anclajes (Figura 111) y que además dicha superficie poseerá un factor de seguridad mayor o igual al requerido (para lograr esto habrá que incrementar las longitudes totales en caso de ser necesario), ello implica que otras posibles superficies de falla que pasen por delante o a través de los anclajes, analizadas con este método, presentarían factores de seguridad mayores al mínimo, cumpliéndose así con tener la estructura estabilizada.

En comparativa con el método de equilibrio límite, para un mismo nivel de seguridad, el presente método arroja resultados similares de fuerzas y longitudes de anclaje, por lo que se puede concluir que es factible el cálculo de un muro con el método simplificado presentado.

Por su formulación, este método sólo es adecuado para suelos homogéneos con sobrecargas homogéneas. Respecto a la superficie de falla, las superficies más críticas serán aquellas que pasen justo detrás de los anclajes, por lo que habrá que analizar cada nivel de anclaje.

Ya que la superficie de falla real tiene comportamiento no lineal y tridimensional (3-D), se debe considerar dicho comportamiento y adecuarlo a una superficie de falla lineal.

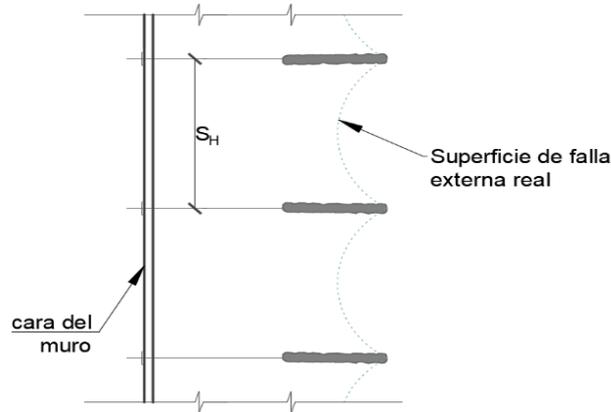


Figura 112: Comportamiento real aproximado de la superficie de falla externa, vista desde arriba

Fuente: Elaboración propia.

La superficie de falla externa real se torna más empinada y se acerca más al muro cuando pasa entre anclaje y anclaje (ver Figura 112), es por esto que se buscó aproximar dicho comportamiento a una superficie de falla bidimensional lineal (2-D) la cual intersecta a los bulbos de anclaje a una distancia de $S_H/3$ medida desde el extremo del bulbo (Broms, 1988), ver Figura 113.

Si la distancia horizontal entre anclajes (S_H) es mayor a 3m (10 ft), es recomendable incrementar la longitud total de los anclajes en un valor de $S_H/3$ (Cap.3.5.2.1 de FHWA-RD-98-065).

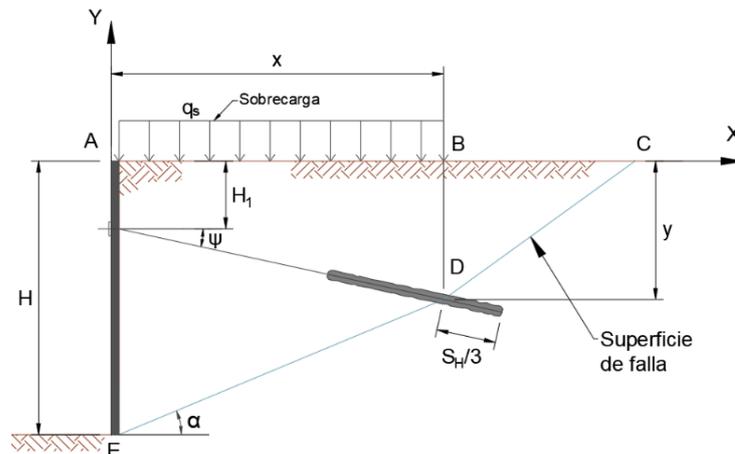


Figura 113: Superficie de falla asumida para la estabilidad externa.

Fuente: Elaboración propia.

Para el desarrollo de la formulación se analizará la masa de suelo limitada por el prisma ABDE, como se muestra en la Figura 113. Sobre el prisma de análisis actúan: el peso de la masa de suelo considerando la sobrecarga q_s , actuando hacia abajo con una magnitud igual a W ; sobre la cara izquierda (AE), la fuerza de fricción entre el muro y el suelo, la cual vendría a ser el peso de la pantalla; sobre

la cara derecha vertical (BD), la resultante de la presión activa P_{AR} , considerando la sobrecarga q_s ; sobre la cara inferior (DE), la resistencia de suelo R actúa con un ángulo ϕ respecto de la perpendicular al plano de falla. Se tiene entonces el DCL y el polígono de fuerzas para el prisma de análisis ABDE:

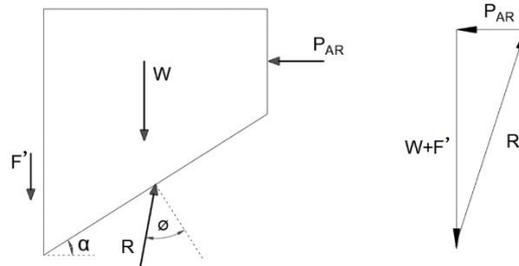


Figura 114: DCL y polígono de fuerzas para la cuña de análisis de estabilidad externa.

Fuente: Elaboración propia.

Aplicando el equilibrio de fuerzas en los ejes principales x e y :

$$\Sigma F_x = -R \cdot \text{sen}(\alpha - \phi) - P_{AR} = 0$$

$$\Sigma F_y = W + F' - R \cdot \text{cos}(\alpha - \phi) = 0$$

Combinando ambas expresiones, eliminando R y reemplazando los parámetros por sus respectivos valores movilizados, se tiene:

$$\tan(\phi_{mob} - \alpha) \cdot (W + F') - P_{AR} = 0 \quad (1)$$

Donde:

$$P_{AR} = \frac{1}{2} K_{Amob} \cdot \gamma \cdot y_i^2 + q_s \cdot y_i$$

$$W = \left[x_i y_i + (H - y_i) \cdot \frac{x_i}{2} \right] \cdot \gamma + q_s \cdot x_i$$

$$x_i = (L_{Ti} - S_H/3) \cdot \text{cos}(\psi_i)$$

$$y_i = (L_{Ti} - S_H/3) \cdot \text{sen}(\psi_i) + \sum_{j=1}^i H_j$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{H - y_i}{x_i}\right)$$

ψ_i : Ángulo de inclinación de las anclas ($^\circ$).

α : Ángulo de inclinación de la superficie potencial de falla ($^\circ$).

Los valores x_i e y_i dependerán del nivel de anclaje que se analice y representan el punto de intersección de la superficie potencial de falla externa con el bulbo de anclaje (ver Figura 113). La constante K_{Amob} es hallada en base al ángulo ϕ_{mob} aplicando la teoría de Rankine. De la Ecuación (1) se hallará el ϕ_{mob} que satisfaga

el equilibrio, para luego comparar este último valor con el ángulo ϕ inicial y así verificar si el factor de seguridad es mayor o igual que el objetivo.

$$FS = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_{mob})}$$

Para la aplicación de este método la FHWA recomienda los siguientes factores de seguridad mínimos: para muros de anclajes temporales 1.3 y para muros de anclajes permanentes 1.5 (Cap.5.8.3.1, FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999). En caso de obtenerse un factor de seguridad menor al esperado se deberá aumentar la longitud total del anclaje analizado (es preferible siempre aumentar la longitud libre por ser lo más económico).

Los factores de seguridad empleados en este método (considerando una superficie de falla lineal) son coherentes con los niveles de seguridad requeridos por la norma peruana NTE E.050-2018, sin embargo se debe tener cuidado al comparar los factores de seguridad usados en cada método, pues al considerar diferentes tipos de superficie de falla y diferentes formulaciones en su análisis los factores de seguridad tendrán valores diferentes.

3.1.7 Análisis sísmico

La ocurrencia de un sismo podría implicar mayores solicitaciones que las consideradas en el caso estático por lo que es necesaria la evaluación de su efecto sobre el muro anclado para asegurar la estabilidad del talud.

Se consideran la falla interna y falla externa de manera similar que en el caso estático. La estabilidad interna se verificará revisando que las fuerzas de anclaje obtenidas en el caso estático provean de capacidad suficiente al sistema para soportar las solicitaciones en sismo, también se deberá verificar que los bulbos de anclaje queden más allá de la superficie de falla interna sísmica. La estabilidad externa, de manera análoga al caso estático, servirá para verificar las longitudes totales de los anclajes. De ser necesario se deberán aumentar fuerzas y dimensiones en los elementos del muro para que satisfagan las demandas por sismo.

El método más usado para evaluar el efecto del sismo en estructuras de retención es el de Mononobe-Okabe, el cual es una extensión de la teoría de presiones de suelo de Coulomb y permite de manera simplificada representar la carga sísmica para así llevar a cabo un análisis pseudo-estático, será el método usado en el presente trabajo.

El método de Mononobe-Okabe se basa en las siguientes asunciones:

- El muro permite deformaciones suficientes para inducir presiones activas.
- El suelo detrás del muro está completamente drenado y no presenta cohesión.

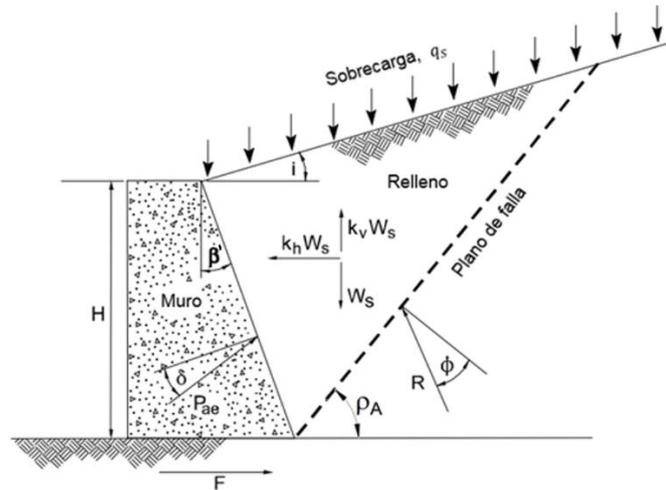


Figura 115: Formulación general del método de Mononobe-Okabe.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

La siguiente expresión representa al ángulo de inclinación de la cuña de falla en sismo de acuerdo a Mononobe-Okabe (ver Figura 115):

$$\rho_A = (\phi - \theta) + \arctan \left(\frac{\sqrt{\tan a \cdot (\tan a + \cot b) [1 + \tan(\delta + \beta' + \theta) \cot b]} - \tan a}{1 + \tan(\delta + \beta' + \theta) \cdot (\tan a + \cot b)} \right)$$

Donde: $a = \phi - i - \theta$ y $b = \phi - \beta' - \theta$

$$\theta = \arctan \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

El coeficiente sísmico horizontal k_h representa la máxima aceleración horizontal del suelo dividida entre el valor de la gravedad, de manera análoga el coeficiente sísmico vertical k_v , sin embargo se desprecian los efectos sísmicos verticales pues no se consideran como capaces de inducir cargas significativas a las anclas, esto va sustentado por lo siguiente:

- La aceleración vertical está generalmente desfasada con respecto a la aceleración horizontal, además presenta diferentes características de frecuencia que ésta, por lo tanto, es muy probable que al superponer ambos efectos la aceleración vertical actúe de manera que reduzca la presión de suelo (hacia arriba).
- La máxima aceleración vertical generalmente no ocurre al mismo tiempo que la máxima aceleración horizontal, por lo que no tiene sentido

superponer un coeficiente sísmico vertical sobre un coeficiente sísmico horizontal que se basa en la aceleración máxima del terreno.

- La tendencia de una aceleración vertical hacia abajo para aumentar la presión sísmica del suelo es contrarrestada por el aumento en la resistencia al deslizamiento y al vuelco, que son consecuencias de esta misma aceleración vertical.

Para los análisis de estabilidad en sismo la FHWA también recomienda un factor de seguridad mínimo de 1.1 (Cap. 5.10, FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999).

3.1.7.1 Coeficiente sísmico horizontal

Un parámetro muy importante para el método de Mononobe-Okabe es el coeficiente k_h , su valor es muy sensible pues un pequeño incremento de éste puede incrementar notoriamente los resultados del análisis. Normalmente se recomiendan rangos de valores para k_h , se debe tener especial cuidado y criterio en su selección.

El coeficiente k_h toma valores de fracción de la aceleración máxima del suelo PGA (Peak Ground Acceleration) dividido entre la gravedad. Se recomienda que k_h tome valores de entre 0.5 y 2/3 del PGA dividido entre la gravedad (Cap.5.10, FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999).

El coeficiente k_h debe considerar además algunas modificaciones que tomen en cuenta el tipo de suelo y otros aspectos (Cap. 11.4, FHWA-NHI-11-032 GEC No. 3, Kavazanjian y otros, 2011), lo análogo aplicando la norma peruana consiste en reemplazar el PGA por el factor de zona Z (ya que éste último representa la aceleración máxima del suelo entre la gravedad) y considerar las modificaciones debido al tipo de suelo multiplicándolo por el factor S (Z y S están definidos en la norma peruana NTE E.030)

Se le llamará “ A ” a la aceleración máxima horizontal modificada de acuerdo al tipo de suelo.

$$A = SZ \quad (\text{Adaptado a la norma peruana}).$$

Donde

S : Factor de tipo de suelo de acuerdo a NTE E.030.

Z : Factor de zona de acuerdo a NTE E.030.

La FHWA recomienda usar un valor de $A/2$ para el cálculo de la estabilidad (Cap.5.10.3.1, FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999), es así que se tiene:

$$k_h = A/2 \quad (\text{Para el cálculo de la estabilidad}).$$

Donde

k_h : Coeficiente sísmico horizontal.

Se presentarán más disposiciones para el diseño sísmico en 0.

3.1.7.2 Presión activa en sismo

El empuje activo sísmico basado en la teoría de Mononobe-Okabe viene dado por las siguientes expresiones:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 (1 - k_v)$$

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

Donde

P_{AE} : Empuje activo sísmico de acuerdo a M-O (kN/m).
 K_{AE} : Coeficiente activo de presiones de suelo con sismo (kN/m).
 H : Altura del talud (m).
 δ : Ángulo de fricción en la interfaz suelo-muro (°).
 i : Ángulo de la pendiente del suelo retenido (°).
 β' : Ángulo de inclinación de la parte posterior del muro (°).
 k_h : Coeficiente sísmico horizontal.
 k_v : Coeficiente sísmico vertical (igual a cero).
 g : Aceleración de la gravedad (m).

El planteamiento general del método asume que la carga sísmica activa será distribuida de manera uniforme en toda la altura del muro lo que significa que la resultante de esta carga estará ubicada a la mitad de dicha altura, sin embargo, para el caso de un muro anclado se deberá multiplicar esta carga por un factor de 1.3 y luego convertirla en un diagrama trapezoidal equivalente (Cap. 11.6.2, FHWA-NHI-11-032 GEC No. 3, Kavazanjian y otros, 2011).

El empuje activo total por sismo sería entonces igual a $1.3P_{AE}$, convirtiendo esto a un diagrama trapezoidal se tiene lo siguiente:

- La presión de suelo en caso de sismo vendría dada por:

$$\sigma_A = \frac{1.3P_{AE}}{H - \frac{1}{3}H_1}$$

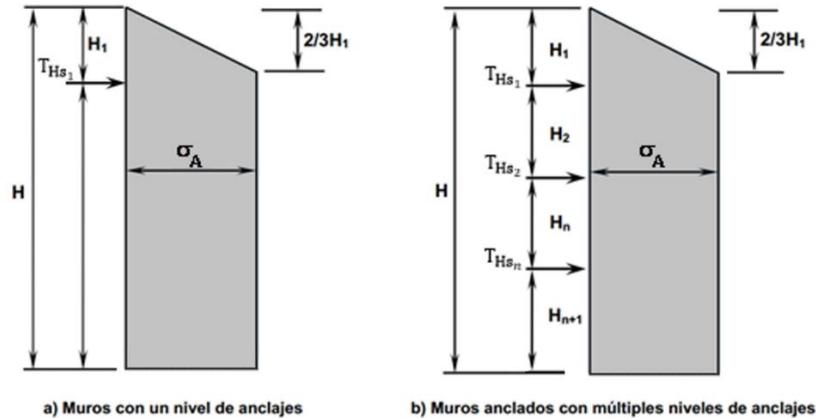


Figura 116: Diagrama de presiones sísmicas, para un nivel y varios niveles de anclajes.

Fuente: Elaboración propia.

Donde

H_1 : Profundidad del primer anclaje (m).

T_{HS_i} : Componente horizontal de la fuerza de anclaje en caso de sismo (kN/m).

σ_A : Carga de presión de suelo en caso de sismo (kN/m).

H_n : Profundidad del n-ésimo anclaje (m)

Convenientemente para los siguientes cálculos se usará el término P_{AS} para denotar al empuje activo sísmico amplificado por el factor 1.3.

$$P_{AS} = 1.3P_{AE}$$

A partir del diagrama trapezoidal, de manera análoga a lo mostrado en 3.1.4.1, se calcularán las fuerzas totales de anclaje.

3.1.7.3 Sobrecarga en sismo

La presión por sobrecarga que incluye la componente estática más la de sismo se halla multiplicando la sobrecarga q_s por la constante K_{AE} , con esto se tendría el efecto completo de la sobrecarga sobre el muro, sin embargo para realizar las combinaciones de diseño se requiere tener por separado al valor de la presión por sobrecarga en sismo solamente (sin considerar el componente estático). A continuación se presenta el cálculo:

- Presión de suelo caso estático $K_a \cdot q_s$
- Presión de suelo incluyendo sismo $K_{AE} \cdot q_s$
- Presión de suelo por sismo solo $(K_{AE} - K_a) \cdot q_s$

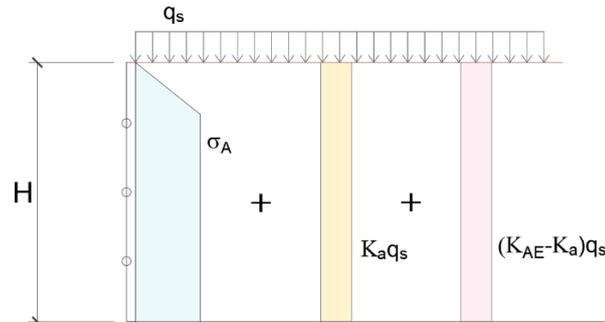


Figura 117: Esquema de cargas en caso de sismo.

Fuente: Elaboración propia.

3.1.7.4 Estabilidad Interna en condición sísmica

Ya que se emplean diagramas de presión aparente para el cálculo de fuerzas sísmicas, habrá que comparar estas fuerzas con las halladas en el caso estático, reajustando valores de ser necesario, luego de realizada esta comparación es que se evaluará la estabilidad interna considerando la cuña de falla de Mononobe-Okabe y aplicando un equilibrio de fuerzas tal y como se describió en 3.1.6.1.

Se procederá además con encontrar las longitudes libres mínimas en caso de sismo, las cuales dependen del ángulo ρ_A (inclinación de la cuña de falla), los bulbos de anclaje deben quedar por detrás de la superficie de falla de Mononobe-Okabe.

A medida que la aceleración aumenta, el ángulo de inclinación de la falla ρ_A disminuye, lo cual implica que mientras mayor sea la aceleración máxima del suelo, mayor será la extensión de la superficie crítica de falla, incidiendo esto en las longitudes totales de anclaje.

La FHWA recomienda usar un k_h igual a la mitad de A para revisar el diseño de los tendones, por lo cual se usará este valor para la verificación de la estabilidad interna a través de la cuña deslizante.

$$k_h = A/2 \quad (\text{Para el cálculo de la estabilidad}).$$

Evaluando las cargas sobre el muro para el caso de sismo, se debe cumplir lo siguiente:

$$1.33F_{HTOTAL} \geq F_{REQS}$$

Donde

F_{HTOTAL} : Fuerza horizontal total de anclaje que se planea proveer

(kN/m).

F_{REQ_S} : Fuerza horizontal de anclaje requerida, será la mayor entre la fuerza hallada en base al diagrama de presiones aparentes y la fuerza encontrada aplicando el método de la cuña deslizante en caso de sismo (kN/m).

Ya que un sismo es un evento de muy corta duración, la comparación entre la fuerza requerida por sismo debe hacerse con el 1.33 de la carga de diseño, pues la máxima carga a la que llega a trabajar un tendón durante su vida útil es igual al 133% de su carga de diseño (esto corresponde a la carga que soporta el tendón durante los ensayos), de ser necesario, se deberán incrementar las fuerzas en los anclajes hasta cumplir con este requerimiento.

3.1.7.5 Estabilidad Externa en condición sísmica

Aplicando el mismo planteamiento que en el caso estático (ver 3.1.6.2), el método considera un equilibrio de fuerzas para una falla de suelo global que no involucra las fuerzas de anclaje, sólo las longitudes totales. A partir de la Ecuación (1) (ver 3.1.6.2), reemplazando la constante de presión de suelo estático por la constante de presión activa de Mononobe-Okabe y aplicando las consideraciones ya mencionadas para el empuje en sismo, se tendrá la siguiente expresión:

$$\tan(\phi_{mob} - \alpha) \cdot (W + F) - P_{AR} = 0 \quad (2)$$

Donde:

$$P_{AR} = \frac{1}{2} K_{AE_{mob}} \cdot \gamma \cdot y_i^2 + q_s \cdot y_i$$

La constante $K_{AE_{mob}}$ es la constante de presiones activa de Mononobe-Okabe y es hallada en base al ángulo ϕ_{mob} , los demás parámetros fueron ya definidos previamente.

Al obtenerse el valor de ϕ_{mob} del análisis, se le compara con el ángulo inicial ϕ para poder encontrar el factor de seguridad en sismo, según la FHWA dicho factor debe tener un valor mínimo de 1.1 (Cap.5, FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999).

$$FS_{sismo} = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_{mob})} \geq 1.1$$

En caso de no cumplirse con este requisito deberán incrementarse las longitudes libres de los anclajes. Al igual que para la estabilidad interna, se usará un k_h igual a $A/2$.

3.1.7.6 Cargas sísmicas para diseño

Para el caso del diseño de elementos dúctiles y tendones, la FHWA recomienda usar un k_h igual a $A/2$, lo cual ya se vino planteando en todos los pasos previos del análisis sísmico.

$$k_h = A/2 \quad (\text{Para el diseño de elementos de falla dúctil y tendones}).$$

Para el caso de elementos de falla frágil (por ejemplo, el bulbo de anclaje y la pantalla por punzonamiento), el diseño debe ser gobernado por las máximas solicitaciones, esto significa que se debe tomar la máxima aceleración horizontal del suelo como valor íntegro para k_h .

$$k_h = A \quad (\text{Para el diseño de elementos de falla frágil}).$$

Debido a esto último, habrá que verificar las longitudes de bulbos para el caso con sismo, se debe tener en cuenta que la longitud del bulbo está afectada por un factor de seguridad igual a 2 (ver 3.1.5.1).

3.1.7.7 Licuación

Dadas las condiciones en las que se construyen los sótanos en Lima, es muy poco probable la ocurrencia de este fenómeno en el suelo, sin embargo de existir un suelo con potencial de licuación no se deben emplazar los bulbos de anclaje en él. Un suelo con potencial de licuación presenta un gran peligro para la integridad de los anclajes, es indispensable que un anclaje soporte todas las cargas para el cual fue diseñado, es por esto que el bulbo debe ser siempre emplazado en suelos que garanticen su permanencia y funcionamiento durante el tiempo previsto, por ello nunca se deben establecer los bulbos de anclaje en suelos con potencial de licuación. Considerando el caso excepcional de que el suelo con potencial de licuación no afecte a los bulbos de anclaje, y a pesar de todo aún se desea realizar el emplazamiento del muro, entonces debe evaluarse la posibilidad de densificar el suelo para mitigar el potencial de licuación en él. La densificación debería aplicarse ya sea antes de la construcción del muro, o después del inyectado del grout. En caso que no sea posible la densificación deberá asumirse que el suelo con potencial de licuación ejerce una presión de fluido equivalente sobre el muro basada en el peso unitario del suelo saturado (Cap.5.10.2.3, FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999).

3.1.8 Método de Winkler o presiones dependientes

El método de Winkler consiste en un análisis de interacción suelo-estructura que toma en cuenta la flexibilidad del muro y el comportamiento de tendencia elasto-

plástica del suelo e interrelaciona deflexiones, presiones en el suelo y fuerzas de anclaje.

El método basa su análisis en la inclusión de un elemento finito unidimensional tipo resorte que se distribuye sobre el muro y que representa al suelo. También es posible representar los anclajes a través de resortes precargados que presenten el mismo comportamiento esfuerzo-deformación que el anclaje que se pretende modelar.

El método de Winkler puede ser usado para los siguientes propósitos:

- Evaluar la distribución de presiones de suelo y deformaciones que experimenta el muro de manera más realista que usando un diagrama de presiones aparentes.
- Simular de manera aproximada la secuencia constructiva del muro y obtener valores de deformaciones, presiones de suelo, momentos flectores y fuerzas cortantes en cada etapa constructiva.
- Evaluar las deformaciones que experimentan los anclajes en cada etapa constructiva.

El método por su formulación es también conocido como “método de presiones dependientes”.

3.1.8.1 Aplicación del método de Winkler a muros anclados sin empotramiento en la base

Con fines de diseño y por practicidad el método de Winkler se aplica en un modelo bidimensional (2-D) en el cual la pantalla se representa como una viga de ancho igual al espaciamiento entre anclajes y con rigidez correspondiente a dicha dimensión, la viga se apoya sobre resortes que representan al suelo, los anclajes pudieran ser modelados como fuerzas o como resortes.

El método es de uso común en el cálculo de muros pantalla, donde se usa para la evaluación de las solicitaciones en cada etapa constructiva, especialmente la evaluación de las presiones en la longitud empotrada del muro, además, considerando que también es posible modelar los anclajes y sus comportamientos esfuerzo-deformación, el método permitiría evaluar las deformaciones en cada anclaje y el muro en todas las etapas, pudiendo de esta manera controlar las ligeras variaciones en las fuerzas de anclaje; sin embargo, al aplicar el método a un muro anclado se presentan ciertas limitaciones pues no se cuenta con una longitud embebida de la pantalla.

La particularidad de un muro anclado es que no presenta empotramiento en la base (el cual aseguraría el equilibrio a un modelo 2-D del sistema) y que durante la excavación de un nuevo nivel consigue estabilizarse debido a que se soporta parcialmente en los paños horizontales contiguos de la misma manera que en el sistema de calzaduras, a diferencia de un muro pantalla donde la estabilidad está asegurada por la presencia de un empotramiento constante en la base. Debido a esto es que una limitación del método de Winkler aplicado a un modelo bidimensional de un muro anclado sin empotramiento en la base es que no se consiga la estabilidad en algunas etapas intermedias, imposibilitándose el cálculo de dichas etapas, sin embargo esto puede ser superado tomando en cuenta ciertas consideraciones.

Es posible aplicar el método de presiones dependientes a muros anclados sin empotramiento en la base bajo las siguientes consideraciones:

- No es posible modelar una etapa intermedia de construcción en la cual aún no se haya implementado la fuerza de anclaje correspondiente a ese nivel de excavación (esto se debe a que a medida que se va excavando se van desarrollando presiones en el nivel sin anclar, en esta situación, las presiones totales detrás del muro exceden generalmente a las fuerzas de anclaje existentes, desequilibrando el sistema y generando un modelo inestable).
- Por lo anterior, al no poderse modelar etapas intermedias que no hayan sido completamente ancladas, no será posible evaluar las variaciones en las fuerzas de anclaje en cada etapa constructiva, lo recomendable será modelar cada anclaje como una fuerza constante.
- Se puede modelar cada etapa constructiva por separado y obtener valores satisfactorios para diseño superponiendo las solicitaciones de cada etapa y obteniendo las envolventes.

Si bien el método aplicado a muros anclados sin empotramiento presenta algunas limitaciones, éstas son específicamente referidas a los anclajes, los cuales en la práctica mantendrán sus elongaciones casi constantes debido a que el sistema trabaja en conjunto con los paños horizontales contiguos redistribuyéndose las pequeñas variaciones de carga, por lo que es válido modelar cada etapa constructiva por separado para finalmente comparar los resultados y obtener las envolventes de momentos flectores y fuerzas cortantes.

Las fuerzas de anclaje a aplicarse en el método de presiones dependientes serán las que fueron previamente calculadas con la metodología simplificada RIGID 1, con lo cual se asegurará que cada anclaje trabaje dentro del nivel de seguridad esperado (las fuerzas en los anclajes se limitan a un valor de diseño que es menor que su resistencia última).

Adicional a lo dicho anteriormente, los valores de presiones, momentos flectores y fuerzas cortantes obtenidos con este método serán respectivamente amplificados para el diseño del muro lo cual compensa cualquier ligero error propio del método (se podrían tener resultados aún más realistas si se modelara el sistema considerando los paños contiguos horizontales, es decir, un modelo 3-D con el método de Winkler de todo el sistema, sin embargo con fines de diseño el modelo bidimensional es una mejor opción).

El método de Winkler trabaja con las deformaciones del suelo, las cuales permiten realizar estimaciones bastante buenas de presiones de suelo e incluso usarse en alguna correlación para calcular asentamientos, sin embargo, la mejor opción en caso se requiriera monitorear las deformaciones sería realizar un análisis no lineal con elementos finitos 2-D ó 3-D (Cap.2.2.1, ERDC/ITL TR-02-9, Ebeling y otros, 2002).

Para la pantalla se trabajará con un elemento viga de rigidez EI , la cual se apoya idealmente sobre infinitos resortes separados a intervalos muy pequeños que tienden a cero (en la práctica se usa una cantidad discreta de resortes espaciados a pequeños intervalos).

3.1.8.2 Rigidez de resortes para el suelo

Winkler (1867) asumió que cada resorte actúa de manera independiente, es decir, que el comportamiento de un resorte no tiene efecto en los resortes adyacentes. Se considera que en el momento en que aún no se realizó ninguna excavación el suelo se encuentra en un estado de reposo. lo cual correspondería a una deformación nula en los resortes. Luego de realizarse las excavaciones y a medida que se va bajando en profundidad, el suelo experimenta una descompresión disminuyendo así la presión desde un valor de reposo hasta uno que dependa de la deformación experimentada, pudiendo llegar al estado activo. Por otro lado al momento de aplicarse las cargas de tensado se comprime la región de suelo contigua a los puntos de aplicación de estas cargas, aumentando así la presión en dicha zona, pudiéndose llegar a superar el valor de la presión de reposo, hasta incluso alcanzar el valor de la presión pasiva.

Las teorías de presión de suelo coinciden en que la máxima presión que puede experimentar el suelo corresponde a un estado de presión pasiva (suelo comprimido) y que el mínimo valor que se puede presentar es el correspondiente al estado activo (suelo descomprimido), encontrándose en un punto intermedio el estado de reposo (suelo sin deformación); de esto último es que se puede esbozar el comportamiento de un resorte de suelo, siendo el límite superior de fuerza el correspondiente a la presión pasiva y el límite inferior el correspondiente a la presión activa.

Se les puede asignar a los resortes comportamientos lineal o no lineal, lo cual será expresado en una gráfica de resistencia del suelo versus deformación, conocida también como curva R y γ . En general las curvas R y γ son no lineales, sin embargo se les puede aproximar a un comportamiento elasto-plástico ideal.

Existen diferentes formulaciones que aproximan el comportamiento no lineal del suelo a una curva R y elasto-plástica ideal. Para el presente trabajo se aplicará la formulación conocida como el "método de las deformaciones referenciales" la cual es presentada por el cuerpo de ingenieros del ejército de Estados Unidos en su publicación ERDC/ITL TR-01-1 del 2001 y se basa en mediciones experimentales. En la Figura 118 se representa el sistema de resortes para un muro pantalla. Estos resortes infinitamente cercanos presentan una rigidez K_s , la cual aumenta linealmente con la profundidad de manera general en suelos no cohesivos, limos normalmente consolidados o arcillas normalmente consolidadas (para algunos suelos cohesivos la rigidez K_s tiende a ser constante con la profundidad, ver bibliografía). Para el presente trabajo se tomará en cuenta la variación de la rigidez con la profundidad ya que se está trabajando con suelos no cohesivos de manera general.

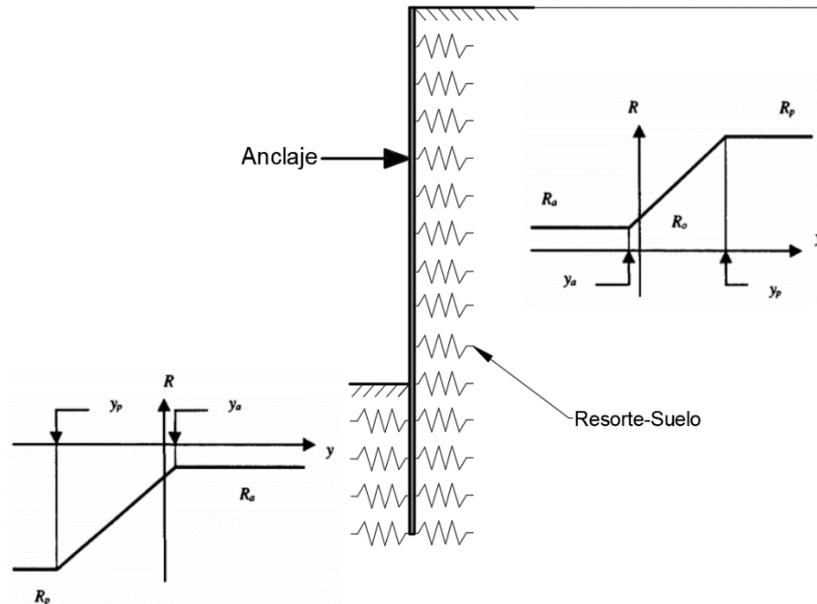


Figura 118: Curvas R y que representan el comportamiento fuerza-deformación del suelo.

Fuente: ERDC/ITL TR-01-1, Ebeling y otros, 2001.

a) Método de las deformaciones referenciales

Este método plantea que para la incursión del suelo en el estado activo y pasivo se requiere experimentar valores fijos de deformación (un valor correspondiente a cada caso) y que el suelo tenga un comportamiento elástico entre estos dos estados, teniéndose así los datos suficientes para construir una gráfica fuerza-deformación del resorte.

Para la formulación del método se determinó de manera experimental que para el caso de suelos no cohesivos las presiones en los estados pasivo y activo incrementan linealmente con la profundidad, lo cual sugiere que las deformaciones necesarias para alcanzar estos estados sean constantes a cualquier nivel de excavación, esto permite construir una gráfica R y donde los límites superior e inferior de la resistencia del suelo (estado pasivo y activo respectivamente) coincidan con una deformación fija para cada estado y que lo único que cambie sean dichos límites en función de la profundidad de excavación.

Estudios realizados en diferentes muros a escala completa permitieron determinar que para alcanzar el estado activo se requiere una deformación lateral del suelo de 0.13 cm ó 0.05 pulgadas (descompresión), y que para alcanzar el estado pasivo se requiere una deformación de 1.27 cm ó 0.5 pulgadas (compresión), siendo esto válido incluso para suelos con cohesión (Cap.6.2.6.2, ERDC/ITL TR-01-1, Ebeling y otros, 2001).

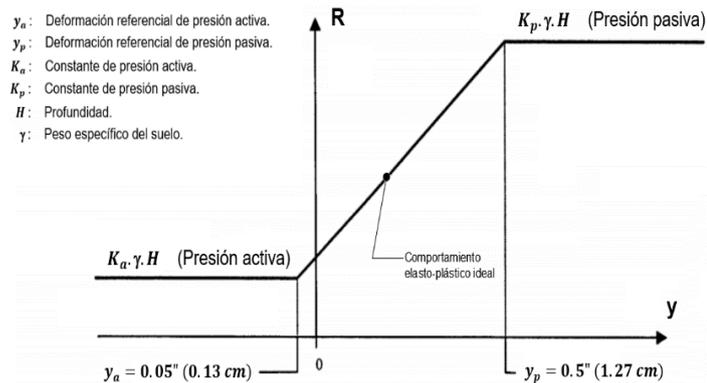


Figura 119: Curva R y del suelo, considerando deformaciones referenciales constantes.

Fuente: ERDC/ITL TR-01-1, Ebeling y otros, 2001.

Para construir la curva R y para el caso con sismo bastará con usar los coeficientes activo y pasivo sísmicos para determinar los límites inferior y superior respectivamente (en el presente trabajo se aplica el método de Mononobe-Okabe).

3.1.8.3 Procedimiento de cálculo

Se trabajará con los valores de fuerzas y distribución de anclajes hallados previamente con el método simplificado RIGID 1, se obtendrán las solicitaciones sobre la pantalla aplicando el método de presiones dependientes siguiendo los lineamientos ya expuestos. Los resultados del método de presiones dependientes permitirán realizar el diseño estructural de la pantalla. Alternativamente se puede verificar la estabilidad del muro aplicando equilibrio límite (se compararán los resultados de la verificación de estabilidad por el método simplificado y por equilibrio límite en 3.1.10).

3.1.9 Desplazamientos, deformaciones y control de asentamientos detrás del muro

Los desplazamientos y deformaciones en un muro anclado son factores importantes para el desarrollo conceptual de cualquier proyecto, es debido a ellos que se obtienen los modelos que representan el comportamiento del suelo.

Existen diversos tipos de desplazamientos y deformaciones asociados a los muros anclados, la ocurrencia de estos hace que se considere a este tipo muros como flexibles. Los desplazamientos y deformaciones que ocurren en un muro anclado son:

- Deflexión de la porción en voladizo del muro correspondiente al primer nivel de anclaje, a consecuencia de la instalación de éste.

- Asentamiento del muro.
- Elongación elástica de los tendones de anclaje asociada a posibles incrementos de carga.
- Fluencia de algún anclaje o redistribución de carga en longitud del bulbo.
- Movimientos de la masa del suelo en que se instalan los anclajes.

Los tres últimos resultan en la traslación del muro, y son relativamente pequeños cuando el muro es construido en un suelo competente. Para controlar estos movimientos es que se disponen recomendaciones y exigencias mínimas.

Es importante mencionar que un diseño con “estricto control de deformaciones”, al cual le corresponde un factor de seguridad de 1.5 aplicado a ϕ (ver 3.1.2.3), que es consistente con un estado de reposo del suelo, no reduce a cero los movimientos y deformaciones mencionados, pero sí los mantiene en márgenes reducidos y aceptables para las exigencias de este tipo de diseño.

La FHWA en su publicación FHWA-RD-81-150 indica que si una estructura sensible al asentamiento se apoya sobre el mismo suelo en el que se fijarán los anclajes, debe considerarse entonces un asentamiento vertical máximo, de la superficie del suelo, de 0.5 pulgadas (1.27 cm), esto corresponde a un diseño con “control estricto de deformaciones” (ver 3.1.2.3). También se indica que para el caso de estructuras adyacentes, cuyos cimientos se apoyen en estratos profundos no afectados por las labores de excavación, se toleren asentamientos de 1 pulgada (2.54 cm) o más (Cap.2.2.1, ERDC/ITL TR-02-9, Ebeling y otros, 2002)

Se dispone además que los desplazamientos laterales en un muro anclado deben estar limitados por un valor promedio de $0.2\%H$, hasta un valor máximo de $0.5\%H$, donde H es la altura del muro. De manera similar, se limitan los asentamientos verticales detrás del muro a un valor promedio de $0.15\%H$, hasta un valor máximo de $0.5\%H$ (Cap.5, FHWA, Ground Anchors and Anchored systems, Sabatini y otros, 1999).

El perfil de asentamientos detrás del muro se puede evaluar a través de las relaciones semi-empíricas expresadas en la siguiente gráfica:

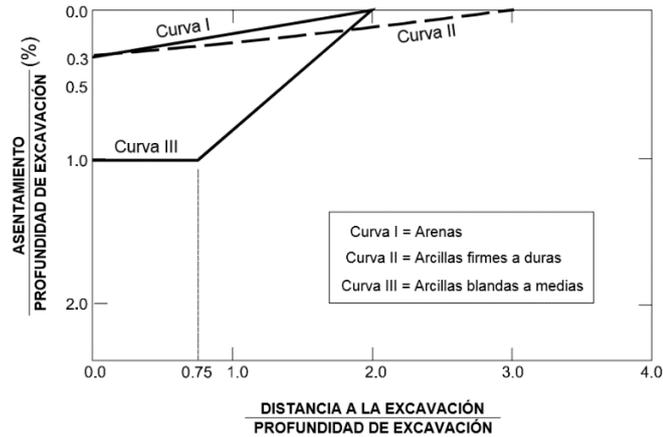


Figura 120: Perfil de asentamientos detrás del muro anclado.

Fuente: FHWA, *Ground Anchors and Anchored systems*, Sabatini y otros, 1999.

Las curvas I y II son comúnmente usadas para muros anclados permanentes. Los asentamientos excesivos inducen movimientos laterales significativos y grandes esfuerzos en la interfase muro/anclaje, esto debe ser controlado con la construcción de los cimientos de la superestructura (que incluye a la cimentación del muro).

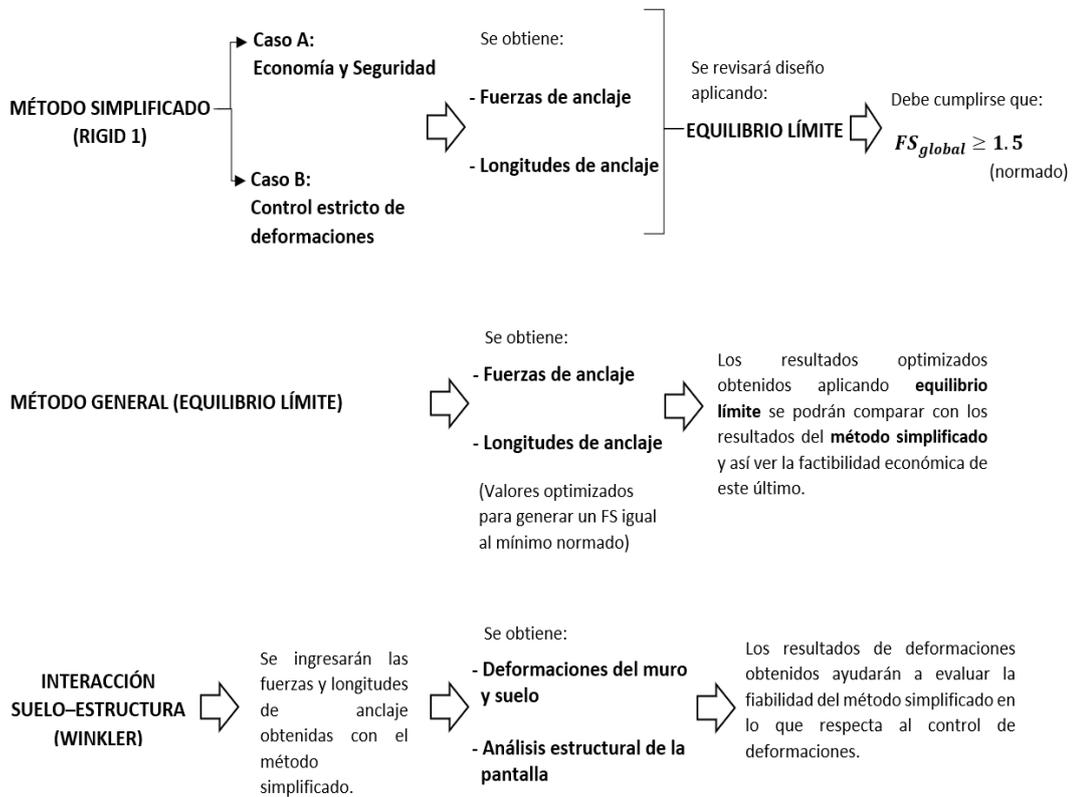
3.1.10 Validación del método RIGID1 para muros anclados sin empotramiento
Se desarrolló la metodología simplificada RIGID 1 para el cálculo de muros anclados sin empotramiento, lo que sigue ahora es la validación de los resultados de este método en sus dos casos de diseño, que con fines prácticos y para evitar confusiones se les llamará de la siguiente manera:

Caso A: Diseño con prioridad en la economía y seguridad (en el método simplificado se aplica un factor de seguridad de 1.3 al ángulo ϕ).

Caso B: Diseño con prioridad en el control de deformaciones (en el método simplificado se aplica un factor de seguridad de 1.5 al ángulo ϕ).

Es importante diferenciar el método simplificado del método de equilibrio límite pues ambos llevan factores de seguridad, ambos métodos tienen consideraciones y algoritmos muy diferentes, por ello **no tiene lugar una comparación de valores de factores de seguridad entre métodos**, lo que sí se puede hacer es ingresar los resultados de diseño del método simplificado a un análisis de equilibrio límite y evaluarlos bajo las consideraciones de este último.

A continuación se muestra de manera resumida el esquema de trabajo a seguir para la validación del método simplificado.



3.1.10.1 Validación del método revisando la estabilidad global

La primera validación que se le dará al método será a través de la verificación de sus resultados de diseño aplicando equilibrio límite, que es el procedimiento estándar para el cálculo de la estabilidad de cualquier estructura de retención, además de ser el método de verificación que es considerado la norma peruana NTE.E050.

Se deberá verificar que los diseños obtenidos a través del método RIGID 1 generen factores de seguridad mayores a los normados, para este propósito se empleará el software *Slide* versión 6.0.0.5 que trabaja con el método de dovelas. Se realizó el diseño de casos de muros anclados con el método RIGID 1, para 1 nivel hasta 6 niveles de anclaje, para los ángulos ϕ de 30°, 35°, 38°, para los casos A y B, seguido a esto se modeló cada caso en el software *Slide* para obtener el factor de seguridad global correspondiente por el método de equilibrio límite, los demás parámetros de cálculo son: peso específico del suelo $\gamma = 2.1 \text{ tonf/m}^3$, sobrecarga permanente 3.06 tonf/m^2 , ángulo de inclinación de anclajes $\psi = 15^\circ$ y separación horizontal entre anclajes de $5m$. A continuación se muestran los resultados por número de niveles de anclaje.

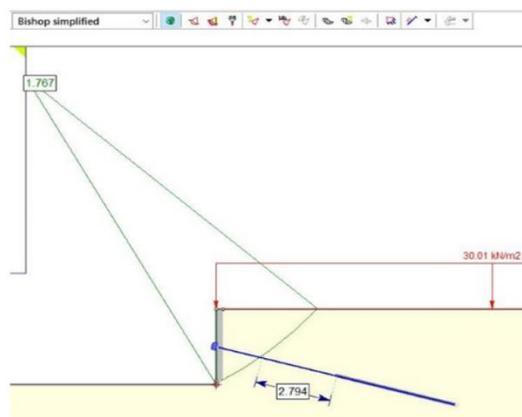
a) Para un nivel de anclaje:

Tabla 11: Resumen de resultados aplicando RIGID 1 y equilibrio límite a 1 nivel de anclaje

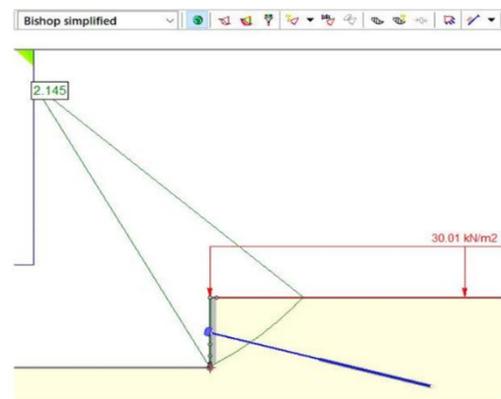
Fuente: Elaboración propia.

1 NIVEL DE ANCLAJE	$\phi=30^\circ$		$\phi=35^\circ$		$\phi=38^\circ$	
	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B
P trapezoidal (tonf/m ²) =	2.08	2.32	1.75	1.99	1.57	1.81
F.Horiz TOTAL (tonf/m) =	9.18	11.01	7.73	9.18	7.34	7.92
L_libre_1	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
FS_global (Slide) =	1.767	2.145	1.857	2.143	1.997	2.11

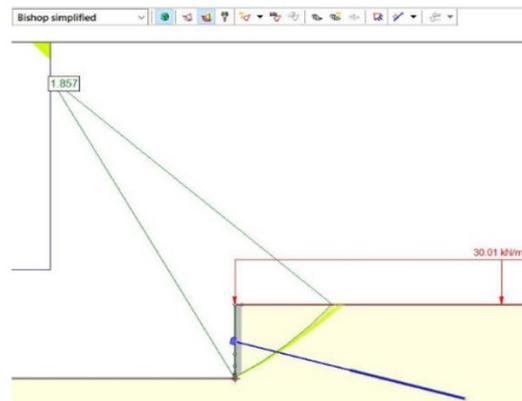
La geometría de las superficies de falla para cada caso de ϕ son:



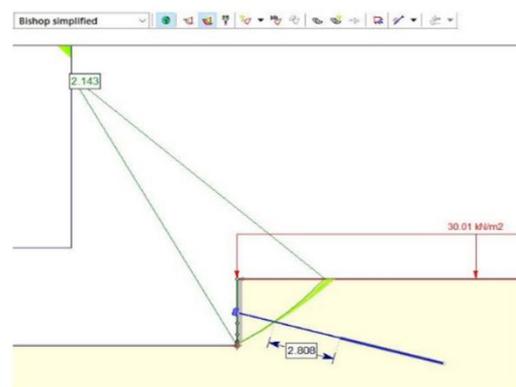
$\phi = 30^\circ$, Caso A



$\phi = 30^\circ$, Caso B



$\phi = 35^\circ$, Caso A



$\phi = 35^\circ$, Caso B

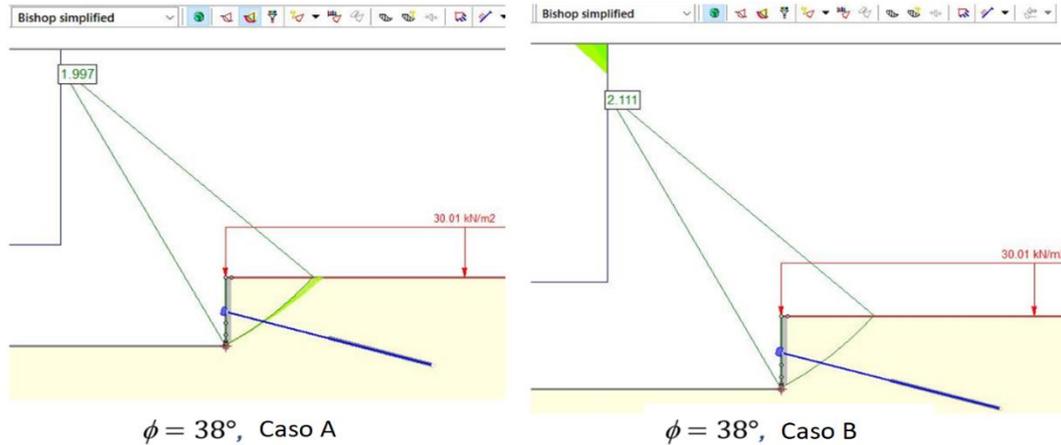


Figura 121: Superficies de falla con su respectivo factor de seguridad para 1 nivel de anclaje, modelado en Slide.

Fuente: Elaboración propia.

Luego se muestra la comparativa de resultados de factores de seguridad, presión de suelo correspondiente al diagrama trapezoidal y fuerza de anclaje horizontal total.

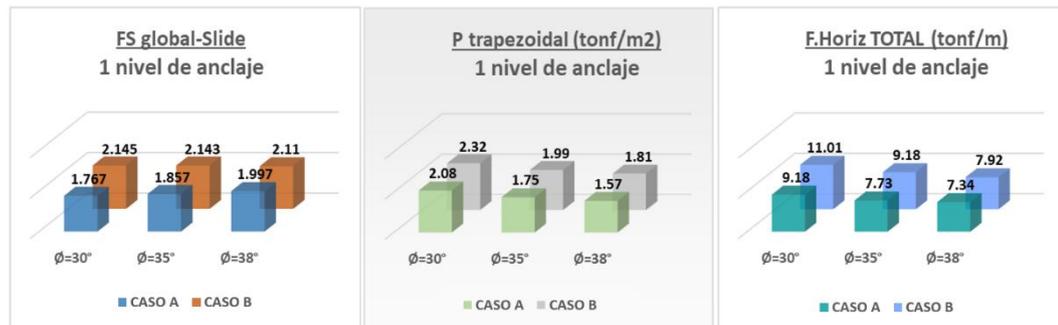


Figura 122: Comparativa de resultados entre los casos A y B, para 1 nivel de anclaje.

Fuente: Elaboración propia.

b) Para dos niveles de anclaje:

Tabla 12: Resumen de resultados aplicando RIGID 1 y equilibrio límite a 2 niveles de anclaje

Fuente: Elaboración propia.

2 NIVELES DE ANCLAJE	$\phi=30^\circ$		$\phi=35^\circ$		$\phi=38^\circ$	
	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B
P trapezoidal (tonf/m2) =	3.85	4.29	3.25	3.69	2.91	3.35
F.Horiz TOTAL (tonf/m) =	29.36	33.04	25.69	29.36	23.86	25.69
L_libre_1	5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
L_libre_2	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
FS_global (Slide) =	1.697	1.922	1.826	1.754	1.907	2.037

La geometría de las superficies de falla para cada caso de ϕ son:

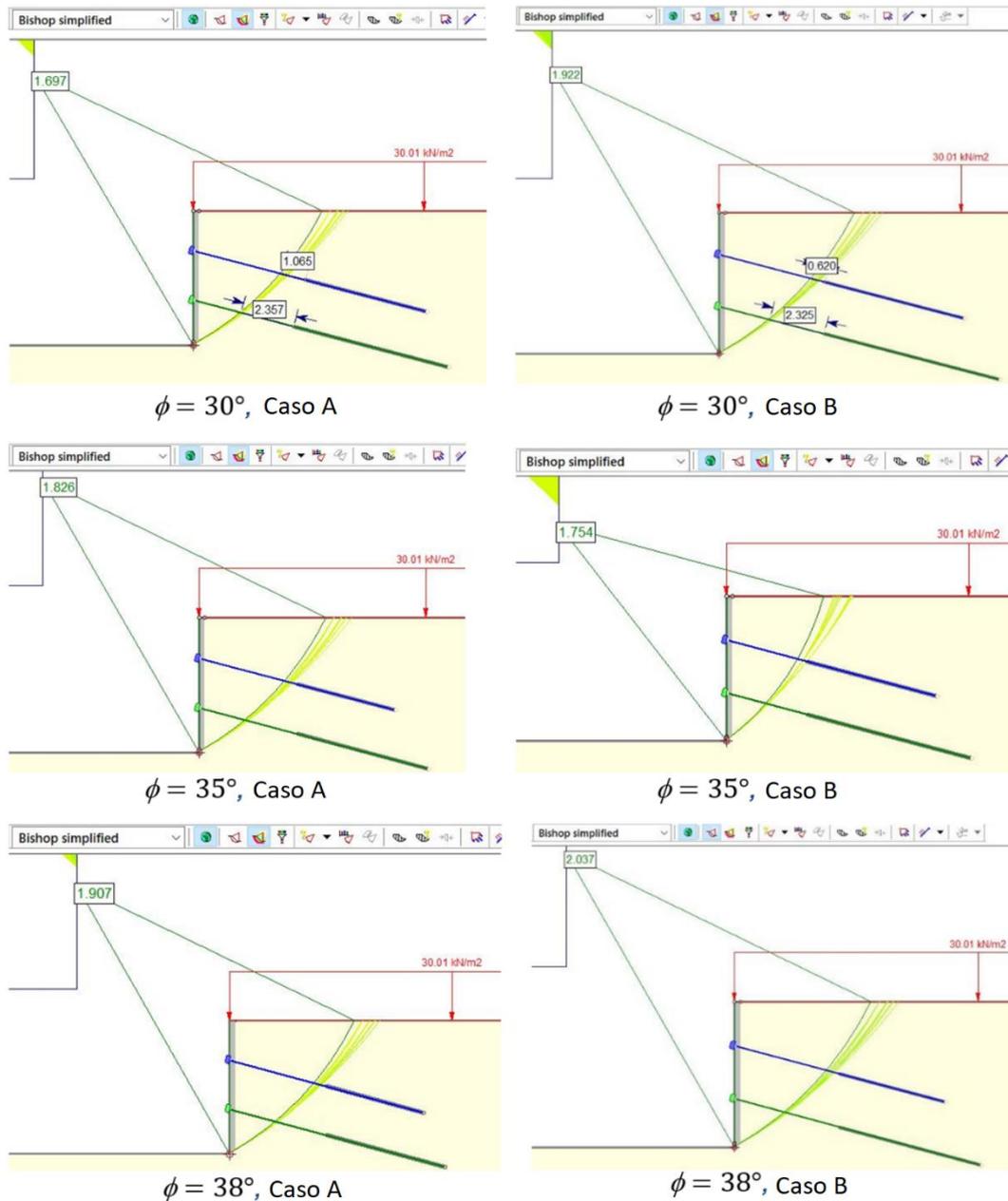


Figura 123: Superficies de falla con su respectivo factor de seguridad para 2 niveles de anclaje, modelado en Slide.

Fuente: Elaboración propia.

Se muestra luego la comparativa de resultados de factores de seguridad, presión de suelo correspondiente al diagrama trapezoidal y fuerza de anclaje horizontal total.



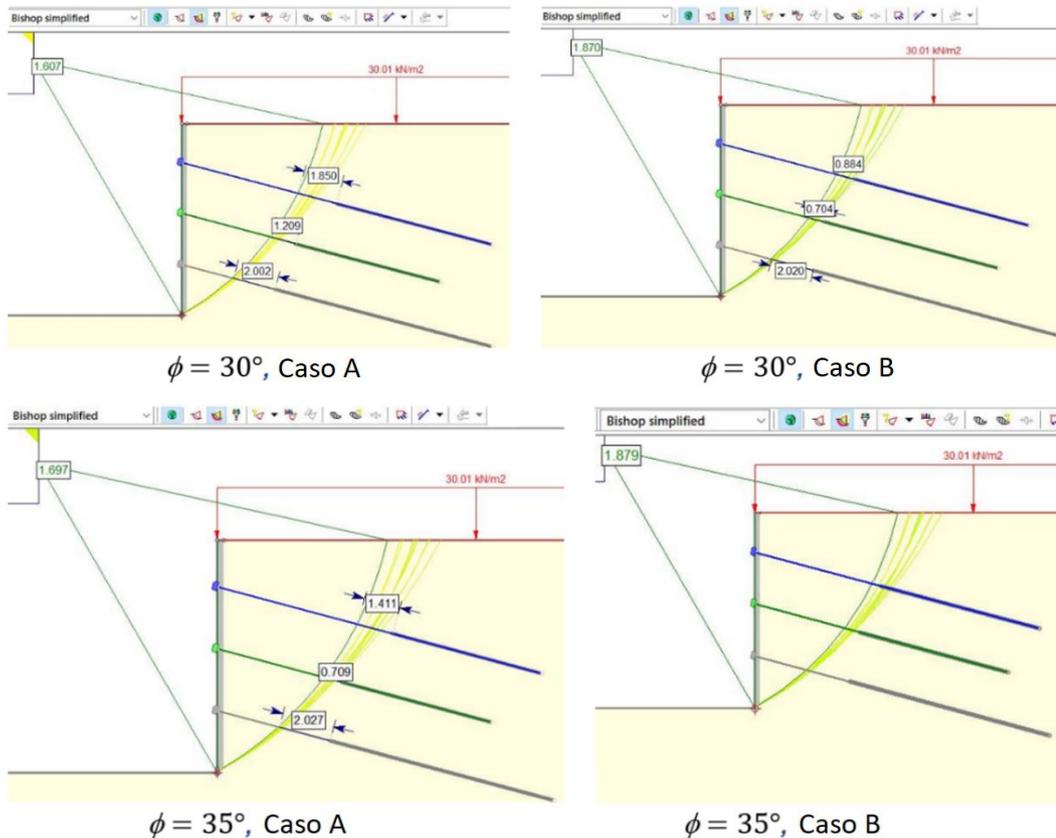
Figura 124: Comparativa de resultados entre los casos A y B, para 2 niveles de anclaje.
Fuente: Elaboración propia.

c) Para tres niveles de anclaje:

Tabla 13: Resumen de resultados aplicando RIGID 1 y equilibrio límite a 3 niveles de anclaje
Fuente: Elaboración propia.

3 NIVELES DE ANCLAJE	$\phi=30^\circ$		$\phi=35^\circ$		$\phi=38^\circ$	
	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B
P trapezoidal (tonf/m ²) =	5.56	6.21	4.7	5.34	4.21	4.84
F.Horiz TOTAL (tonf/m) =	60.56	69.74	51.39	58.73	47.72	53.22
L_libre_1	7.5	6.5	7	6	6.5	6
L_libre_2	5.5	5	5	5	4.5	4.5
L_libre_3	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
FS_global (Slide) =	1.607	1.87	1.697	1.879	1.778	1.93

La geometría de las superficies de falla para cada caso de ϕ son:



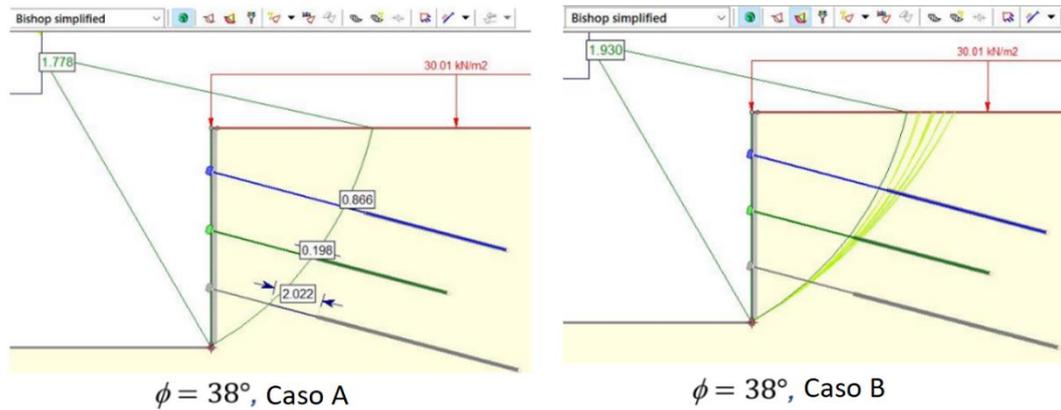


Figura 125: Superficies de falla con su respectivo factor de seguridad para 3 niveles de anclaje, modelado en Slide.

Fuente: Elaboración propia.

Se muestra la comparativa de resultados de factores de seguridad, presión de suelo correspondiente al diagrama trapezoidal y fuerza de anclaje horizontal total.

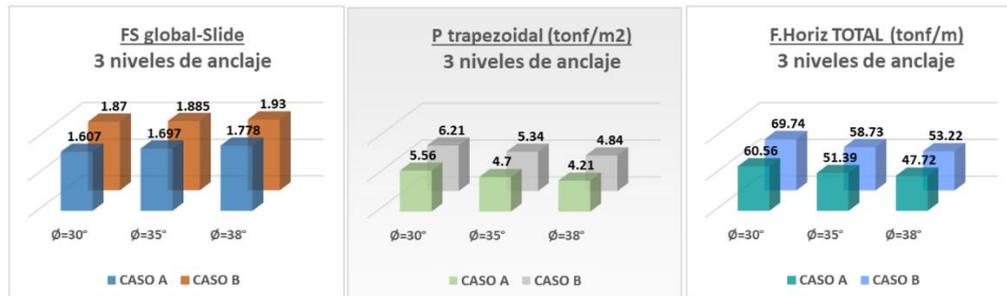


Figura 126: Comparativa de resultados entre los casos A y B, para 3 niveles de anclaje.

Fuente: Elaboración propia.

d) Para cuatro niveles de anclaje:

Tabla 14: Resumen de resultados aplicando RIGID 1 y equilibrio límite a 4 niveles de anclaje

Fuente: Elaboración propia.

4 NIVELES DE ANCLAJE	phi=30°		phi=35°		phi=38°	
	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B
P trapezoidal (tonf/m2) =	7.29	8.13	6.15	6.99	5.52	6.35
F.Horiz TOTAL (tonf/m) =	102.78	113.79	86.26	99.1	78.92	88.1
L_libre_1	10	9	9	8.5	8.5	8
L_libre_2	7	7	6.5	7	6.5	6.5
L_libre_3	5.5	5.5	5	5.5	5	5
L_libre_4	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
FS_global (Slide) =	1.602	1.768	1.663	1.88	1.74	1.903

La geometría de las superficies de falla para cada caso de phi son:

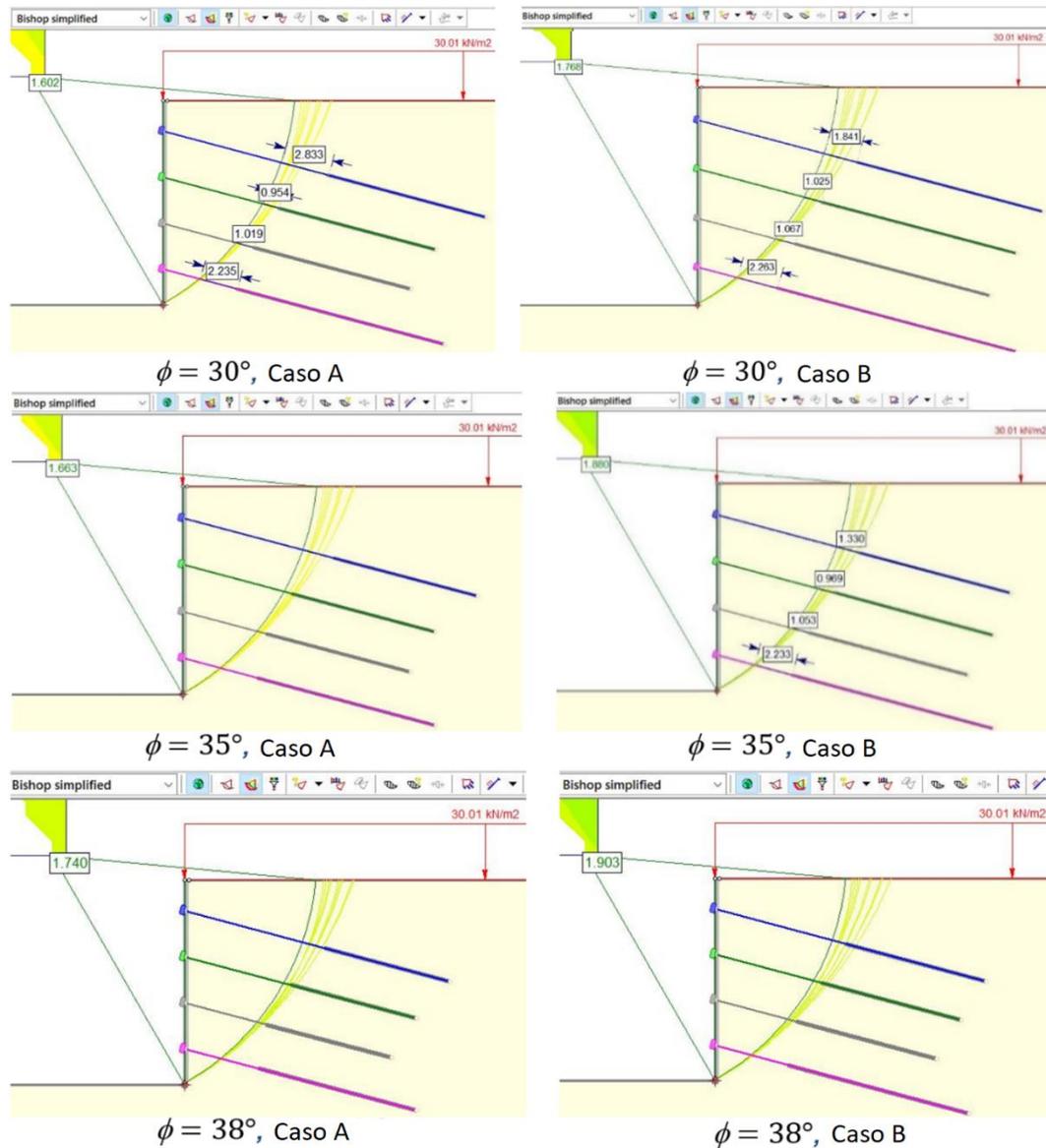


Figura 127: Superficies de falla con su respectivo factor de seguridad para 4 niveles de anclaje, modelado en Slide.
Fuente: Elaboración propia.

Luego se muestra la comparativa de resultados de factores de seguridad, presión de suelo correspondiente al diagrama trapezoidal y fuerza de anclaje horizontal total.

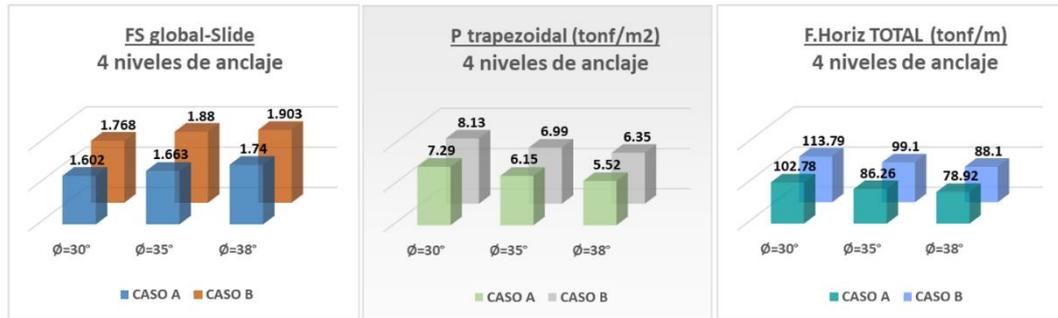


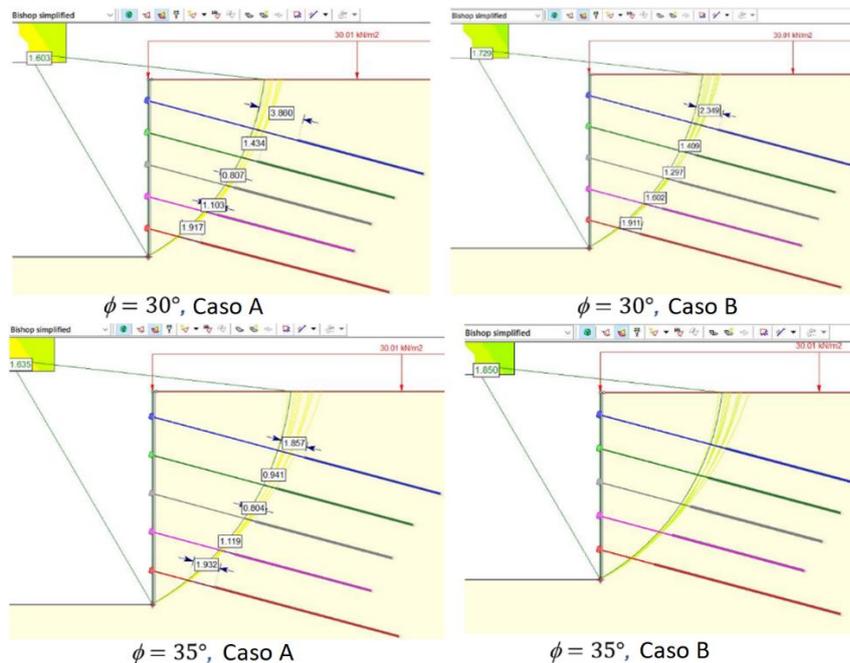
Figura 128: Comparativa de resultados entre los casos A y B, para 4 niveles de anclaje.
Fuente: Elaboración propia.

e) Para cinco niveles de anclaje:

Tabla 15: Resumen de resultados aplicando RIGID 1 y equilibrio límite a 5 niveles de anclaje
Fuente: Elaboración propia.

5 NIVELES DE ANCLAJE	φ=30°		φ=35°		φ=38°	
	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B
P trapezoidal (tonf/m ²) =	9.01	10.06	7.61	8.65	6.826	7.85
F.Horiz TOTAL (tonf/m) =	156	168.84	128.47	148.66	117.46	135.81
L_libre_1	13	11.5	11	10.5	10.5	10.5
L_libre_2	9.5	9.5	9	9	8.5	9
L_libre_3	7.5	8	7.5	7.5	7	7.5
L_libre_4	6	6.5	6	6	6	6
L_libre_5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
FS_global (Slide) =	1.603	1.729	1.635	1.85	1.702	1.915

La geometría de las superficies de falla para cada caso de φ son:



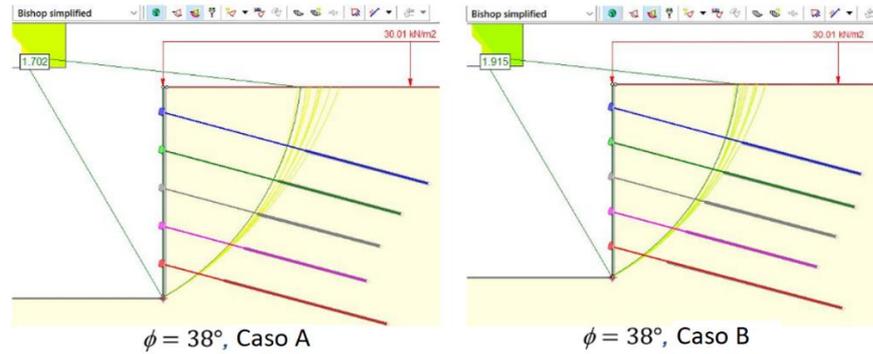


Figura 129: Superficies de falla con su respectivo factor de seguridad para 5 niveles de anclaje, modelado en Slide.

Fuente: Elaboración propia.

Luego se muestra la comparativa de resultados de factores de seguridad, presión de suelo correspondiente al diagrama trapezoidal y fuerza de anclaje horizontal total.

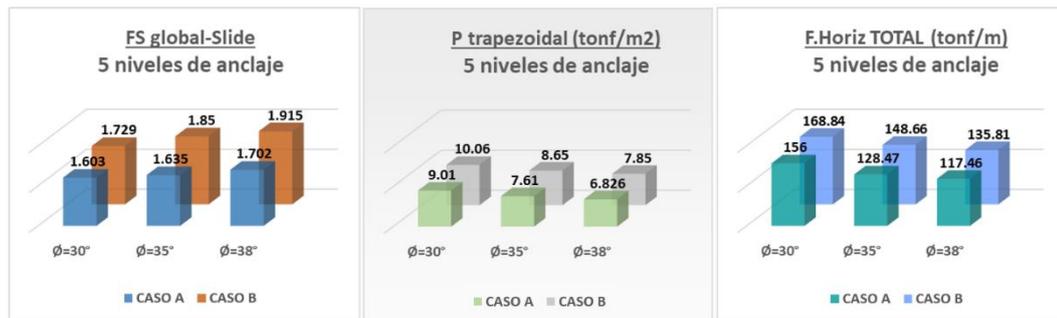


Figura 130: Comparativa de resultados entre los casos A y B, para 5 niveles de anclaje.

Fuente: Elaboración propia.

f) Para seis niveles de anclaje:

Tabla 16: Resumen de resultados aplicando RIGID 1 y equilibrio límite a 6 niveles de anclaje

Fuente: Elaboración propia.

6 NIVELES DE ANCLAJE	φ=30°		φ=35°		φ=38°	
	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B
P trapezoidal (tonf/m ²) =	10.74	11.98	9.07	10.31	8.13	9.35
F.Horiz TOTAL (tonf/m) =	214.73	238.58	179.86	203.71	165.17	189.03
L_libre_1	15.5	14	14	13	14	12.5
L_libre_2	12	12	11.5	11.5	10.5	11
L_libre_3	10	10.5	9.5	10	9.5	9.5
L_libre_4	8.5	8.5	8	8.5	8	8
L_libre_5	7	7	6.5	7	6.5	7
L_libre_6	5.5	5.5	5.5	5.5	5	5.5
FS_global (Slide) =	1.552	1.722	1.624	1.799	1.706	1.89

La geometría de las superficies de falla para cada caso de φ son:

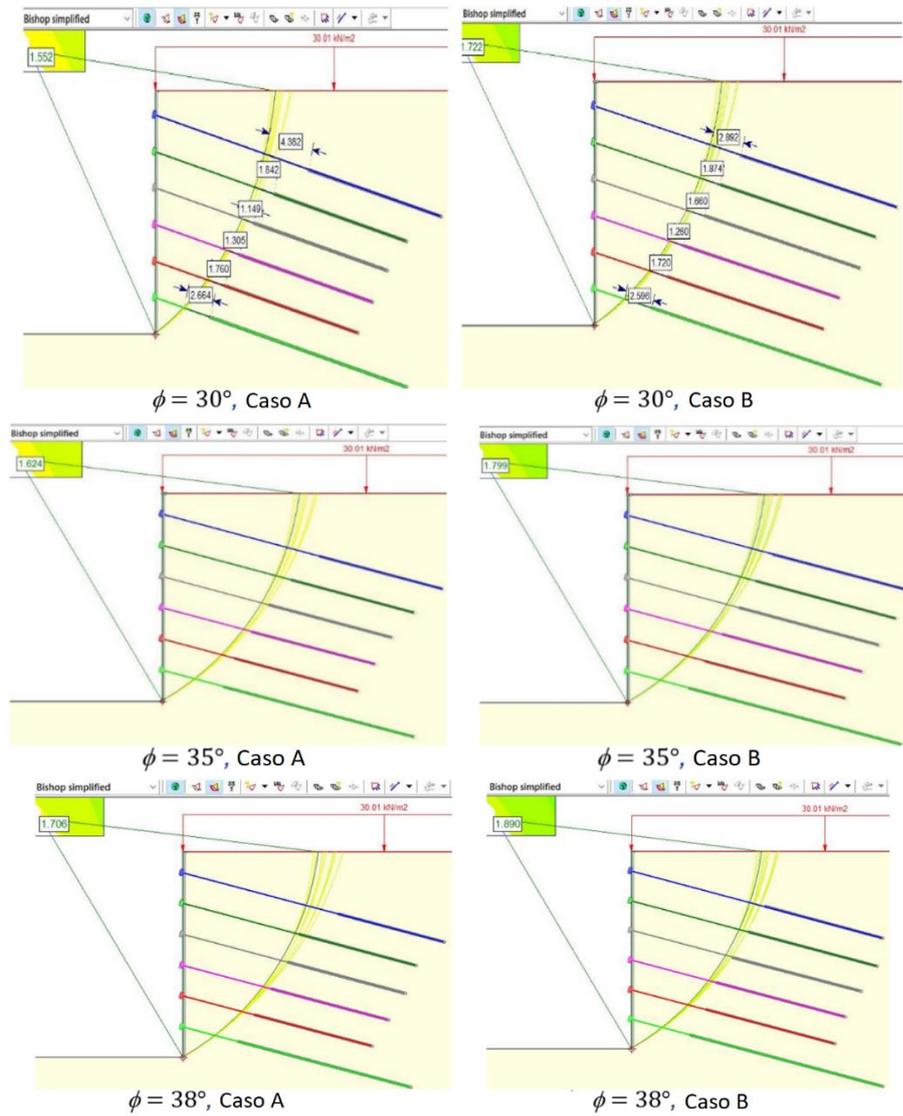


Figura 131: Superficies de falla con su respectivo factor de seguridad para 6 niveles de anclaje, modelado en Slide.
 Fuente: Elaboración propia.

La geometría de las superficies de falla para cada caso de ϕ son:

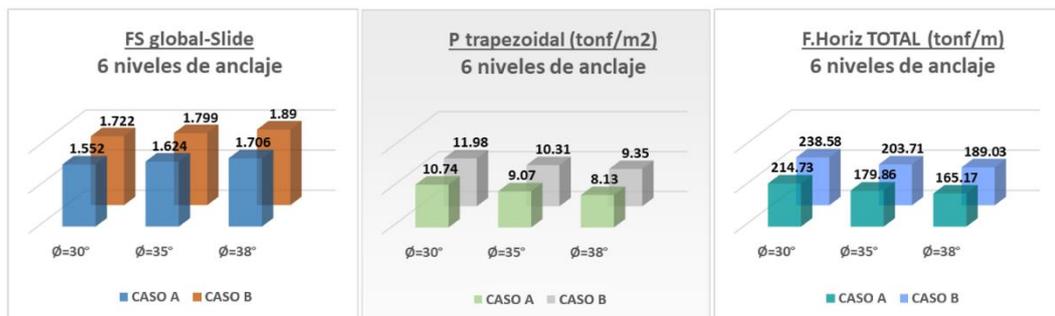


Figura 132: Comparativa de resultados entre los casos A y B, para 6 niveles de anclaje.
 Fuente: Elaboración propia.

g) Resumen:

Los resultados muestran, en general para todos los casos de diseño vistos, que el sistema se encuentra dentro del nivel de seguridad normado (factor de seguridad a la estabilidad global mayor a 1.5), siendo los resultados del caso A más conservadores que los del caso B, la diferenciación entre estos dos casos se realizará revisando las deformaciones en 3.1.10.2.

Para hacerse una idea de las necesidades en cada caso de diseño, se registraron los resultados de las fuerzas horizontales totales de anclaje y las longitudes libres, las longitudes de los bulbos no fueron registradas debido a que para este caso, pueden variar en función al diámetro que se les asigne sin alterar la estabilidad, además dependen directamente de la fuerza de anclaje. Se debe tener en consideración que las longitudes libres halladas se basan en el equilibrio límite, y que para propósito de realizar las comparativas no se tomó en cuenta lo dispuesto en 3.1.3.2 para el primer nivel de anclaje.

Para el cálculo del factor de seguridad a la estabilidad externa se trabajó en general con el Método de Bishop simplificado, ya que éste genera normalmente valores conservadores. A continuación se muestran las gráficas resumen de los factores de seguridad de los análisis por equilibrio límite, hallados para cada caso de ϕ :

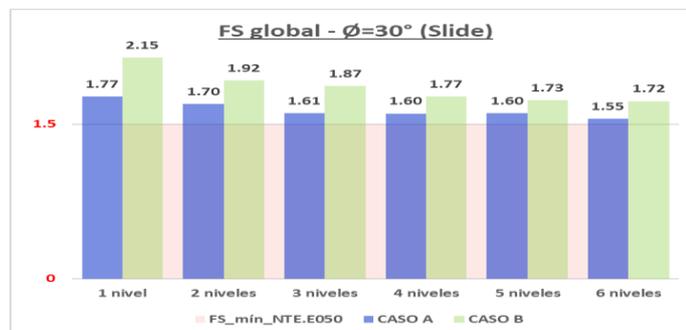


Figura 133: Comparativa de factores de seguridad de estabilidad global para un $\phi = 30^\circ$.

Fuente: Elaboración propia.

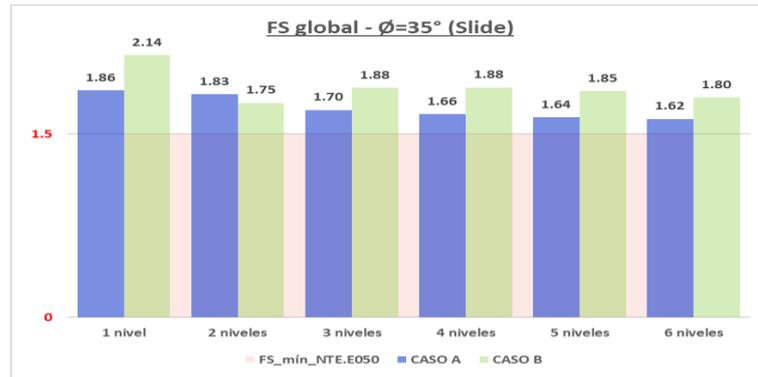


Figura 134: Comparativa de factores de seguridad de estabilidad global para un $\phi = 35^\circ$.
Fuente: Elaboración propia.

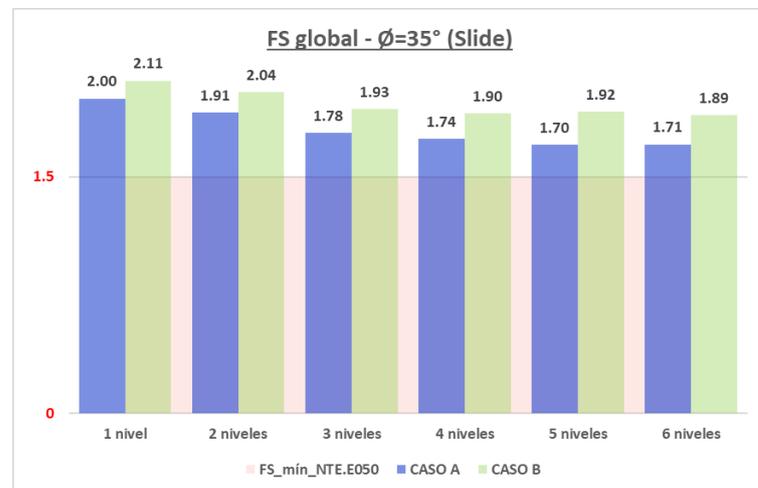


Figura 135: Comparativa de factores de seguridad de estabilidad global para un $\phi = 38^\circ$.
Fuente: Elaboración propia.

Adicional a esto se presenta también una comparativa del requerimiento de fuerzas horizontales de anclaje para un ancho unitario y $\phi = 30^\circ$, de los casos de diseño A y B, comparados con valores optimizados para un factor de seguridad global igual a 1.5 (ver Figura 136 y Figura 137). Se puede observar que las diferencias entre los resultados optimizados y los caso A de diseño no son tan notables, el promedio de dichas diferencias es de 10.1% (ver Figura 137), esto indica que los resultados del diseño tipo “economía y seguridad” (caso A) se acercan a los valores optimizados, con lo que se puede concluir que efectivamente arroja valores económicos.

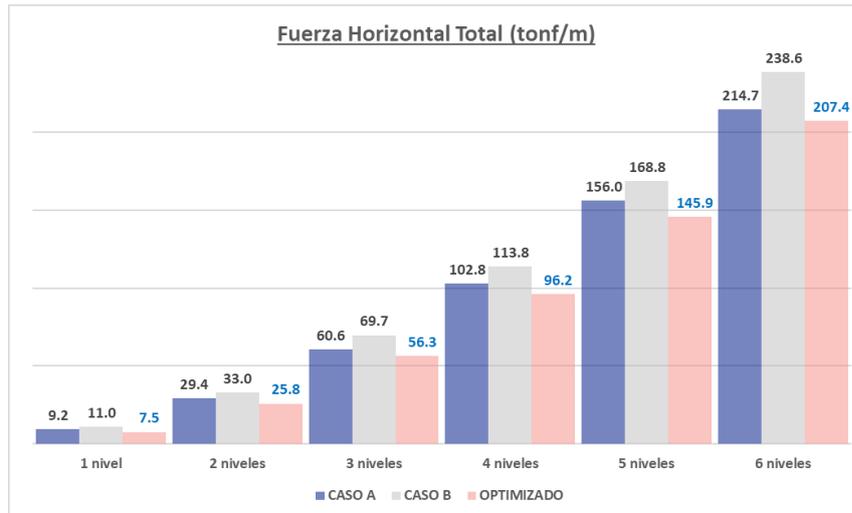


Figura 136: Comparativa de fuerzas horizontales de anclaje totales para un ancho unitario y $\phi = 30^\circ$.
Fuente: Elaboración propia.

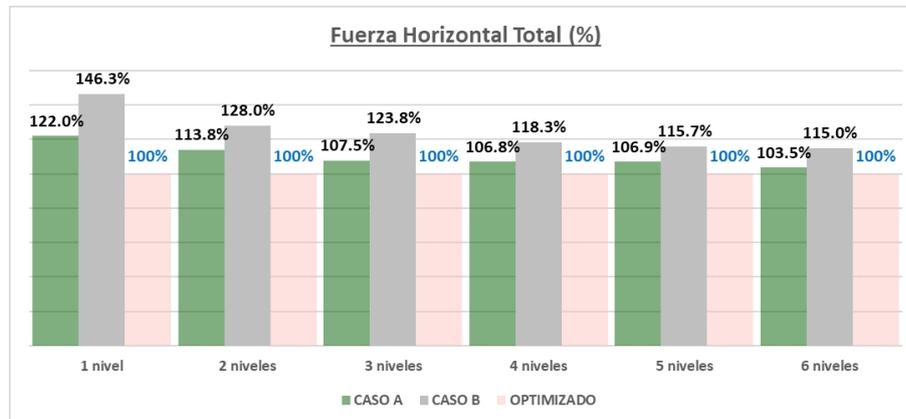


Figura 137: Comparativa de fuerzas horizontales de anclaje totales, en tanto por ciento respecto de los valores optimizados, para $\phi = 30^\circ$.
Fuente: Elaboración propia.

3.1.10.2 Validación del método revisando las deformaciones en el suelo

Se procederá ahora a comparar las deformaciones de suelo obtenidas empleando los casos de diseño A y B del método RIGID 1, para esto se aplicará el método de Winkler o presiones dependientes apoyándose del software Geo5 versión 5.2019.5 y su módulo *Verificación de muros pantalla*.

Se modelaron los mismos casos de 3.1.10.1, el coeficiente de reacción del suelo se basó en el método de deformaciones referenciales (ver 3.1.8.2). A continuación se muestran los resultados.

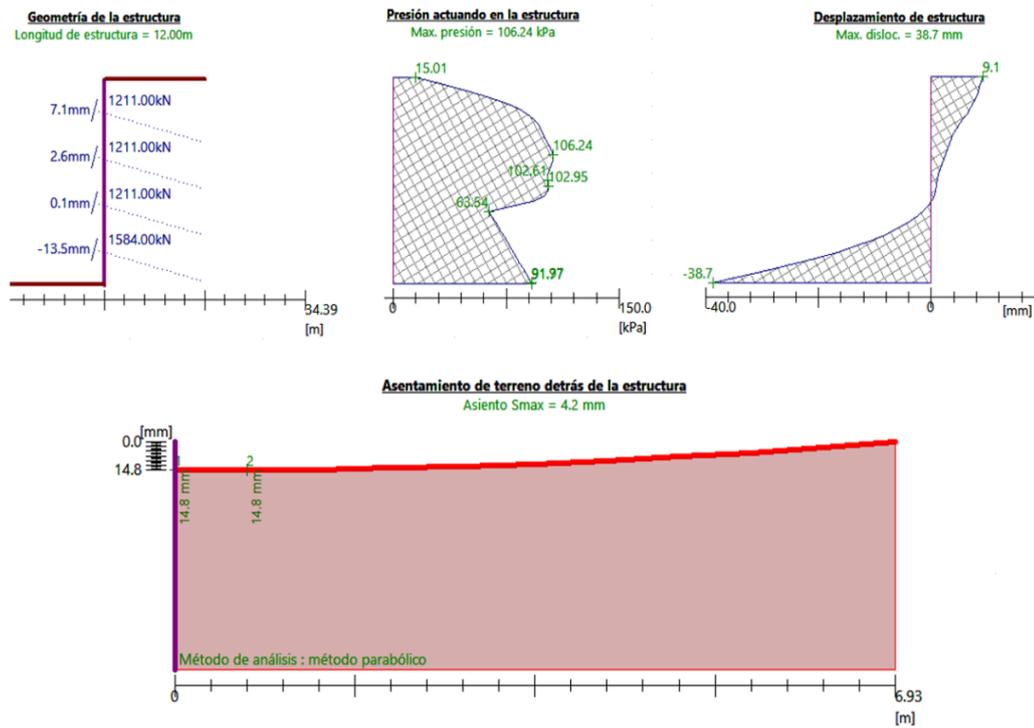
Tabla 17: Resumen de resultados de asentamientos, desplazamientos, factores de seguridad, y sus respectivos límites

Fuente: Elaboración propia.

$\phi=30^\circ$		CASO A			CASO B			Asentam. Máx		Desplaz. Máx	
		FS_global	Asentamiento (mm)	Desplaz.	FS_global	Asentamiento (mm)	Desplaz.	CONSERVADOR	MÁXIMO	CONSERVADOR	MÁXIMO
Niveles de anclaje	H (m)	Bishop	Cabeza del muro	máx (mm)	Bishop	Cabeza del muro	máx (mm)	0.15%H (mm)	0.5%H (mm)	0.2%H (mm)	0.5%H (mm)
1 nivel	3	1.45	-0.5	6	1.54	-2.3	4.1	4.5	15	6	15
2 niveles	6	1.47	3.8	14	1.53	2.2	11.1	9	30	12	30
3 niveles	9	1.48	19.6	46.5	1.56	11	28.7	13.5	45	18	45
4 niveles	12	1.5	14.8	38.7	1.55	8.3	27.1	18	60	24	60
5 niveles	15	1.49	46.9	105.6	1.54	23.5	61.7	22.5	75	30	75
6 niveles	18	1.47	148.6	313	1.53	63.2	144.9	27	90	36	90

*Asentamiento calculado por el método Parabólico con GEO5.

Se muestra a modo de ejemplo los resultados directos del software Geo5 para el caso de 4 niveles de anclaje y caso de diseño “economía y seguridad” (caso A):



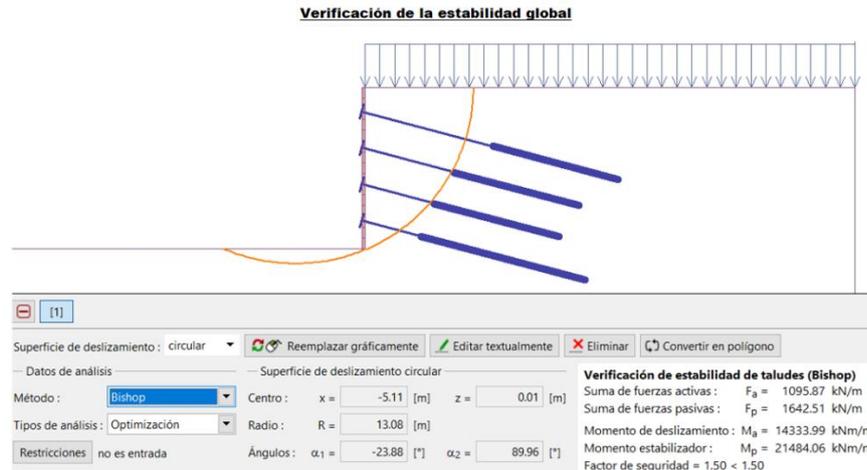


Figura 138: Ejemplo de resultados del software Geo5-Verificación de muros pantalla, para el caso de 4 niveles de anclaje y caso A de diseño.

Fuente: Elaboración propia.

Los límites para las deformaciones en el suelo fueron tomados de las recomendaciones de la FHWA (ver 3.1.9), se tomará como valor mínimo para el factor de seguridad a la estabilidad global al valor dispuesto por la norma peruana NTE.E050, que es 1.5.

En base a los resultados hallados se procede a realizar la comparativa, se volvió a revisar la estabilidad global esta vez apoyándose del software Geo5, el cual consideró una superficie de falla de geometría ligeramente diferente a la considerada en el software Slide (ver Figura 127 y Figura 138), los resultados son ligeramente más conservadores que los del software Slide (ver Figura 139), sin embargo aún se mantienen en valores aproximadamente mayores o iguales a 1.5 lo cual es satisfactorio (se debe tener en cuenta que se aplicó el método de Bishop el cual en general arroja valores bastante conservadores con respecto a otros métodos). Se reitera de esta manera que los diseños aplicando el método simplificado RIGID 1 generan resultados seguros ante la falla global del suelo.

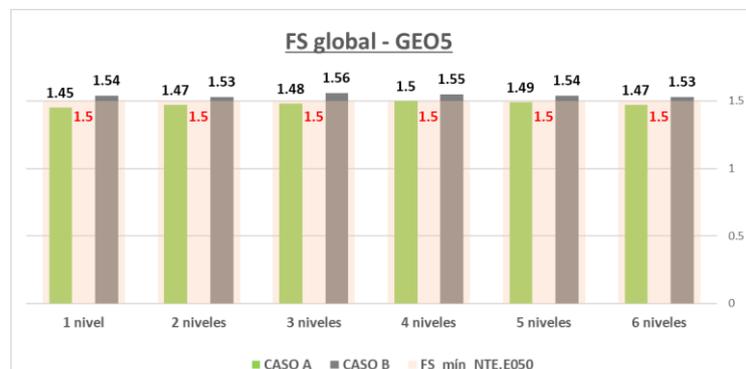


Figura 139: Comparativa de resultados de estabilidad global entre los casos A y B, aplicando el software Geo5.

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 140 se muestran los resultados de asentamientos para los 6 casos modelados, se puede observar que hasta el caso de 5 niveles de anclaje los asentamientos se encuentran dentro de los límites tolerables. De acuerdo a FHWA-RD-81-150 los asentamientos menores a 1.27 cm son compatibles con un diseño con control estricto de deformaciones, se puede ver que los asentamientos para el caso A de diseño hasta los 4 niveles de anclaje cumplen con dicho límite, lo anterior indica que el método RIGID 1 genera valores satisfactorios de asentamientos en sus dos casos de diseño con control estricto de deformaciones y diseño económico-seguro, siempre y cuando sea aplicado a muros de hasta 4 niveles de anclaje.

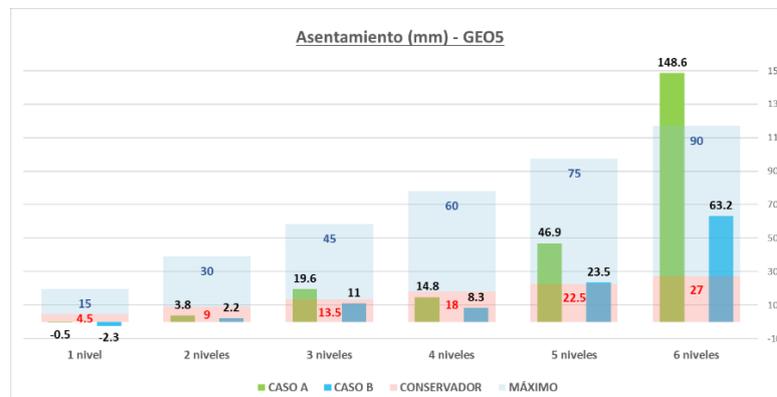


Figura 140: Comparativa de resultados de asentamientos entre los casos A y B.
 Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de desplazamientos laterales se realizó la comparativa mostrada en la Figura 141 donde se muestran los límites de desplazamientos tolerables, se puede apreciar que hasta el caso de 4 niveles de anclaje los desplazamientos se encuentran dentro de lo aceptable, y que es notoria la diferencia de resultados entre los casos A y B de diseño. Los asentamientos que experimenta el suelo determinan si se está en un caso de diseño con estricto control de deformaciones o uno de economía y seguridad, por esto es que los desplazamientos obtenidos sirven para reiterar la validez del método RIGID 1 hasta los 4 niveles de anclaje.

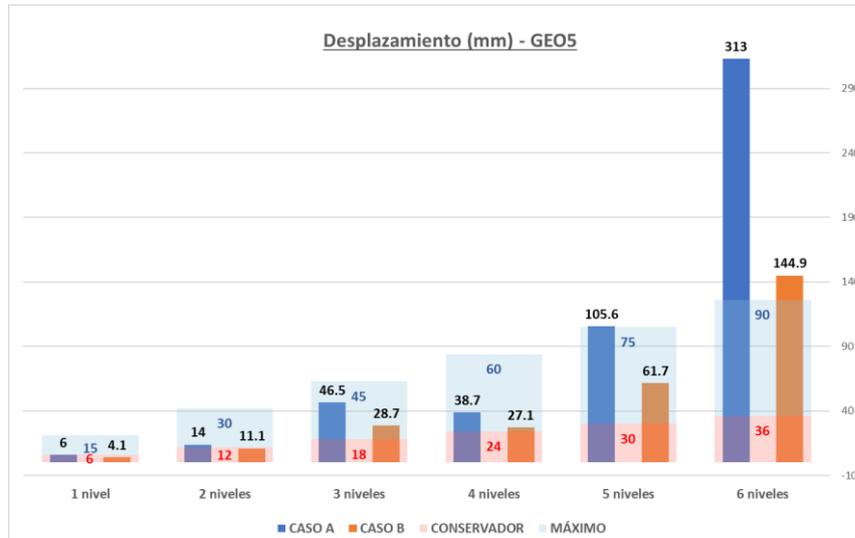


Figura 141: Comparativa de resultados de desplazamientos entre los casos A y B.
 Fuente: Elaboración propia.

Se debe tener en cuenta que los resultados de deformaciones obtenidos a través del método de Winkler son aproximados y sirven bien para la revisión de resultados obtenidos con el método RIGID 1, así como también para hallar las solicitaciones en la pantalla, sin embargo si se desease un control más riguroso de resultados lo más adecuado sería realizar el modelamiento del suelo usando elementos finitos bidimensionales o tridimensionales.

Finalmente se concluye que el método simplificado RIGID 1 genera diseños seguros ante posibles fallas globales del suelo, y que también genera diseños satisfactorios en cuanto a asentamientos y desplazamientos, siempre y cuando se trabaje con 4 niveles de anclaje o menos, para mayor número de niveles se recomienda revisar las deformaciones a través de un modelamiento más complejo.

CAPÍTULO IV: EJEMPLO DE DISEÑO DE MURO ANCLADO

Se desarrollará el diseño de un muro anclado de paño típico para un proyecto a modo de ejemplo, se abordará el diseño geotécnico y estructural aplicando la metodología ya desarrollada, finalmente se presentarán los resultados a través de esquemas para la ejecución en obra de los anclajes y el detallado de los ensanches y refuerzos de la pantalla.

4.1 DATOS DEL PROYECTO

Se cuenta con un proyecto de edificaciones que consta con 3 niveles de sótanos, el esquema de los sótanos se presenta en la Figura 142, donde figuran la ubicación y dimensiones de las losas de techo. Colindante al edificio proyectado se encuentra una edificación de 3 pisos, por lo cual se considera una sobrecarga de 10 kN/m^2 por piso (incluye carga muerta y viva), el último nivel de sótano de altura 3.20m incluye a la cimentación.

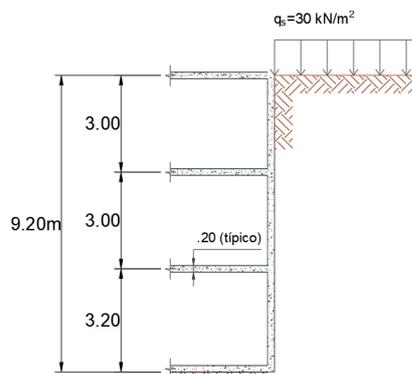


Figura 142: Esquema de sótanos y losas del proyecto.

Fuente: Elaboración propia.

Lo anterior se convierte en un problema de estabilización de un talud vertical de 9.20m de alto, esto se muestra en la Figura 143 junto a los demás datos provenientes del estudio de mecánica de suelos:

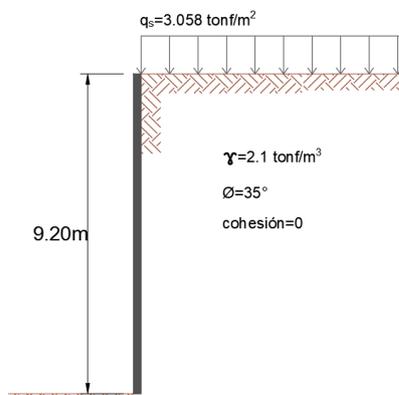


Figura 143: Esquema del talud a estabilizar y parámetros del suelo.

Fuente: Elaboración propia.

El proyectista encargado del diseño del edificio estableció la ubicación de los anclajes y un espaciamiento horizontal de 5m, por lo que habrá que verificar si dicha disposición es adecuada, y en caso de no serlo replantearla; también se asumirá un espesor de pantalla de 25cm, lo cual también deberá ser verificado en la etapa del cálculo estructural. El esquema de anclajes es el siguiente:

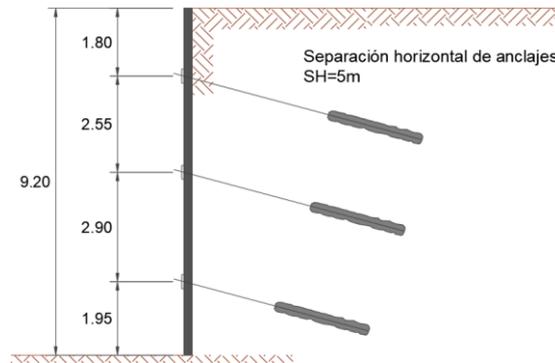


Figura 144: Esquema disposición de anclajes para el proyecto.

Fuente: Elaboración propia.

Para los bulbos de anclaje se considera una capacidad de adherencia última igual a $\tau_{ult} = 0.8 \text{ MPa}$. Ya que en este proyecto las losas de los sótanos pasarán eventualmente a servir de apoyo a los muros anclados, la permanencia de los anclajes será temporal.

4.2 DISEÑO GEOTÉCNICO

4.2.1 Aplicando el método simplificado RIGID 1 para cargas estáticas

4.2.1.1 Factor de seguridad

$FS_{\phi} = 1.3$: Factor de seguridad al ángulo de fricción interna (anclajes temporales).

Luego se procede a hallar el ángulo movilizado y la correspondiente constante de presiones.

$$\phi_{mob} := \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_{\phi}}\right) = 28.308.^{\circ}$$

$$K_{a_{mob}} := \tan\left(45^{\circ} - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)^2 = 0.357$$

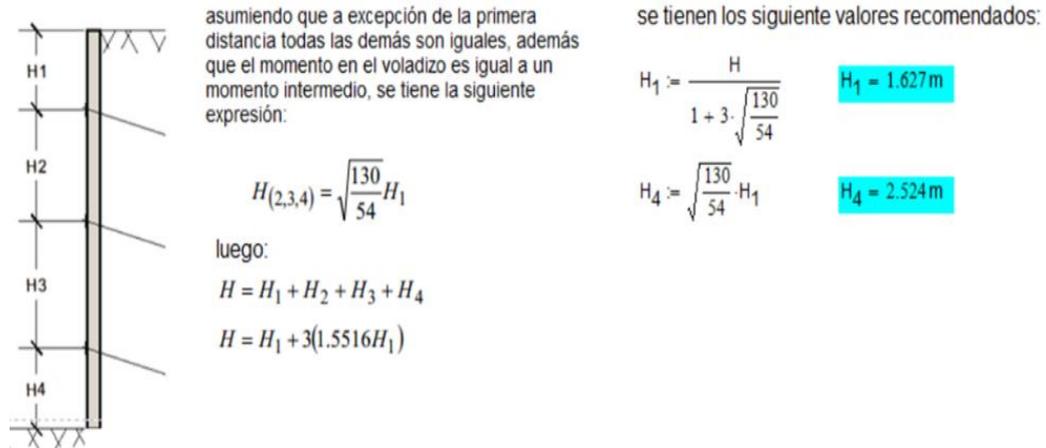
4.2.1.2 Inclinación de los anclajes

Ya que no hay limitaciones en el terreno para el emplazamiento de los anclajes se fijará la inclinación de estos a 15°.

$\psi = 15^{\circ}$: Ángulo de inclinación de los anclajes.

4.2.1.3 Espaciamiento vertical entre anclajes

En base al criterio de balance de momentos se tiene:



Se aprecia que el espaciamiento vertical propuesto y el recomendado calculado se asemejan, se mantendrá el espaciamiento propuesto (ver Figura 145).

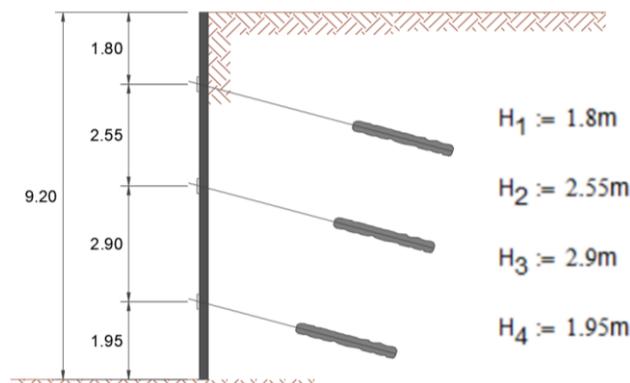


Figura 145: Esquema de espaciamiento vertical de anclajes.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.4 Presiones en el muro

Para el diagrama de envolvente de presiones aparentes:

$$TL_{\text{arena}} := 0.65 \cdot K_{a_{\text{mob}}} \cdot \gamma \cdot H^2 = 41.206 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$P_{\text{arena}} := \frac{TL_{\text{arena}}}{H - \frac{H_1}{3}} = 4.791 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$P := P_{\text{arena}}$$

Presión por sobrecarga:

$$P_s := q_s \cdot K_{a_{\text{mob}}} = 1.091 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

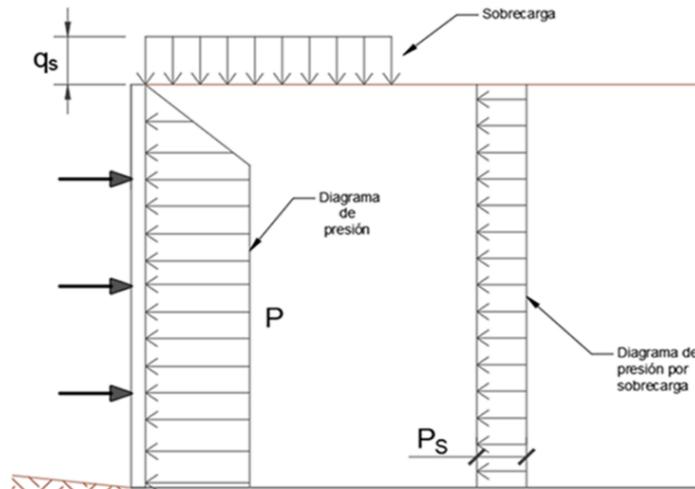


Figura 146: Diagrama de presiones sobre el muro anclado.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.5 Cálculo de fuerzas de anclaje

MÉTODO DEL ÁREA TRIBUTARIA

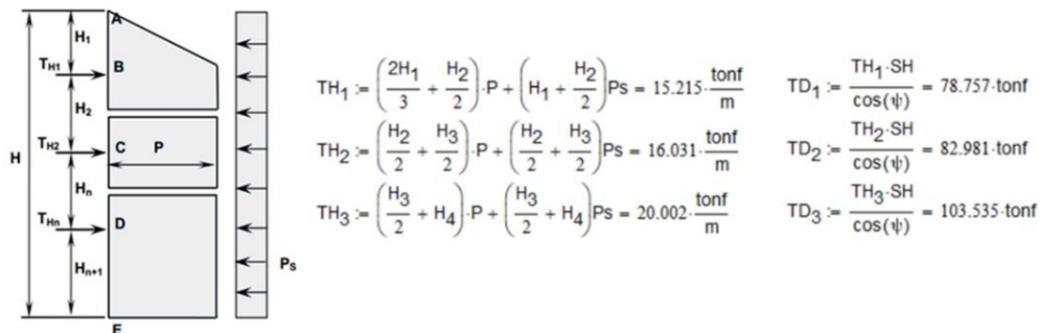


Figura 147: Cálculo de fuerzas de anclaje con el método de áreas tributarias.

Fuente: Elaboración propia.

Usando torones de 0.5" y redondeando a valores múltiplos de 9.5 tonf (ver capacidad de un torón de 0.5" en 3.1.5.1), se tienen las fuerzas de anclaje:

$$TD_1 := 85.5 \text{ tonf}$$

$$TD_2 := 85.5 \text{ tonf}$$

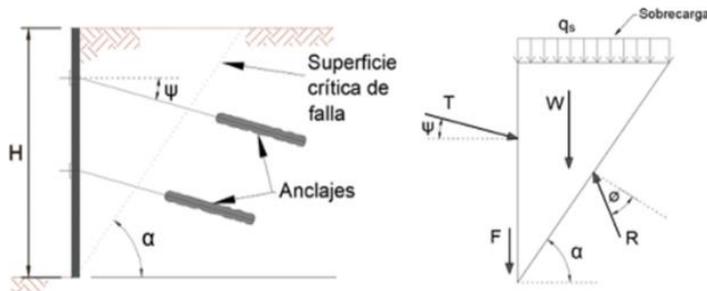
$$TD_3 := 104.5 \text{ tonf}$$

4.2.1.6 Verificación de la estabilidad interna

MÉTODO DE LA CUÑA DESLIZANTE

Verificación de la fuerza total de anclaje

$$\phi_{mob} = 28.308^\circ$$



$$\alpha := 45^\circ + \frac{\phi_{mob}}{2} = 59.154^\circ \quad \text{ángulo de la superficie de falla interna}$$

$$F := 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} e_{\text{pantalla}} H = 0.055 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad \text{Fricción entre el muro y el suelo = Peso Pantalla para un ancho unitario}$$

$$W := \frac{H^2}{2 \cdot \tan(\alpha)} \gamma = 53.075 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad \text{peso de la cuña para un ancho unitario}$$

$$T := \frac{W + F + q_s \cdot H \cdot \cot(\alpha)}{\cos(\psi) \cdot \cot(\alpha - \phi) - \sin(\psi)} = 36.907 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad \text{Fuerza de anclaje total necesaria}$$

$$T \cdot \cos(\psi) = 35.65 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad \text{Fuerza horizontal total de anclaje necesaria}$$

VERIFICACIÓN DE LAS FUERZAS DE ANCLAJE

$$P_{total} := \left(\frac{TD_1 \cdot \cos(\psi)}{SH} + \frac{TD_2 \cdot \cos(\psi)}{SH} + \frac{TD_3 \cdot \cos(\psi)}{SH} \right) = 53.223 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$\text{condición} := \begin{cases} \text{"verifica estabilidad interna"} & \text{if } T \cdot \cos(\psi) \leq P_{total} \\ \text{"aumentar fuerza en anclajes"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{condición} = \text{"verifica estabilidad interna"}$$

La fuerza horizontal total necesaria es menor que la fuerza horizontal total provista, lo cual es satisfactorio, por lo tanto se prosigue con el siguiente paso.

4.2.1.7 Longitud del bulbo de anclaje

Considerando el diámetro del bulbo igual al diámetro del barreno, que para este caso se usa un diámetro típico de 4", la resistencia friccional última del suelo se obtiene de la Tabla 10.

$$L_b = \frac{P_w}{\pi D' \tau_w}$$

$$\tau_u := 0.8 \text{ MPa} \quad \text{Resistencia friccional última}$$

$$FS_b := 2 \quad \text{Factor de seguridad (Sabatini 1999)}$$

$$D' := 4 \text{ in} = 0.102 \text{ m} \quad \text{Diámetro del bulbo (se consideró igual al diámetro de barrenos)}$$

$$\tau_w := \frac{\tau_u}{FS_b} = 0.4 \text{ MPa}$$

Las cargas de diseño son las siguientes:

$$TD_1 = 85.5 \text{ tonf}$$

$$TD_2 = 85.5 \text{ tonf}$$

$$TD_3 = 104.5 \text{ tonf}$$

Luego:

$$l_{b_1} := \max\left(4.5 \text{ m}, \frac{TD_1}{\pi \cdot D \cdot \tau_w}\right) = 6.567 \text{ m}$$

$$l_{b_1} := 7 \text{ m}$$

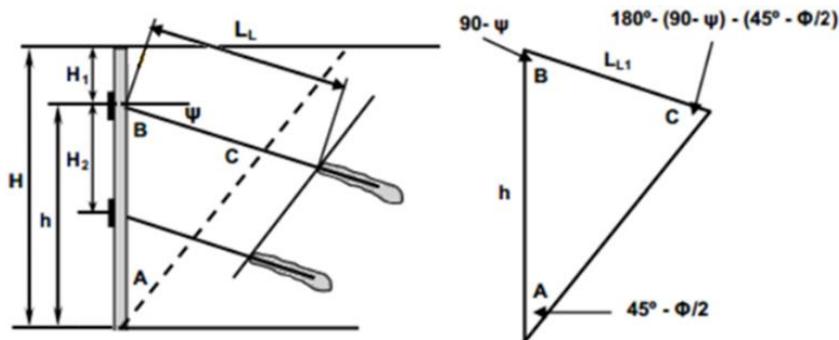
$$l_{b_2} := \max\left(4.5 \text{ m}, \frac{TD_2}{\pi \cdot D \cdot \tau_w}\right) = 6.567 \text{ m}$$

$$l_{b_2} := 7 \text{ m}$$

$$l_{b_3} := \max\left(4.5 \text{ m}, \frac{TD_3}{\pi \cdot D \cdot \tau_w}\right) = 8.027 \text{ m}$$

$$l_{b_3} := 8.5 \text{ m}$$

4.2.1.8 Longitudes libres de anclaje



$$h_1 := H - H_1 = 7.4 \text{ m}$$

$$h_2 := h_1 - H_2 = 4.85 \text{ m}$$

$$h_3 := h_2 - H_3 = 1.95 \text{ m}$$

$$h(x) := \begin{cases} h_1 & \text{if } x = 1 \\ h_2 & \text{if } x = 2 \\ h_3 & \text{if } x = 3 \end{cases}$$

$$L_L(x) := \frac{h(x) \cdot \sin\left(45^\circ - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)}{\sin\left[180^\circ - (90^\circ - \psi) - \left(45^\circ - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)\right]}$$

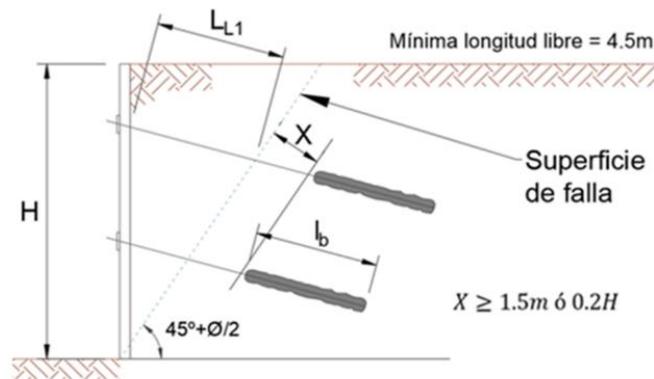
$$L_{L1} := L_L(1) = 3.944 \text{ m}$$

$$L_{L2} := L_L(2) = 2.585 \text{ m}$$

$$L_{L3} := L_L(3) = 1.039 \text{ m}$$

Con las longitudes encontradas, sin redondear, se procede con el siguiente paso.

4.2.1.9 Longitud total de anclaje



$$X := \max(1.5\text{m}, 0.2 \cdot H) = 1.84\text{m}$$

Longitudes libres:

$$L_{L1_X} := \max(4.5\text{m}, L_{L1} + X) = 5.784\text{m}$$

$$L_{L2_X} := \max(4.5\text{m}, L_{L2} + X) = 4.5\text{m}$$

$$L_{L3_X} := \max(4.5\text{m}, L_{L3} + X) = 4.5\text{m}$$

Extendiendo un poco la longitud del primer anclaje para cumplir con la profundidad mínima del bulbo, y trabajando con valores redondeados, se tiene:

$$L_{L1_X} := 7\text{m}$$

$$L_{L2_X} := 5\text{m}$$

$$L_{L3_X} := 5\text{m}$$

Luego las longitudes totales serían:

$$L_{T1} := L_{L1_X} + l_{b_1} = 14\text{m}$$

$$L_{T2} := L_{L2_X} + l_{b_2} = 12\text{m}$$

$$L_{T3} := L_{L3_X} + l_{b_3} = 13.5\text{m}$$

4.2.1.10 Verificación de la altura de suelo para el primer anclaje

$$z := H_1 + \left(L_{T1} - \frac{l_{b_1}}{2} \right) \cdot \sin(\psi) = 4.518\text{m}$$

$$\text{condición} := \begin{cases} \text{"verifica"} & \text{if } z \geq 4.5\text{m} \\ \text{"modificar emplazamiento del 1° anclaje"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

condición = "verifica"

4.2.1.11 Verificación de la estabilidad externa

Realiza el análisis para cada anclaje, considerando la última etapa de excavación.

se debe verificar :

$$(W + F) \cdot \tan(\phi_{\text{mob}} - \alpha) - P_{AR_mob} = 0$$

PRIMER NIVEL DE ANCLAJES :

$$y := \left(L_{T1} - \frac{SH}{3} \right) \cdot \sin(\psi) + H_1 = 4.992 \text{ m}$$

$$x := \left(L_{T1} - \frac{SH}{3} \right) \cdot \cos(\psi) = 11.913 \text{ m}$$

$$\alpha := \text{atan}\left(\frac{H-y}{x}\right) = 19.454^\circ$$

$$W := \left[x \cdot y + (H-y) \cdot \frac{x}{2} \right] \cdot \gamma + q_s \cdot x = 213.979 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

se obtiene: $\phi_{\text{mob}} = 26.225^\circ$

Luego :

$$FS := \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_{\text{mob}})} = 1.421$$

condición := "verifica estabilidad externa" if $FS \geq 1.3$
"aumentar longitud de anclaje" otherwise

condición = "verifica estabilidad externa" (primer nivel de anclajes)

SEGUNDO NIVEL DE ANCLAJES :

$$y_{\text{II}} := \left(L_{T2} - \frac{SH}{3} \right) \cdot \sin(\psi) + H_1 + H_2 = 7.024 \text{ m}$$

$$x_{\text{II}} := \left(L_{T2} - \frac{SH}{3} \right) \cdot \cos(\psi) = 9.981 \text{ m}$$

$$\alpha_{\text{II}} := \text{atan}\left(\frac{H-y_{\text{II}}}{x_{\text{II}}}\right) = 12.296^\circ$$

$$W_{\text{II}} := \left[x_{\text{II}} \cdot y_{\text{II}} + (H-y_{\text{II}}) \cdot \frac{x_{\text{II}}}{2} \right] \cdot \gamma + q_s \cdot x_{\text{II}} = 200.58 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

se obtiene: $\phi_{\text{mob}} = 24.395^\circ$

Luego :

$$FS_{\text{II}} := \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_{\text{mob}})} = 1.544$$

condición := "verifica estabilidad externa" if $FS \geq 1.3$
"aumentar longitud de anclaje" otherwise

condición = "verifica estabilidad externa" (segundo nivel de anclajes)

TERCER NIVEL DE ANCLAJES :

$$y_{\text{III}} := \left(L_{T3} - \frac{SH}{3} \right) \cdot \sin(\psi) + H_1 + H_2 + H_3 = 10.313 \text{ m}$$

$$x_{\text{III}} := \left(L_{T3} - \frac{SH}{3} \right) \cdot \cos(\psi) = 11.43 \text{ m}$$

$$\alpha_{\text{III}} := \text{atan}\left(\frac{H-y_{\text{III}}}{x_{\text{III}}}\right) = -5.56^\circ$$

$$W_{\text{III}} := \left[x_{\text{III}} \cdot y_{\text{III}} + (H-y_{\text{III}}) \cdot \frac{x_{\text{III}}}{2} \right] \cdot \gamma + q_s \cdot x_{\text{III}} = 269.16 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

se obtiene: $\phi_{\text{mob}} = 14.52^\circ$

Luego :

$$FS_{\text{III}} := \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_{\text{mob}})} = 2.704$$

condición := "verifica estabilidad externa" if $FS \geq 1.3$
"aumentar longitud de anclaje" otherwise

condición = "verifica estabilidad externa" (tercer nivel de anclajes)

4.2.2 Análisis sísmico

Parámetros de acuerdo a la Norma Técnica Peruana E.030:

Z := 0.45 Aceleración máxima horizontal del suelo/Gravedad (Factor de Zona)

S := 1.0 Factor de de amplificación del suelo, depende del tipo de perfil.

La FHWA recomienda usar como k_h a la Aceleración Máxima Horizontal (Z), considerando las características del suelo (influencia del S), multiplicado por 0.5:

$$k_h := 0.5 \cdot Z \cdot S = 0.225 \quad \text{Coeficiente sísmico horizontal}$$

$$k_v := 0 \quad \text{Coeficiente sísmico vertical}$$

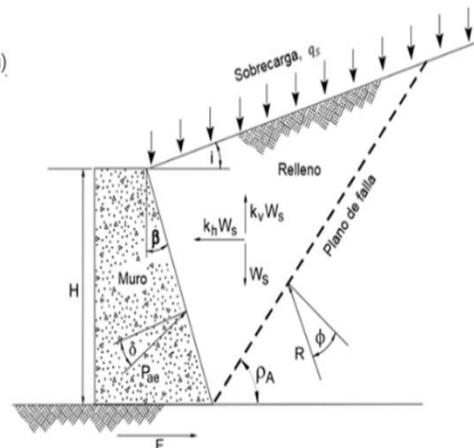
FS $_{\psi}$ _sismo = 1.1 Factor de Seguridad a ϕ en caso de sismo.

$$\phi_{\text{mob}} := \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{FS_{\psi_sismo}}\right) = 32.479^\circ$$

$\beta := 0^\circ$ Ángulo de la cara del muro con respecto a la vertical

$i := 0^\circ$ Ángulo de la pendiente del suelo retenido

$\delta_a := 0^\circ$ Ángulo de fricción en la interfase suelo-Muro-Caso activo



$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 12.68^\circ$$

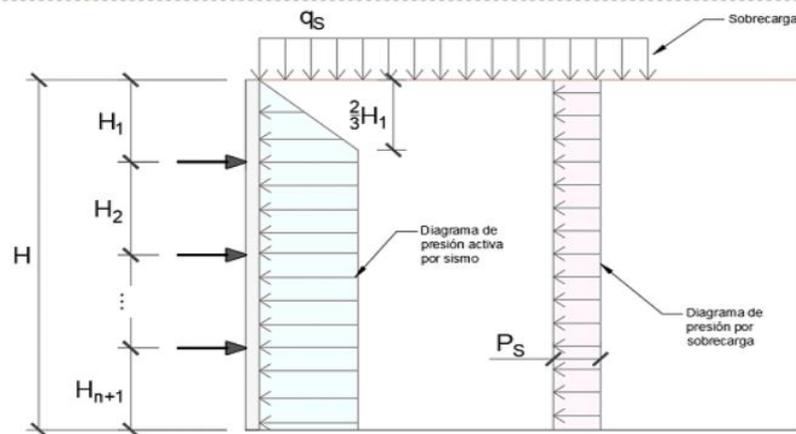
Coeficiente de presión de tierra activo en sismo

$$K_{AE, \text{mob}} := \frac{\cos(\phi_{\text{mob}} - \theta)^2}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta_a + \theta) \cdot \left(1 + \frac{\sin(\phi_{\text{mob}} + \delta_a) \cdot \sin(\phi_{\text{mob}} - \theta - i)}{\cos(\delta_a + \theta) \cdot \cos(i)} \right)^2}$$

$$K_{AE, \text{mob}} = 0.454$$

Luego se halla la carga sísmica y se convierte a diagrama trapezoidal:

ESQUEMA DE PRESIONES



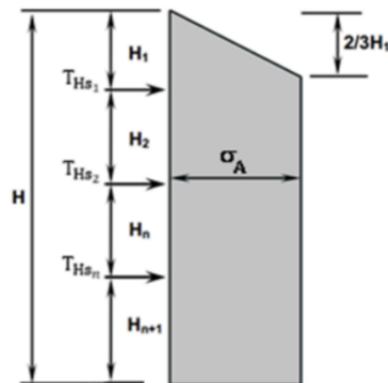
Empujes en sismo

$P_{AE} := \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_{AE.mob} = 40.322 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$ La presión activa por sismo es horizontal, para esto se asume que $\delta=0^\circ$

$P_{As} := 1.3 \cdot P_{AE} = 52.418 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$ empuje activo amplificado

$E_{S_sismo} := q_s \cdot K_{AE.mob} \cdot H = 12.773 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$ empuje activo sísmico por sobrecarga

Conversión del empuje activo sísmico a diagrama trapezoidal



$\sigma_A := \frac{1.3 P_{AE}}{H - \frac{H_1}{3}} = 6.095 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$

Ya que las sollicitaciones por sismo son de muy corta duración, sólo se verificará que los anclajes puedan soportar los incrementos de fuerza.

CALCULO DE FUERZAS POR EL METODO DEL AREA TRIBUTARIA

$P_{s_sismo} := q_s \cdot K_{AE.mob} = 1.388 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ Presión por sobrecarga para caso con sismo

$T_{Hs_1} := \left(\frac{2H_1}{3} + \frac{H_2}{2} \right) \cdot \sigma_A + \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right) P_{s_sismo} = 19.355 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$T_{Hs_2} := \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_3}{2} \right) \cdot \sigma_A + \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_3}{2} \right) P_{s_sismo} = 20.392 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$T_{Hs_3} := \left(\frac{H_3}{2} + H_4 \right) \cdot \sigma_A + \left(\frac{H_3}{2} + H_4 \right) P_{s_sismo} = 25.444 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

FUERZAS EN LOS ANCLAJES

$$TDS_1 := \frac{THs_1 \cdot SH}{\cos(\psi)} = 100.187 \cdot \text{tonf}$$

$$TDS_2 := \frac{THs_2 \cdot SH}{\cos(\psi)} = 105.559 \cdot \text{tonf}$$

$$TDS_3 := \frac{THs_3 \cdot SH}{\cos(\psi)} = 131.707 \cdot \text{tonf}$$

Resultados del caso estático:

$$1.33TD_1 = 113.715 \cdot \text{tonf}$$

$$1.33 \cdot TD_2 = 113.715 \cdot \text{tonf}$$

$$1.33 \cdot TD_3 = 138.985 \cdot \text{tonf}$$

La comparación se realiza con el **1.33 de la carga de diseño**, que es la **máxima carga de ensayo** de un anclaje y aún así se asegura que el anclaje nunca trabaje a la carga de rotura.

$$TD_1 := \begin{cases} \text{"conforme"} & \text{if } TDS_1 \leq 1.33TD_1 \\ \text{"aumentar fza de anclaje"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad TD_1 = \text{"conforme"}$$

$$TD_2 := \begin{cases} \text{"conforme"} & \text{if } TDS_2 \leq 1.33TD_2 \\ \text{"aumentar fza de anclaje"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad TD_2 = \text{"conforme"}$$

$$TD_3 := \begin{cases} \text{"conforme"} & \text{if } TDS_3 \leq 1.33TD_3 \\ \text{"aumentar fza de anclaje"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad TD_3 = \text{"conforme"}$$

4.2.2.1 Verificación de la estabilidad interna en sismo

$$A := \tan(\phi - i - \theta)$$

$$B := \cot(\phi - \beta - \theta)$$

Ángulo de inclinación de la superficie de falla en caso de sismo, según M-O:

$$\rho_A := (\phi - \theta) + \text{atan} \left[\frac{\sqrt{A \cdot (A + B) \cdot (1 + \tan(\delta_a + \beta + \theta) \cdot B) - A}}{1 + \tan(\delta_a + \beta + \theta) \cdot (A + B)} \right] = 51.987^\circ$$

$$F := 2.4 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} \cdot e_{\text{pantalla}} \cdot H = 0.055 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad \text{Fricción entre el muro y el suelo = Peso Pantalla para un ancho unitario}$$

$$W := \frac{H^2}{2 \cdot \tan(\rho_A)} \cdot \gamma = 69.467 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad \text{peso de la cuña para un ancho unitario}$$

$$T := \frac{W + F + qs \cdot H \cdot \cot(\rho_A)}{\cos(\psi) \cdot \cot(\rho_A - \phi) - \sin(\psi)} = 31.527 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad \text{Fuerza de anclaje total necesaria}$$

$$T \cdot \cos(\psi) = 30.453 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad \text{Fuerza horizontal total de anclaje necesaria}$$

$$\text{Fancclajes_req}_S := T \cdot \cos(\psi) = 30.453 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Verificación de las fuerzas de anclaje

Esta comparativa se realiza también con el **1.33 de la carga de diseño**, pues un evento sísmico es de muy corta duración y basta verificar con que el anclaje no falle y mantenga su funcionamiento después de suscitado el sismo.

$$\text{Panclajes} := 1.33 \left(\frac{\text{TD}_1 \cdot \cos(\psi)}{\text{SH}} + \frac{\text{TD}_2 \cdot \cos(\psi)}{\text{SH}} + \frac{\text{TD}_3 \cdot \cos(\psi)}{\text{SH}} \right) = 70.786 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$\text{condición} := \begin{cases} \text{"verifica estabilidad interna en sismo"} & \text{if } \text{Fanclajes_req}_s \leq \text{Panclajes} \\ \text{"aumentar fuerza en anclajes"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

condición = "verifica estabilidad interna en sismo"

VERIFICACIÓN DE LONGITUDES LIBRES DE ANCLAJE, CON SISMO

Ángulo de inclinación de la superficie de falla en caso de sismo, según M-O:

$$\rho_A = 51.987^\circ$$

Longitudes libres incluyendo longitud X:

Longitudes del caso Estático:

$$L_{L1_X_S} := \max(4.5\text{m}, L_{L1} + X) = 6.791\text{m}$$

$$L_{L1_X} = 7\text{m}$$

$$L_{L2_X_S} := \max(4.5\text{m}, L_{L2} + X) = 5.085\text{m}$$

$$L_{L2_X} = 5\text{m}$$

$$L_{L3_X_S} := \max(4.5\text{m}, L_{L3} + X) = 4.5\text{m}$$

$$L_{L3_X} = 5\text{m}$$

LONGITUDES LIBRES EN CASO DE SISMO

$$h_1 := H - H_1 = 7.4\text{m}$$

$$h_2 := h_1 - H_2 = 4.85\text{m}$$

$$h_3 := h_2 - H_3 = 1.95\text{m}$$

$$h(x) := \begin{cases} h_1 & \text{if } x = 1 \\ h_2 & \text{if } x = 2 \\ h_3 & \text{if } x = 3 \end{cases} \quad L_L(x) := \frac{h(x) \cdot \sin(90^\circ - \rho_A)}{\sin(\rho_A + \psi)}$$

$$L_{L1} := L_L(1) = 4.951\text{m}$$

$$L_{L2} := L_L(2) = 3.245\text{m}$$

$$L_{L3} := L_L(3) = 1.305\text{m}$$

Comparación con los resultados sin sismo:

$$L_{L1} := \begin{cases} \text{"conforme"} & \text{if } L_{L1_X_S} \leq L_{L1_X} \\ \text{"aumentar longitud libre de anclaje"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad L_{L1} = \text{"conforme"}$$

$$L_{L2} := \begin{cases} \text{"conforme"} & \text{if } L_{L2_X_S} \leq L_{L2_X} \\ \text{"aumentar longitud libre de anclaje"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad L_{L2} = \text{"aumentar longitud libre de anclaje"}$$

$$L_{L3} := \begin{cases} \text{"conforme"} & \text{if } L_{L3_X_S} \leq L_{L3_X} \\ \text{"aumentar longitud libre de anclaje"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad L_{L3} = \text{"conforme"}$$

Se aumentará la longitud libre del segundo anclaje a 5.5m para que cumpla con el requisito.

4.2.2.2 Verificación de la estabilidad externa en sismo

PRIMER NIVEL DE ANCLAJES :

$$y_{\text{an}} := \left(L_{T1} - \frac{\text{SH}}{3} \right) \sin(\psi) + H_1 = 4.992\text{m}$$

$$x_{\text{an}} := \left(L_{T1} - \frac{\text{SH}}{3} \right) \cos(\psi) = 11.913\text{m}$$

$$\alpha_{\text{an}} := \text{atan}\left(\frac{H - y}{x}\right) = 19.454^\circ$$

$$W_{\text{an}} := \left[x \cdot y + (H - y) \cdot \frac{x}{2} \right] \cdot \gamma + q_s \cdot x = 213.979 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

se obtiene: $\phi_{\text{mob}} = 27.295^\circ$

Luego :

$$\text{FS}_{\text{an}} := \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_{\text{mob}})} = 1.357$$

$$\text{condición} := \begin{cases} \text{"verifica estabilidad externa"} & \text{if } \text{FS} \geq 1.1 \\ \text{"aumentar longitud de anclaje"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

condición = "verifica estabilidad externa"
(primer nivel de anclajes)

SEGUNDO NIVEL DE ANCLAJES :

$$y_{\text{an}} := \left(L_{T2} - \frac{\text{SH}}{3} \right) \sin(\psi) + H_1 + H_2 = 7.154\text{m}$$

$$x_{\text{an}} := \left(L_{T2} - \frac{\text{SH}}{3} \right) \cos(\psi) = 10.464\text{m}$$

$$\alpha_{\text{an}} := \text{atan}\left(\frac{H - y}{x}\right) = 11.064^\circ$$

$$W_{\text{an}} := \left[x \cdot y + (H - y) \cdot \frac{x}{2} \right] \cdot \gamma + q_s \cdot x = 211.707 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

se obtiene: $\phi_{\text{mob}} = 25.2^\circ$

Luego :

$$\text{FS}_{\text{an}} := \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_{\text{mob}})} = 1.488$$

$$\text{condición} := \begin{cases} \text{"verifica estabilidad externa"} & \text{if } \text{FS} \geq 1.1 \\ \text{"aumentar longitud de anclaje"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

condición = "verifica estabilidad externa"
(segundo nivel de anclajes)

TERCER NIVEL DE ANCLAJES :

$$y_{an} := \left(L_{T3} - \frac{SH}{3} \right) \cdot \sin(\psi) + H_1 + H_2 + H_3 = 10.313 \text{ m}$$

$$x_{an} := \left(L_{T3} - \frac{SH}{3} \right) \cdot \cos(\psi) = 11.43 \text{ m}$$

$$\alpha_{an} := \text{atan}\left(\frac{H-y}{x}\right) = -5.56^\circ$$

$$W_{an} := \left[x \cdot y + (H-y) \cdot \frac{x}{2} \right] \cdot \gamma + q_s \cdot x = 269.16 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

se obtiene: $\phi_{mob} = 17.875^\circ$

Luego :

$$FS_{an} := \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_{mob})} = 2.171$$

$$\text{condición} := \begin{cases} \text{"verifica estabilidad externa"} & \text{if } FS \geq 1.1 \\ \text{"aumentar longitud de anclaje"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

condición = "verifica estabilidad externa"
(tercer nivel de anclajes)

4.2.2.3 Verificación de las longitudes de bulbos para el caso con sismo

De acuerdo con 0, se empleará un $k_h = A$. Se trabajará con la capacidad última de los bulbos.

VERIFICACIÓN DE LAS LONGITUDES DE BULBO EN SISMO

Para elementos de falla frágil, el k_h asumirá el valor entero de A:

$$k_h := Z \cdot S = 0.45$$

$$\phi_{mob} := 35^\circ$$

$$K_{AE} = 0.644$$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) = 24.228^\circ$$

$$\sigma_A := \frac{1.3 P_{AE}}{H - \frac{3}{3}} = 8.645 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

CÁLCULO DE FUERZAS POR EL MÉTODO DEL ÁREA TRIBUTARIA

$$P_{s_sismo} := q_s \cdot K_{AE} = 1.969 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad \text{Presión por sobrecarga para caso con sismo}$$

$$T_{HS1} := \left(\frac{2H_1}{3} + \frac{H_2}{2} \right) \cdot \sigma_A + \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right) P_{s_sismo} = 27.453 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$T_{HS2} := \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_3}{2} \right) \cdot \sigma_A + \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_3}{2} \right) P_{s_sismo} = 28.925 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$T_{HS3} := \left(\frac{H_3}{2} + H_4 \right) \cdot \sigma_A + \left(\frac{H_3}{2} + H_4 \right) P_{s_sismo} = 36.09 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

FUERZAS EN LOS ANCLAJES

$$TDS_1 := \frac{T_{HS1} \cdot SH}{\cos(\psi)} = 142.106 \cdot \text{tonf}$$

$$TDS_2 := \frac{T_{HS2} \cdot SH}{\cos(\psi)} = 149.726 \cdot \text{tonf}$$

$$TDS_3 := \frac{T_{HS3} \cdot SH}{\cos(\psi)} = 186.814 \cdot \text{tonf}$$

LONGITUD DEL BULBO EN FUNCIÓN A SU CAPACIDAD ÚLTIMA

Se calcula la longitud del bulbo para el caso con sismo en función de la capacidad última del bulbo, para luego comparar que la longitud sea menor o igual que la del caso estático.

$l_{b_s_1} := \max\left(4.5m, \frac{TDS_1}{\pi \cdot D \cdot \tau_U}\right) = 5.458m$	<u>Longitudes del caso Estático:</u> $l_{b_1} = 7m$
$l_{b_s_2} := \max\left(4.5m, \frac{TDS_2}{\pi \cdot D \cdot \tau_U}\right) = 5.75m$	$l_{b_2} = 7m$
$l_{b_s_3} := \max\left(4.5m, \frac{TDS_3}{\pi \cdot D \cdot \tau_U}\right) = 7.175m$	$l_{b_3} = 8.5m$

Comparación con los resultados sin sismo:

$L_{b_1} := \begin{cases} \text{"conforme"} & \text{if } l_{b_s_1} \leq l_{b_1} \\ \text{"aumentar longitud de bulbo"} & \text{otherwise} \end{cases}$	$L_{b_1} = \text{"conforme"}$
$L_{b_2} := \begin{cases} \text{"conforme"} & \text{if } l_{b_s_2} \leq l_{b_2} \\ \text{"aumentar longitud de bulbo"} & \text{otherwise} \end{cases}$	$L_{b_2} = \text{"conforme"}$
$L_{b_3} := \begin{cases} \text{"conforme"} & \text{if } l_{b_s_3} \leq l_{b_3} \\ \text{"aumentar longitud de bulbo"} & \text{otherwise} \end{cases}$	$L_{b_3} = \text{"conforme"}$

Se obtiene que todos los resultados se encuentran dentro de los límites estipulados, de esta manera se termina con el diseño bajo el método RIGID 1, lo que sigue a continuación son las verificaciones de los resultados aplicando equilibrio límite y el método de presiones dependientes.

4.2.3 Aplicando el método de Winkler o presiones dependientes

4.2.3.1 Modelamiento de los anclajes

Tabla 18: Resumen de resultados del método RIGID 1.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel de anclaje	Profundidad (m)	Fza Diseño (tonf)	Fza Diseño (kN)	Øcable	N° cables	Long. Libre	Long. bulbo
1	1.8	85.5	838.50	0.5"	9	7	7
2	4.35	85.5	838.50	0.5"	9	5.5	7
3	7.25	104.5	1024.83	0.5"	11	5	8.5

Se procede ahora a encontrar las rigideces de los anclajes, a continuación se muestra el cálculo para el primer anclaje:

RIGIDEZ DEL CABLE DE PRETENSAR (Ley de Hooke)

Parametros de Diseño:

$D := 0.5in$ diámetro del cable a usar

$A_S := \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 1.267 \cdot cm^2$ área de la sección transversal del cable

$E_S := 2 \cdot 10^5 MPa$ Módulo de elasticidad del acero de los cables.

$L_L := 7m$ Longitud libre del cable

$L_b := 7m$ Longitud del bulbo

$n_{cables} := 9$

$$L_u := L_L + \frac{L_b}{2} = 10.5 \text{ m} \quad \text{Longitud libre aparente}$$

$$k_s := \frac{A_s \cdot E_s}{L_u} = 246.047 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad \text{Rigidez elástica de un cable}$$

$$K_{\text{tendon}} := n_{\text{cables}} \cdot k_s = 2.172 \times 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Rigidez elástica del tendón}$$

De manera análoga se calcula la rigidez de los demás anclajes. Se muestra a continuación el resumen de los parámetros necesarios para el modelamiento:

Tabla 19: Parámetros para el modelamiento de anclajes por el método de Winkler.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel de anclaje	Profundidad (m)	Fza Diseño (kN)	Long. Libre	Long. bulbo	Ktendon (kN/m)
1	1.8	838.50	7	7	21720
2	4.35	838.50	5.5	7	25340
3	7.25	1024.83	5	8.5	30130

4.2.3.2 Modelamiento del suelo

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DEL SUELO

$$\phi = 35^\circ$$

$$\gamma = 2.1 \text{ tonf/m}^3$$

Constantes de presión de suelo

$$K_a = 0.271$$

$$K_o = 0.426$$

$$K_p = 3.982$$

Método de deformaciones referenciales

Se asumen las siguientes deformaciones:

$$y_a = -0.00127 \text{ m}$$

$$y_p = 0.0127 \text{ m}$$

Z (m)	kh (tonf/m3)	kh (MN/m3)
0	0.00	0.00
1	557.85	5.47
2	1115.69	10.94
3	1673.54	16.42
4	2231.39	21.89
5	2789.23	27.36
6	3347.08	32.83
7	3904.93	38.31
8	4462.78	43.78
9	5020.62	49.25
9.2	5132.19	50.35



4.2.3.3 Ingreso de datos al software de cálculo

Se trabajará con el software Geo5, a continuación se muestra el ingreso de los parámetros característicos del suelo como el ángulo de fricción interna y peso específico:

Editar parámetros de suelo

Identificación
 Nombre: GRAVA 35°

Datos Básicos
 Peso unitari $\gamma = 20.59$ [kN/m³]
 Estado de tr efectivo
 Ángulo de f $\phi_{ef} = 35.00$ [°]
 Cohesión de $c_{ef} = 0.00$ [kPa]
 Ángulo de f $\delta = 0.00$ [°]

Presión en reposo
 Suelo: granular

Subpresión
 Modo de cá Estándar
 Peso unitari $\gamma_{sat} = 20.59$ [kN/m³]

Dibujar
 Categoría de patrón: GEO
 Buscar:
 Subcategoría: Suelos (1 - 16)
 Patrón: 1 Limo
 Color:
 Fondo: automático
 Saturación <10 - 90>: 50 [%]

Se prosigue con el ingreso de los parámetros del concreto para la pantalla y la geometría de ésta, se considera un espesor de pantalla de 0.25m:

Hormigón

Catálogo

Hormigón ACI
 $f'_c = 20.00$ MPa
 $E_{cm} = 21166.51$ MPa
 $G = 8889.94$ MPa

Tipo de muro: Pantalla rectangular de hormigón armado

Nombre de Sec.Trans: Muro rectangular RC h = 0.25 m Def. por usuario

Longitud de la sección: $l = 9.20$ [m]

Geometría
 Espesor: $h = 0.25$ [m]

Información
 $A = 2.50E-01$ [m²/m] $I = 1.30E-03$ [m⁴/m]

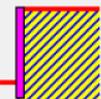
Catálogo de usuario

El programa por defecto requiere trabajar con una longitud de empotramiento, ya que se desea que la pantalla no trabaje empotrada se ingresa un valor ligeramente menor (se deberá hacer esto para cada etapa de excavación), en este caso 9.19m (la altura de la pantalla es 9.20m):

Excavación

Profundidad de la zanja: $h = 9.19$ [m]

Sobrecarga en la base de la zanja: $f = 0.00$ [kPa]



Se ingresan luego los parámetros para los anclajes:

Nombre:	ANCLAJE 1	ANCLAJE 2	ANCLAJE 3
— Datos de anclaje			
Profundidad :	z = 1.80 [m]	z = 4.35 [m]	z = 7.25 [m]
longitud libre :	l = 7.00 [m]	l = 5.50 [m]	l = 5.00 [m]
Longitud de la raíz :	l _k = 7.00 [m]	l _k = 7.00 [m]	l _k = 8.50 [m]
Pendiente :	α = 15.00 [°]	α = 15.00 [°]	α = 15.00 [°]
Espaciado :	b = 5.00 [m]	b = 5.00 [m]	b = 5.00 [m]
— Rigidez			
Tipo de entrada :	entrada de rigidez	entrada de rigidez	entrada de rigidez
Rigidez :	k = 21720.00 [kN/m]	k = 25340.00 [kN/m]	k = 30130.00 [kN/m]
Fuerza de tesado :	F = 838.50 [kN]	F = 838.50 [kN]	F = 1024.83 [kN]

Nro.	Anclaje		Profundidad z [m]	Tipo de anclaje	Nombre	Espaciado b [m]	Fuerza F [kN]
	Nuevo	pos-tens.					
1	Si		1.80	no especificado	ANCLAJE 1	5.00	838.50
2	Si		4.35	no especificado	ANCLAJE 2	5.00	838.50
3	Si		7.25	no especificado	ANCLAJE 3	5.00	1024.83

Luego la sobrecarga:

Nro.	Sobrecarga nuevo	editar	Nombre	Tipo	Acción	Ubicac. z [m]	Origen x [m]	Longitud l [m]	Ancho b [m]	Magnitud q, q ₁ , f, F	q ₂	unidad
1	Si		SOBRECARGA	Superficial	Permanente					30.01		kN/m ²

Finalmente se procede a ingresar la distribución de rigideces elásticas para el suelo en función de la profundidad de excavación, se tiene de esta manera el modelo completado:



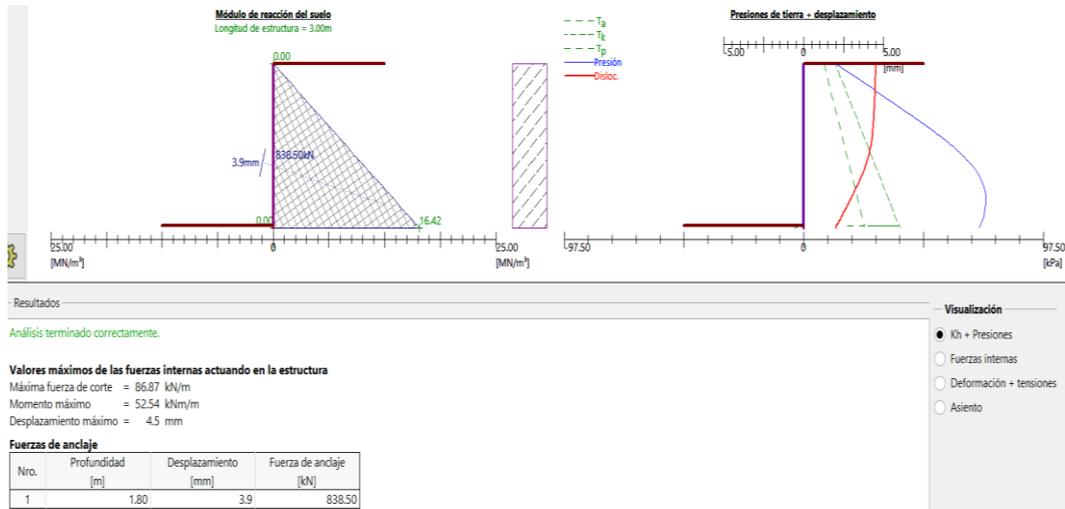
4.2.3.4 Resultados para el caso de cargas estáticas

Se presentarán los resultados para las tres etapas de anclaje modeladas.

a) 1 nivel de anclaje

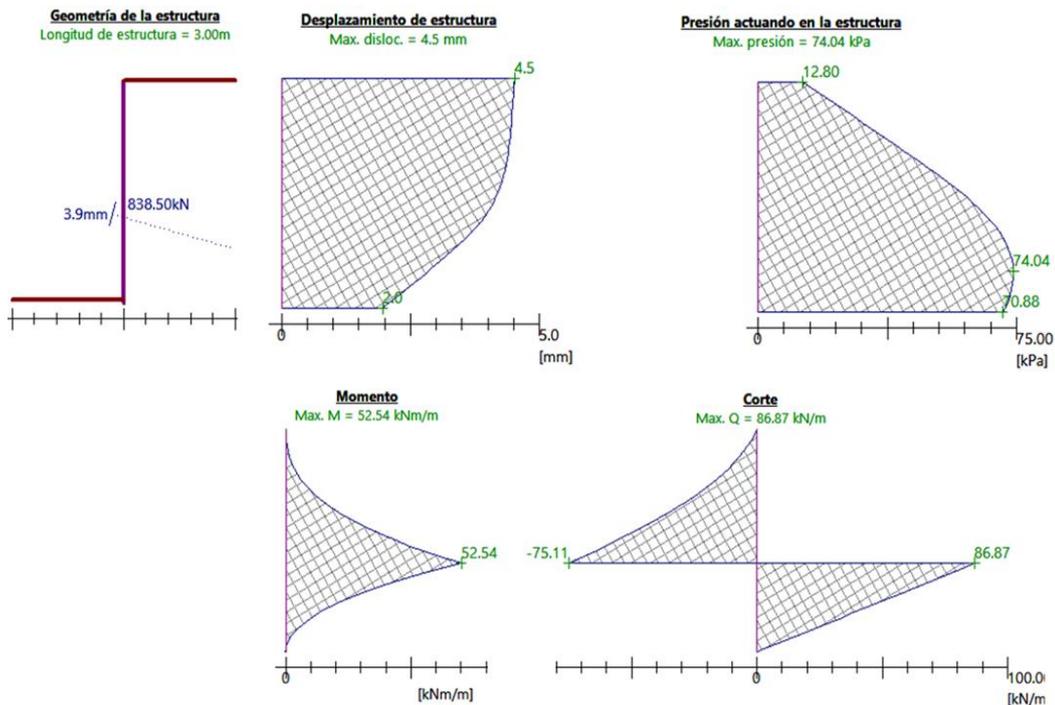
Se aprecia cómo varía la presión de suelo con la profundidad, en líneas verdes punteadas se muestran los límites de estado de presiones (activo, reposo, pasivo),

además, a la izquierda, se muestra la distribución de los módulos de reacción usados para cada profundidad.

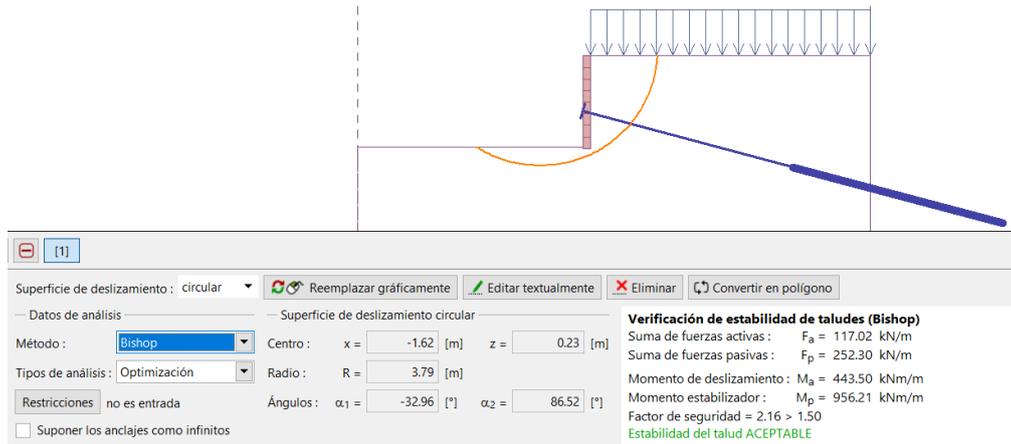


Para este caso se tiene que las presiones superan el límite del estado de reposo, pero no alcanzan el estado pasivo, por esta razón es que los valores de coeficiente de reacción con que trabaja el suelo corresponden a la zona elástica del diagrama fuerza-deformación (ver Figura 119).

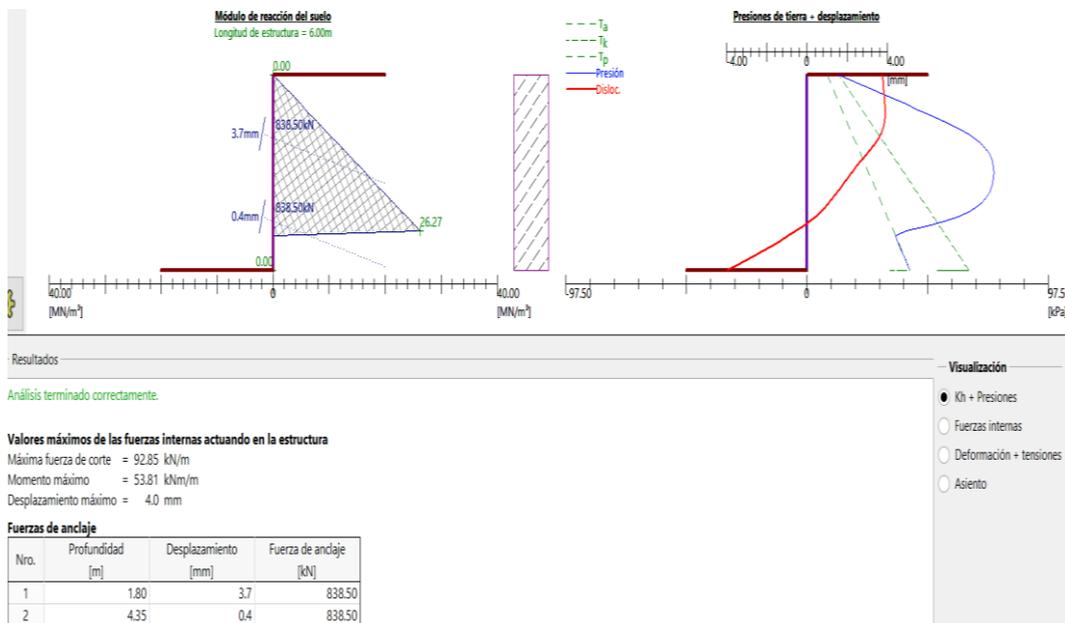
Se tienen los resultados de deformaciones laterales, presión de suelo, momentos flectores y fuerzas cortantes para la primera etapa de excavación:



También se presenta el análisis de estabilidad global que ejecuta el software, el factor de seguridad hallado es mayor que el mínimo normado:

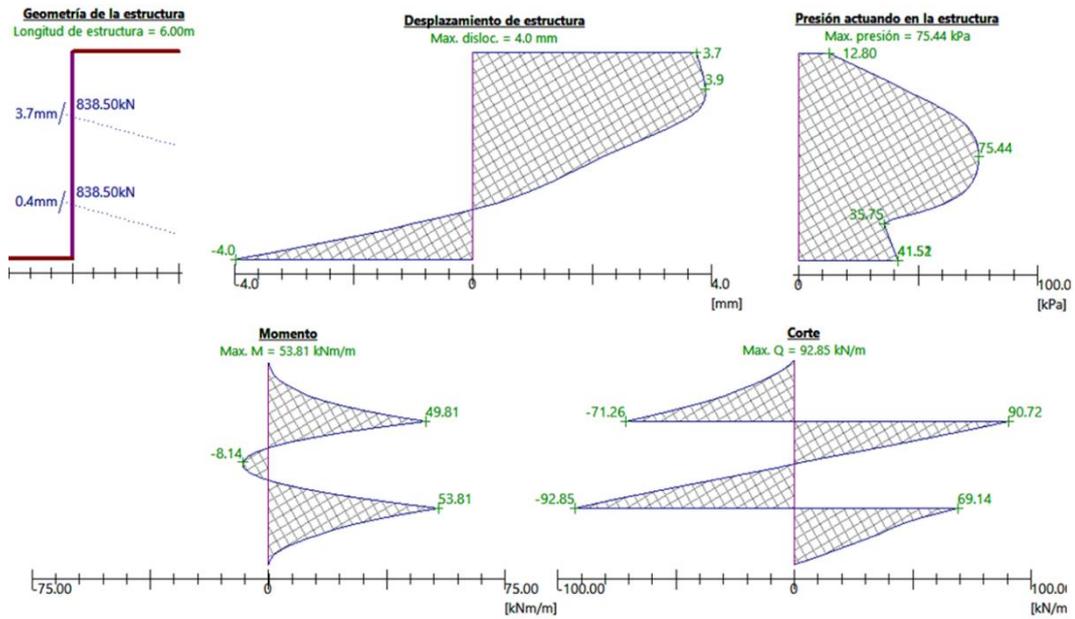


b) 2 niveles de anclaje

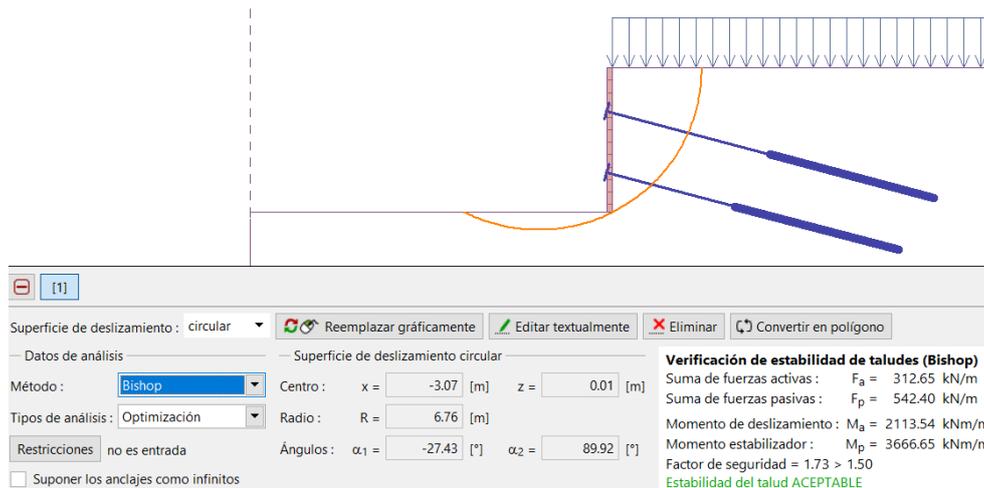


En este caso se aprecia una región por debajo del segundo anclaje que se encuentra en estado activo, por lo cual el suelo en dicha región no trabaja con el coeficiente de reacción, sino que asume directamente el valor de la correspondiente presión activa (ver Figura 119).

Seguidamente se presenta los resultados de deformaciones laterales, presión de suelo, momentos flectores y fuerzas cortantes para esta segunda etapa de excavación:



Se presenta también el análisis de estabilidad global que ejecuta el software, el factor de seguridad hallado es mayor que el mínimo normado:



c) 3 niveles de anclaje

Para este caso, de manera similar al anterior, existe una región por debajo del tercer anclaje que se encuentra en estado activo, se observa sin embargo que la mayor parte del muro supera el límite del estado de reposo, esto último se deberá considerar al momento de ingresar la carga con sismo (ver 4.2.3.5)

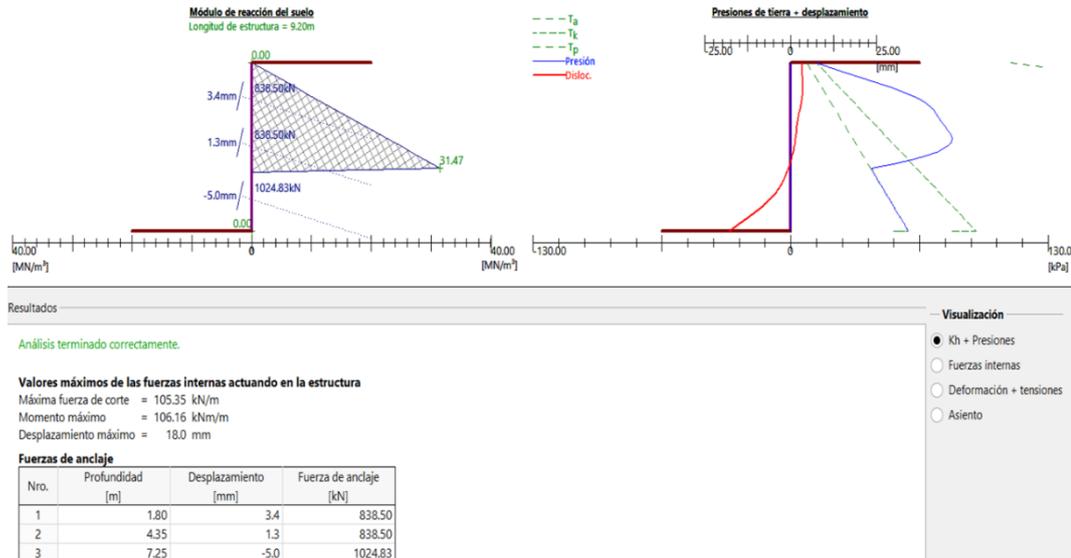
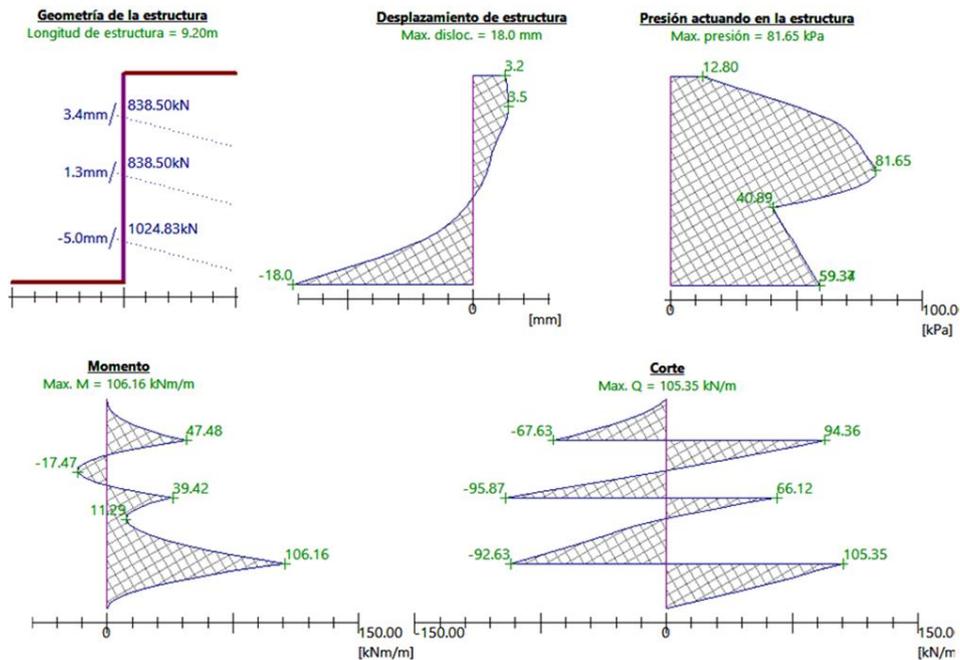


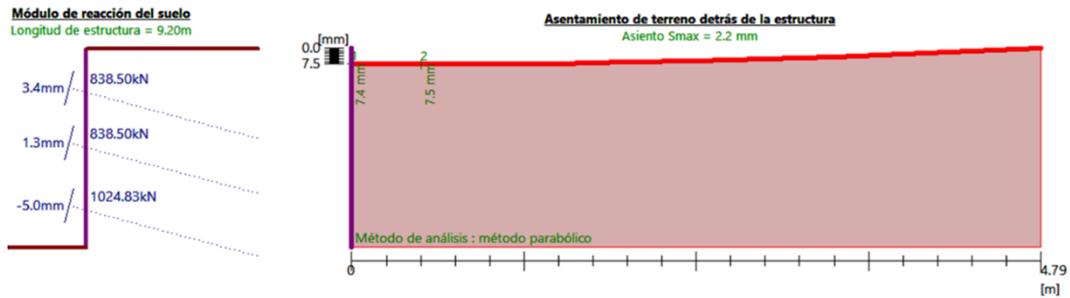
Figura 148: Resumen de resultados del Geo5 para el caso estático, para la tercera etapa de excavación.

Fuente: Elaboración propia.

Se muestran luego los demás resultados:

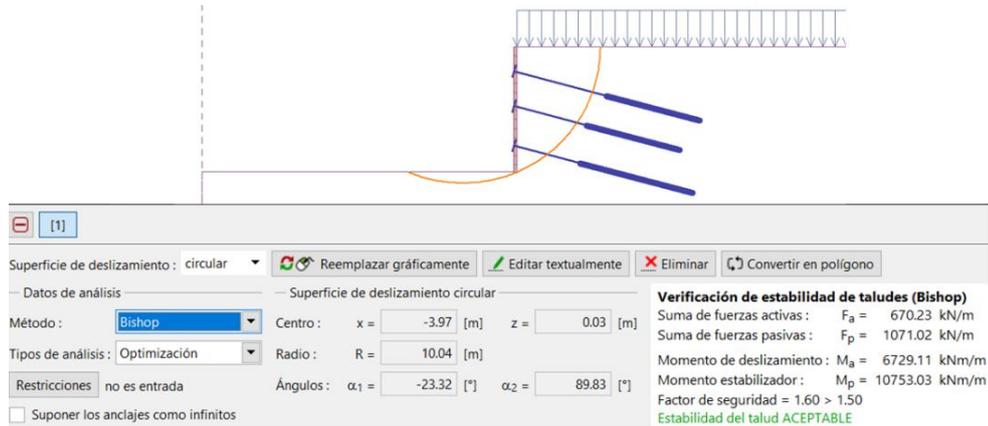


También se presenta para este caso los asentamientos calculados con el software Geo5:



Los asentamientos se encuentran debajo del máximo tolerable, lo cual es conforme (el máximo tolerable es $0.15\%H = 4.6\text{mm}$), dándole validez al diseño.

Se adjunta también el análisis de estabilidad global realizado por el software:



El factor de seguridad hallado es mayor al mínimo normado, lo cual da conformidad al diseño con cargas estáticas.

4.2.3.5 Resultados para el caso con sismo

Para modelar la carga de sismo, hallada previamente a través del método de Mononobe-Okabe, se hará uso de un artificio que consiste en dividir la carga de sismo entre la constante de presión de suelo correspondiente del caso estático y así ingresar el sismo como una sobrecarga uniformemente distribuida, esto será ligeramente más conservador que el diagrama trapezoidal planteado en 3.1.7.2 (esto último se debe a que el software no permite ingresar la carga sísmica como un diagrama trapezoidal, ni amplificarla por 1.3 como es requerido para muros anclados).

Del caso estático se determinó que la mayor porción del suelo en el modelo se encuentra por encima del límite del estado de reposo, pero que no alcanza el estado pasivo, esto sirve para saber que el software asignará la constante de presión en reposo a cualquier sobrecarga que se le ingrese, es así que se procede

a hallar el valor del empuje de sismo convertido a sobrecarga para realizar el arteificio.

DEL CASO ESTÁTICO

$$K_o := 1 - \sin(\phi) = 0.426$$

$$K_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.271$$

$$TL := 0.65 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 = 31.308 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$P_{\text{estatico}} := \frac{TL}{H - \frac{H_1}{3}} = 3.641 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

DESCONTANDO LA PRESIÓN DE SISMO SOLO

$$K_{AE} := \frac{\cos(\phi - \theta)^2}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta_a + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_a) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta_a + \theta) \cdot \cos(i)}}\right)^2}$$

$K_{AE} = 0.415$

$$\sigma_{As} := \frac{1.3 \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_{AE}\right)}{H - \frac{H_1}{3}} = 5.57 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma := \sigma_{As} - P_{\text{estatico}} = 1.93 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad \sigma = 18.927 \text{ kPa}$$

PARA LA SOBRECARGA

$$\sigma_{sc} := (K_{AE} - K_a) \cdot q_s = 0.44 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{sc} = 4.311 \text{ kPa}$$

CARGAA INGRESAR A GEO5

$$\frac{\sigma_{sc}}{K_o} + \frac{\sigma}{K_o} = 54.494 \text{ kPa}$$

Este último valor representa el efecto completo del sismo convertido en una sobrecarga ficticia para ser ingresado al software:

+ Añadir												
Nro.	Sobrecarga		Nombre	Tipo	Acción	Ubicac. z [m]	Origen x [m]	Longitud l [m]	Ancho b [m]	Magnitud		
	nuevo	editar								q, q1, f, F	q2	unidad
1	Si		SOBRECARGA	Superficial	Permanente					30.01		kN/m ²
> 2	Si		SISMO	Superficial	Permanente					54.49		kN/m ²

a) 1 nivel de anclaje

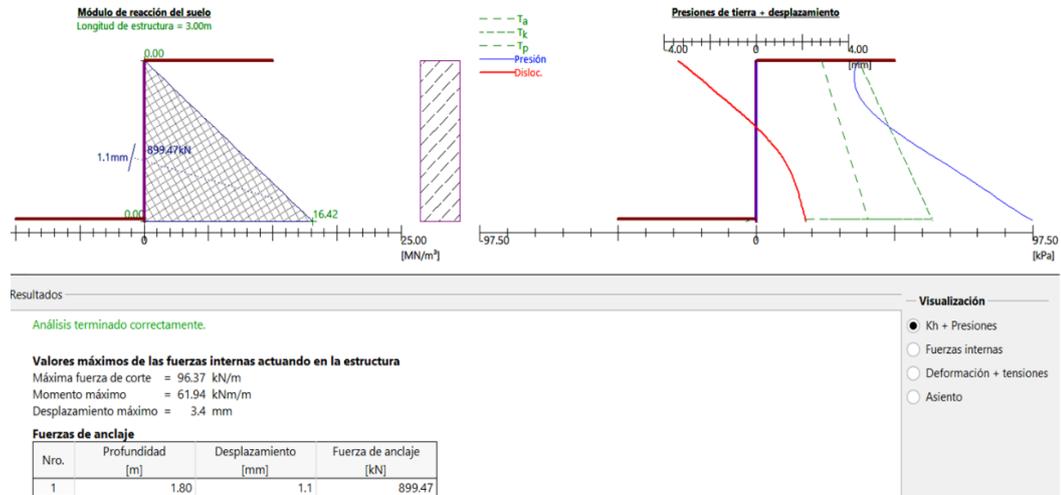


Figura 149: Resumen de resultados del Geo5 para el caso con sismo, para la primera etapa de excavación.

Fuente: Elaboración propia.

De manera similar al caso estático se tiene que las presiones superan el límite del estado de reposo, pero no alcanzan el estado pasivo, por ello la presión de suelo estará en función del coeficiente de reacción, sin embargo el sismo es considerado siempre en un estado activo de Mononobe-Okabe (el software trabaja superponiendo los efectos del sismo con los del caso estático).

Se tienen los resultados de deformaciones laterales, presión de suelo, momentos flectores y fuerzas cortantes para esta primera etapa de excavación:

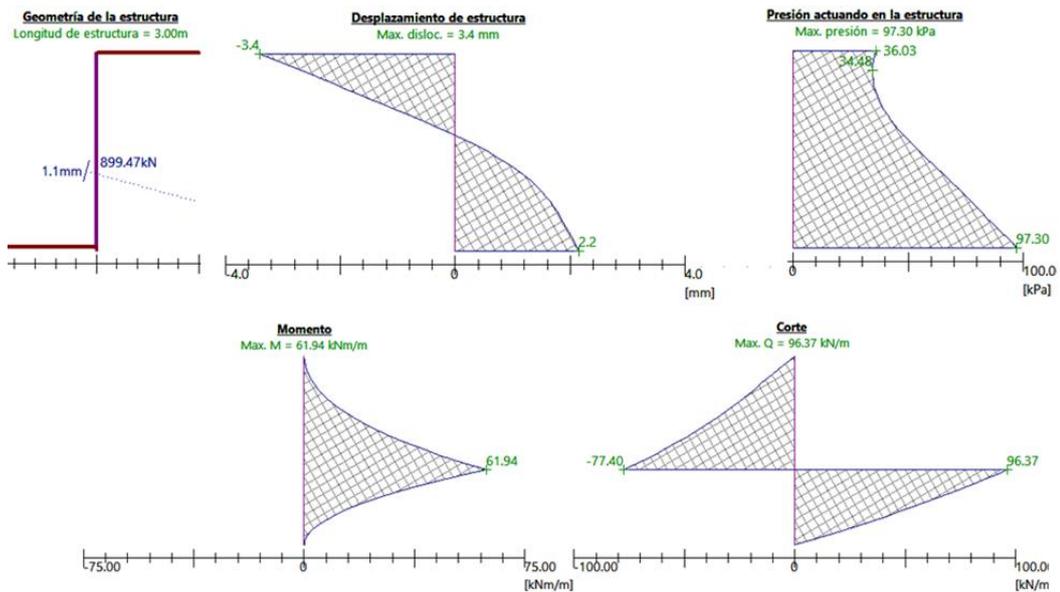


Figura 150: Resultados de deformaciones laterales, presión de suelo, momentos flectores y fuerzas cortantes para el caso con sismo, para la primera etapa de excavación.

Fuente: Elaboración propia.

También se presenta el análisis de estabilidad global ejecutado por el software, el factor de seguridad hallado es mayor que 1.25, que es el mínimo normado para el caso con sismo:



Figura 151: Análisis de equilibrio límite con Geo5 para el caso con sismo, para la primera etapa de excavación.

Fuente: Elaboración propia.

b) 2 niveles de anclaje

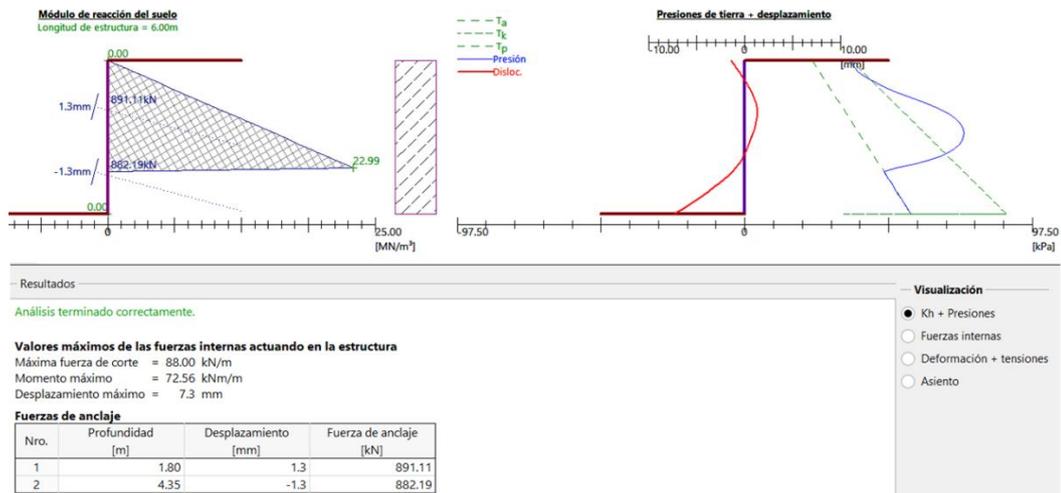
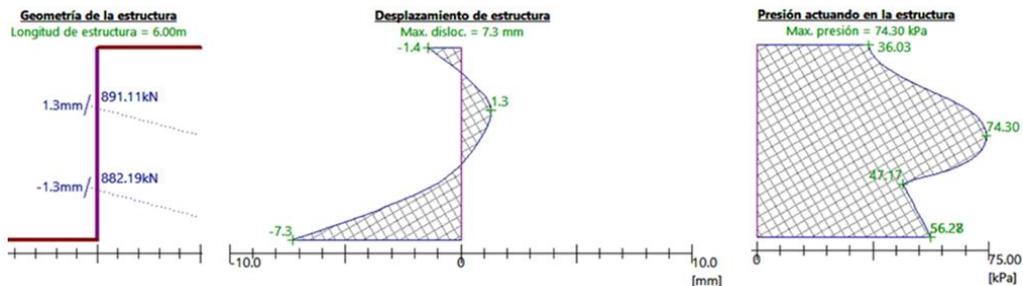


Figura 152: Resumen de resultados del Geo5 para el caso con sismo, para la segunda etapa de excavación.

Fuente: Elaboración propia.

Los demás resultados son:



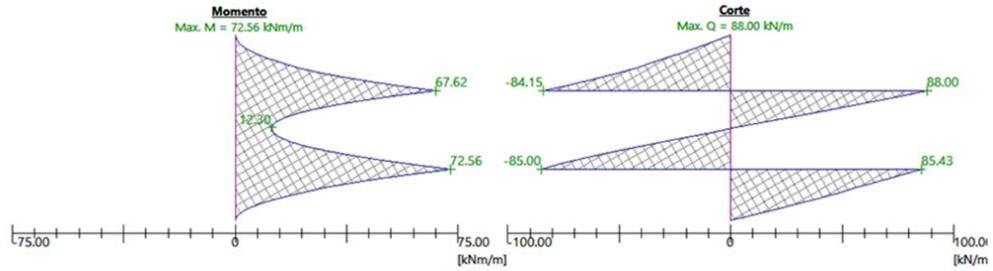


Figura 153: Resultados de deformaciones laterales, presión de suelo, momentos flectores y fuerzas cortantes para el caso con sismo, para la segunda etapa de excavación.

Fuente: Elaboración propia.

En el análisis de estabilidad global se obtuvo que el factor de seguridad es mayor al mínimo normado:

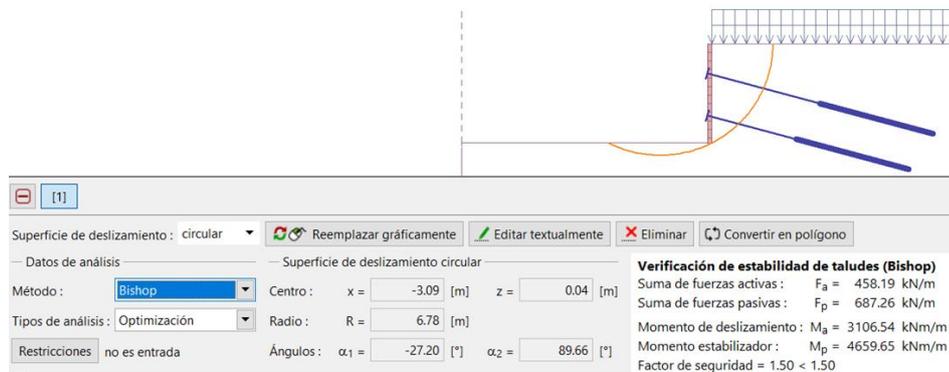


Figura 154: Análisis de equilibrio límite con Geo5 para el caso con sismo, para la segunda etapa de excavación.

Fuente: Elaboración propia.

c) 3 niveles de anclaje

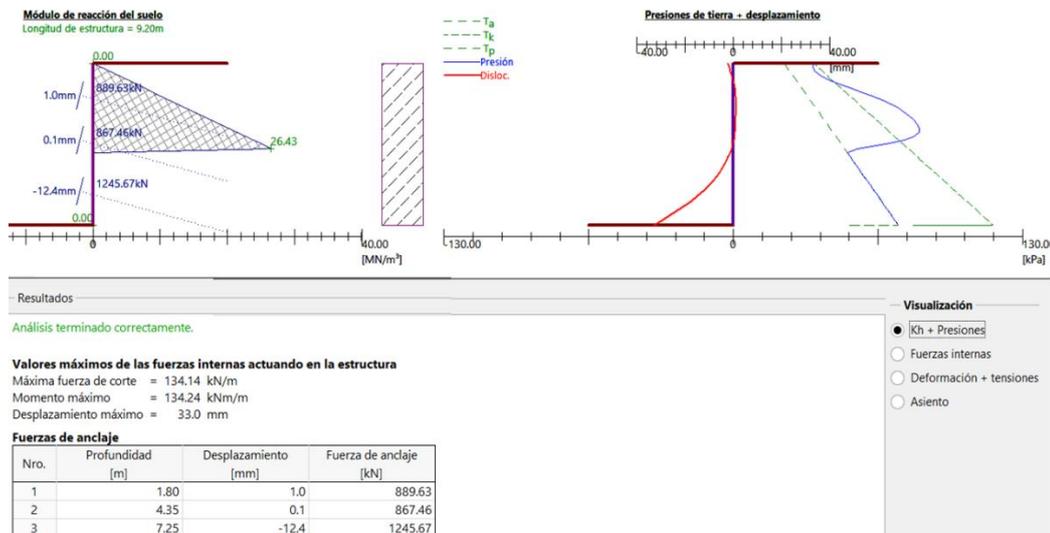


Figura 155: Resumen de resultados del Geo5 para el caso con sismo, para la tercera etapa de excavación.

Fuente: Elaboración propia.

Se tienen los resultados de deformaciones laterales, presión de suelo, momentos flectores y fuerzas cortantes para esta tercera etapa de excavación:

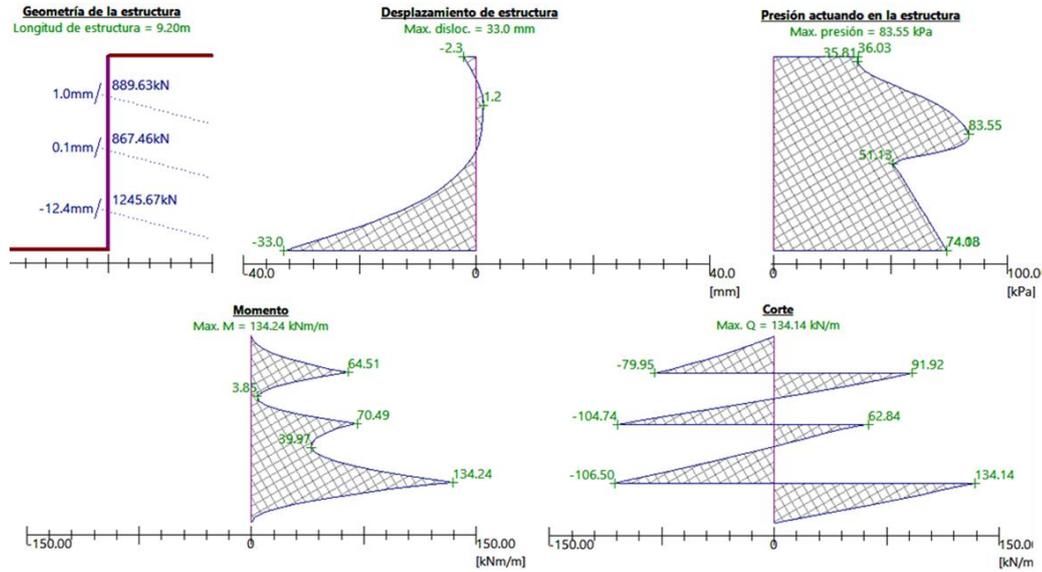


Figura 156: Resultados de deformaciones laterales, presión de suelo, momentos flectores y fuerzas cortantes para el caso con sismo, para la tercera etapa de excavación.

Fuente: Elaboración propia.

El factor de seguridad para la estabilidad global es mayor al normado, lo cual es conforme:

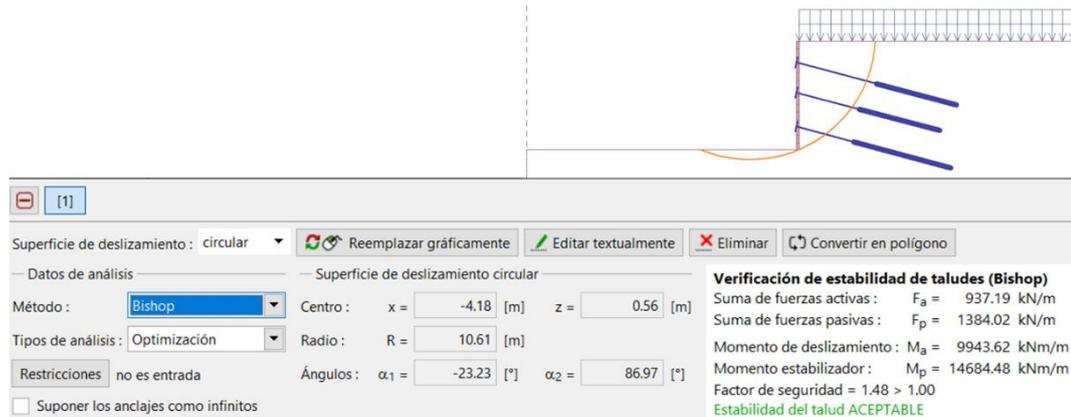


Figura 157: Análisis de equilibrio límite con Geo5 para el caso con sismo, para la tercera etapa de excavación.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.3.6 Envolventes de solicitaciones para el diseño de la pantalla

a) Envolventes para el caso estático

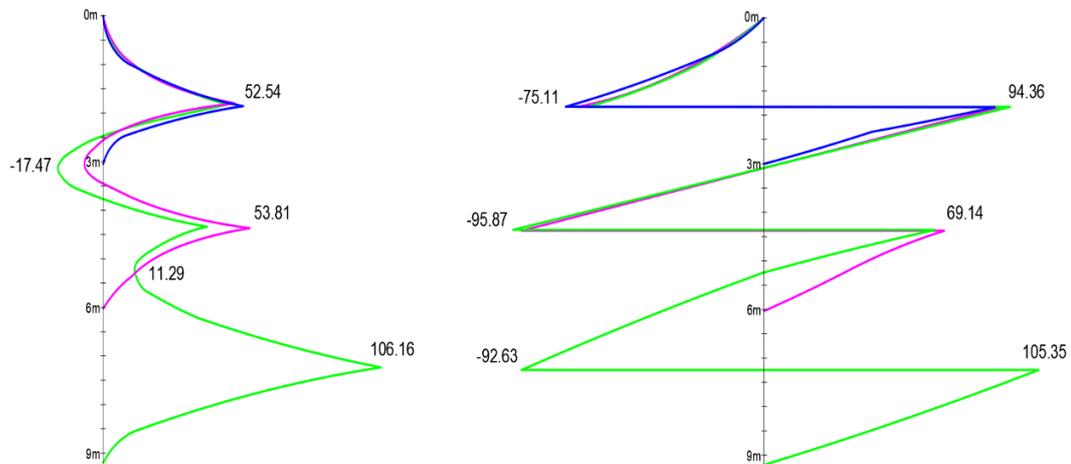


Figura 158: Envolvente de momentos flectores (kNm/m) y fuerzas cortantes (kN/m) para el caso de cargas estáticas.

Fuente: Elaboración propia.

b) Envolventes para el caso con sismo

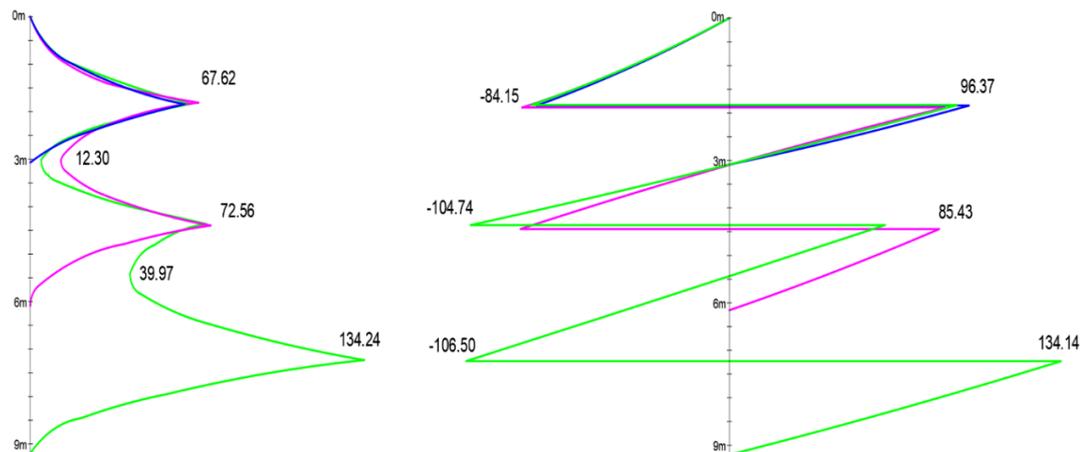


Figura 159: Envolvente de momentos flectores (kNm/m) y fuerzas cortantes (kN/m) para el caso con sismo.

Fuente: Elaboración propia.

4.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

Ya que los valores comerciales de resistencia de materiales en el medio están generalmente expresados en unidades **kgf** y **m**, se optará por trabajar con estas unidades en los siguientes cálculos.

4.3.1 Resistencia de los materiales

Para el concreto armado se trabajará con los siguientes valores:

Resistencia a compresión del concreto $f'_c = 280 \frac{kgf}{cm^2}$

$$\text{Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo} \quad f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para la plancha base:

$$\text{Resistencia a la fluencia del acero de la plancha} \quad F_y = 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para los tendones:

$$\begin{aligned} \text{Resistencia a la rotura del acero de pretensar} \quad F_{p_u} &= 1860 \text{ MPa} \\ &\approx 18980 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

4.3.2 Diseño de la pantalla

4.3.2.1 Recubrimientos y peraltes efectivos

Se considerará a la barra de 5/8" como la mayor barra a usarse.

a) Refuerzo vertical por flexión

De acuerdo con 2.7.4, se tienen los siguientes peraltes efectivos.

Concreto en contacto con el suelo:

$$d = \text{Espesor de losa} - 5\text{cm} - \frac{1}{2} \times (5/8")$$

$$d \approx \text{Espesor de losa} - 6\text{cm}$$

Concreto no expuesto al suelo:

$$d = \text{Espesor de losa} - 2\text{cm} - \frac{1}{2} \times (5/8")$$

$$d \approx \text{Espesor de losa} - 3\text{cm}$$

b) Refuerzo horizontal por flexión

El refuerzo horizontal irá en una capa más interna con respecto al refuerzo vertical:

Concreto en contacto con el suelo:

$$d = \text{Espesor de losa} - 5\text{cm} - \frac{3}{2} \times (5/8")$$

$$d \approx \text{Espesor de losa} - 8\text{cm}$$

Concreto no expuesto al suelo:

$$d = \text{Espesor de losa} - 2\text{cm} - \frac{3}{2} \times (5/8")$$

$$d \approx \text{Espesor de losa} - 5\text{cm}$$

4.3.2.2 Diseño del refuerzo vertical

a) Excavaciones e implementación de anclajes por el método de Winkler

Se cuenta con los resultados hallados en la etapa geotécnica, a continuación se presenta los resultados para el caso estático en unidades *tonf* y *m* (los resultados son para un ancho de 1m):

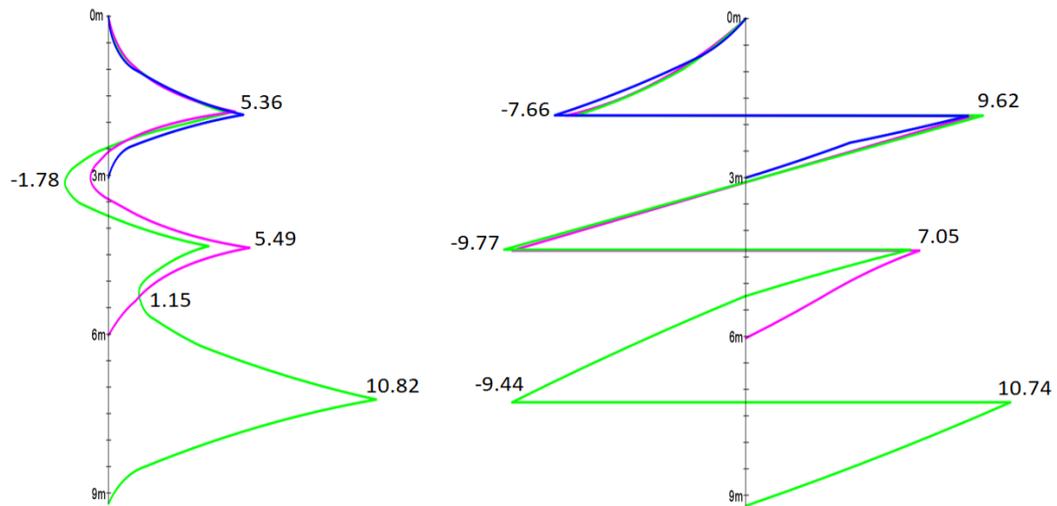


Figura 160: Envolvente de momentos flectores (tonf.m) y fuerzas cortantes (tonf) para el caso de cargas estáticas.

Fuente: Elaboración propia.

Ya que para el diseño por resistencia se deben amplificar los resultados de análisis según el caso de carga, es necesario contar con el efecto del sismo solo, para esto se resta los resultados de la Figura 159 y Figura 158 obteniendo lo siguiente:

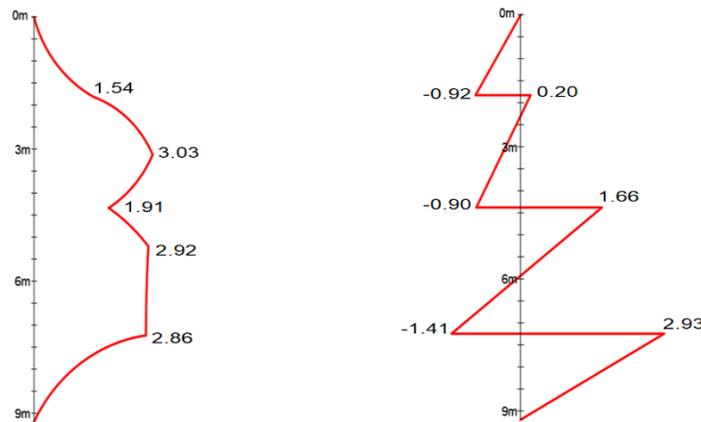


Figura 161: Diagramas de momento flector (tonf.m) y fuerza cortante (tonf) para el caso de sismo solo.

Fuente: Elaboración propia.

Luego se procede a construir la envolvente de diseño con las combinaciones de carga correspondientes:

$$1.7E_s \quad \text{y} \quad 1.25E_s + S'$$

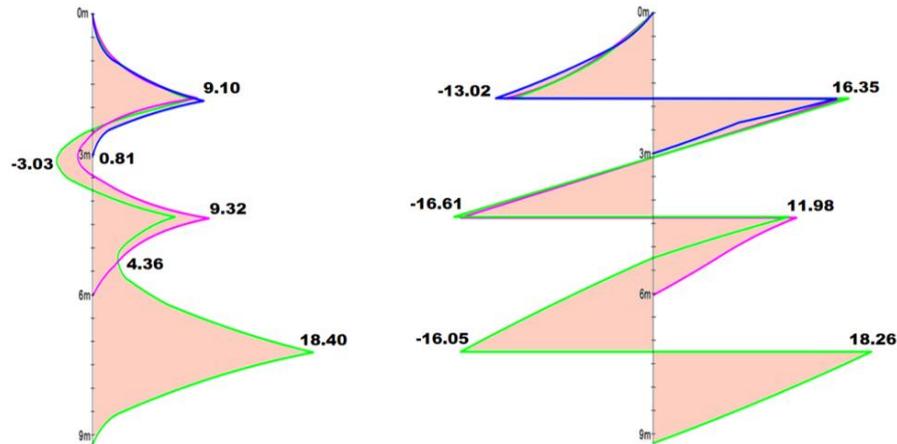


Figura 162: Diagramas de envolventes de momento flector (tonf.m) y fuerza cortante (tonf) para diseño.

Fuente: Elaboración propia.

Se verificará la cortante en la sección más crítica, que corresponde al tercer nivel de anclaje, a dicha sección le corresponde un peralte efectivo $d = 19\text{cm}$, asumiendo una plancha de apoyo de $30\text{cm} \times 30\text{cm}$, se deberá hallar la cortante a una distancia igual a 34cm respecto del eje del anclaje.

$$V_u = 15.56 \text{ tonf}$$

Se procede ahora a verificar la cortante resistente de la pantalla, para lo cual se verifica primero que f'_c se encuentre dentro del límite normado:

Límite para f'_c :

Verificar que : $\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$ (NTE.E060, cap 11.1.2)

$$\sqrt{\frac{f'_c \cdot \text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 1.641 \text{ MPa}$$

Es conforme, usar f'_c original

Luego se procede al cálculo del cortante nominal que soporta la pantalla sin refuerzo.

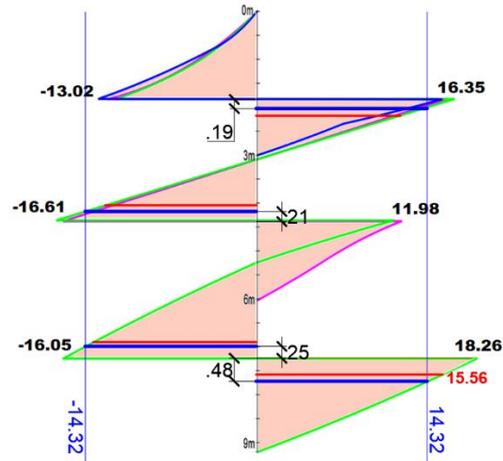
Para un ancho unitario (1m)

$$d_L = 0.19\text{m}$$

$$V_{c1} := 0.53 \cdot \lambda \cdot 100\text{cm} \cdot d_L \cdot \sqrt{\frac{f'_c \cdot \text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 16.85 \cdot \text{tonf} \quad \text{En pantalla sin ábaco}$$

$$\phi_C \cdot V_{c1} = 14.323 \cdot \text{tonf}$$

El parámetro λ es igual a 1. Graficando el valor del cortante resistente (rectas verticales) y las cortantes a una distancia “ d ” de la cara del apoyo (líneas rojas) sobre el diagrama de fuerza cortante de diseño.



Se observa que solo hay una pequeña región que requiere excede a la cortante nominal, habrá que evaluar esto a mayor detalle con un modelamiento que considere los efectos en las dos dimensiones.

Se procede con el armado por flexión, empleando los resultados mostrados en la Figura 162 se tiene lo siguiente:

DISEÑO DE LA PANTALLA - ETAPA CON ANCLAJES

b=	100 cm
Espesor=	25 cm
recub_expuesto=	2 cm
recub_suelo=	5 cm
Esp. Max_Ø=	40 cm

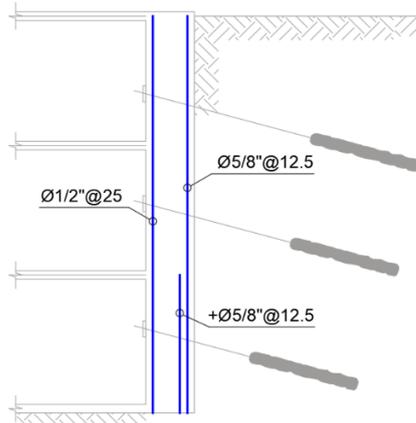
Áreas de varillas

A(1")=	5.07	cm ²
A(3/4")=	2.85	cm ²
A(5/8")=	1.98	cm ²
A(1/2")=	1.27	cm ²

ARMADO VERTICAL POR FLEXIÓN

Profundidad (m)	Recubrimiento (cm)	d (cm)	Mu (ton.m)	As (cm ²)	As mín (cm ²)	FLEXIÓN		
						φ acero (pulgadas)	Espaciamiento (m)	Espaciamiento (m)
1.80	5	19	-9.10	13.52	4.5	5/8 @ 0.14	0.125	
3.07	2	22	3.03	3.70	4.5	1/2 @ 0.28	0.25	
3.07	5	19	-0.81	1.13	4.5	5/8 @ 0.43	0.40	
4.35	5	19	-9.32	13.87	4.5	5/8 @ 0.14	0.125	
5.24	5	19	-4.36	6.25	4.5	5/8 @ 0.31	0.30	
7.25	5	19	-18.40	29.72	4.5	5/8 @ 0.06	0.05	

De aquí se establece el armado del refuerzo vertical, para el refuerzo positivo se tiene un espaciamiento típico de 25cm, para el refuerzo negativo se uniformiza convenientemente el espaciamiento a 20cm, para el último paño se requerirá un refuerzo negativo adicional de Ø3/8"@20cm. El esquema de armado sería el siguiente:



b) Losas de sótano conformadas y anclajes desactivados

Se realiza el cálculo de las presiones en esta etapa, luego el modelamiento matemático para obtener los resultados para diseño:

$$\phi = 35^\circ$$

$$K_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.271$$

$$K_a \cdot \gamma \cdot H = 5.236 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$P_s := q_s \cdot K_a = 0.829 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

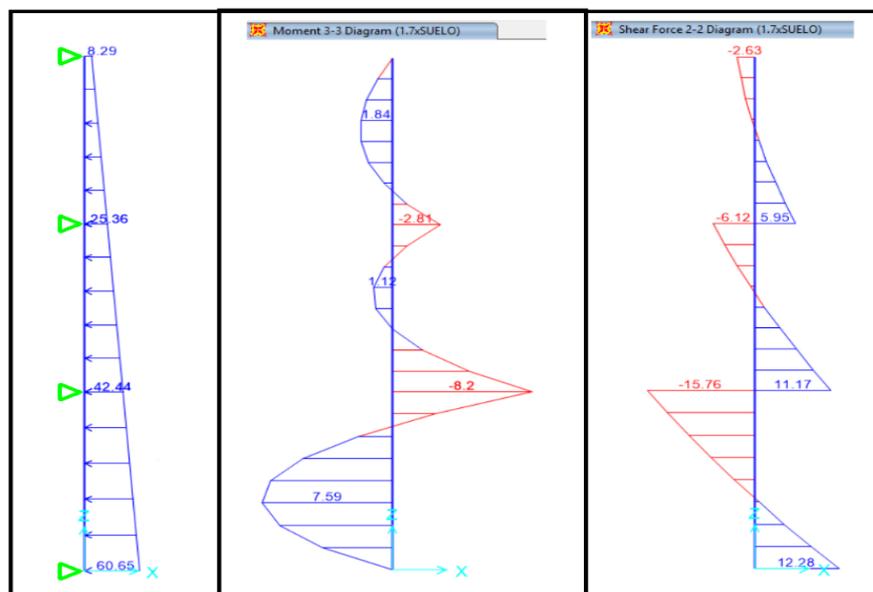
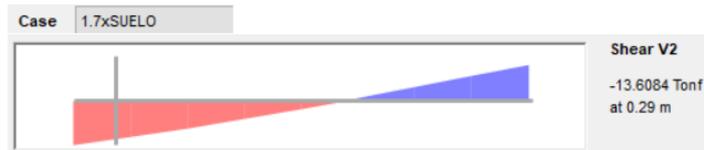


Figura 163: Modelo matemático y diagramas momento flector (tonf.m) y fuerza cortante (tonf) para la etapa final del muro.

Fuente: Elaboración propia.

Se consideran losas de 20cm, por lo tanto para un $d = 19\text{cm}$, habrá verificar la cortante de diseño a una distancia de 29cm respecto del eje de la losa. La fuerza cortante de diseño más crítica sería:



Se observa que la fuerza cortante nominal ($V_n = 20.35 \text{ tonf}$) es mayor que las solicitaciones, por lo cual no será necesario ningún refuerzo por corte en esta dirección para esta etapa.

Se calcula entonces el refuerzo por flexión empleando los resultados de la Figura 163, se tiene lo siguiente:

DISEÑO DE LA PANTALLA - ETAPA CON LOSAS, SIN ANCLAJES
ARMADO VERTICAL POR FLEXIÓN

Profundidad (m)	Recubrimiento (cm)	d (cm)	Mu (ton.m)	As (cm ²)	As mín (cm ²)	FLEXIÓN		
						φ acero (pulgadas)	Espaciamiento (m)	Espaciamiento (m)
1.13	2	22	1.84	2.23	4.5	1/2	@ 0.28	0.25
0.20	5	19	-2.81	3.99	4.5	5/8	@ 0.43	0.40
4.14	2	22	1.12	1.35	4.5	1/2	@ 0.28	0.25
6.00	5	19	-8.20	12.10	4.5	5/8	@ 0.16	0.15
8.00	2	22	7.59	9.49	4.5	1/2	@ 0.13	0.125

Se puede verificar que con los resultados del paso anterior se cubre casi todo el requerimiento por flexión, solo que para el último paño se requerirá un refuerzo positivo adicional de $\emptyset 1/2''@25\text{cm}$. Superponiendo los resultados anteriores el esquema de armado sería el siguiente:

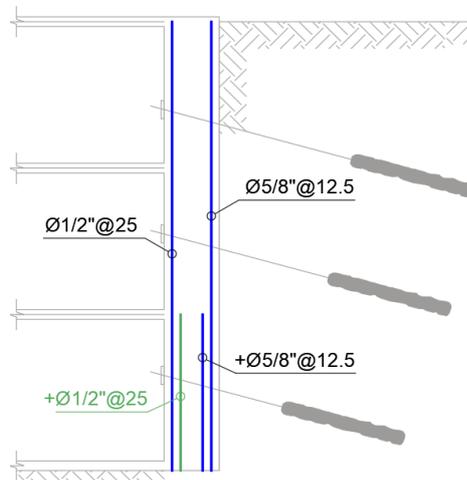


Figura 164: Esquema de armado de acero vertical de la pantalla, mostrado en corte.
Fuente: Elaboración propia.

Los refuerzos adicionales son prolongados hasta cubrir un paño completo por razones prácticas de armado, además que se requieren en casi toda la longitud del paño.

Ya que cada paño de muro será conformado independientemente y luego unido a los paños contiguos, se necesitará cortar las varillas de refuerzo en cada paño y

proveerles la correspondiente longitud de empalme (tanto en varillas verticales como en horizontales). La longitud de empalme mínima es calculada a continuación, se considera un diámetro de varilla de $\varnothing 5/8"$:

Longitud de empalme del refuerzo a tracción

Para todos los casos se considera refuerzos Clase B, de acuerdo a NTE.E060 se tiene:

Empalme por traslape Clase B = $1.3 (L.Desarrollo_tracción)$

L.Empalme_mín= 30 cm

L.Desarrollo_trac.= $\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{8,2 \sqrt{f'_c}} \right) db$

$f'_c = 280$ Kgf/cm²

$f_y = 4200$ Kgf/cm²

$\psi_t = 1$

$\psi_e = 1$

$\lambda = 1$

$db = 5/8$ "

= 1.59 cm

luego: L.Empalme= 63.17 cm

= 65 cm

Longitud de empalme del refuerzo a compresión

L.Empalme_comp= $0.0073 f_y db$

L.Empalme_mín= 30 cm

L.Empalme= 48.67 cm

= 50 cm

SE USARÁ UNA LONG. DE EMPALME TÍPICA DE 65cm

4.3.2.3 Diseño del refuerzo horizontal y refuerzo por corte

Aprovechando que el diagrama de presiones presenta una región de suelo que trabaja con el módulo de reacción (ver Figura 148), esta región corresponde al paño horizontal donde se ubica el segundo nivel de anclajes, se modelará entonces la franja horizontal correspondiente a este nivel haciendo uso de apoyos tipo resorte.

a) Verificación por punzonamiento y refuerzo negativo a flexión

Se empleará la combinación de diseño $1.7E_s$ por ser más crítica que el caso de la carga de ensayo (que alcanza el 133% de la carga de diseño). Para la revisión por punzonamiento habrá que tener en cuenta el caso con sismo en servicio, calculado con $k_h = A$ (ver 3.1.7.6).

Primero se modelará el efecto de la presión de suelo sobre un paño horizontal para obtener los diseños por cortante y flexión horizontal negativa.

Se presenta a continuación el modelo matemático realizado en el software Sap2000 para un paño solo, se considera una plancha de apoyo de $30cm \times 30cm$ ubicada en el centro del paño, se distribuye la carga del anclaje en dicha área:

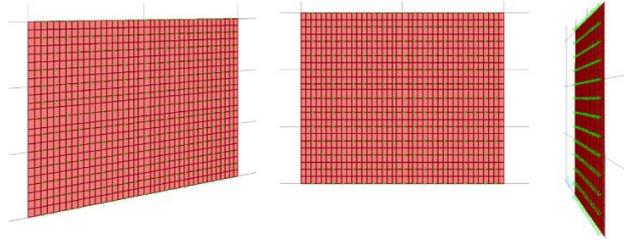


Figura 165: Vistas 3-D del modelo matemático de un paño de muro en el software Sap2000.
 Fuente: Elaboración propia.

Los datos de entrada de los materiales son los siguientes:

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: FC_280

Material Type: Concrete

Material Grade: fc_280

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.4

Mass per Unit Volume: 0.2447

Units: Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2509980.1

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 1045825.

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, Fc: 2800.

Expected Concrete Compressive Strength: 2800.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: FY_4200

Material Type: Rebar

Material Grade: Grade 60

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7.849

Mass per Unit Volume: 0.8004

Units: Tonf, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 20000000.

Poisson, U: 0.3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G:

Other Properties For Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 42000.

A la pantalla se le asigna un espesor de 25cm y concreto de $f'_c = 280 \frac{kgf}{cm^2}$.

Shell Section Data

Section Name: MURO_25

Section Notes: Modify/Show...

Display Color: [Color]

Type

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Thickness

Membrane: 0.25

Bending: 0.25

Material

Material Name: + FC_280

Material Angle: 0.

Para la carga distribuida sobre la plancha de apoyo se tiene:

Caso estático

$$TD_2 = 85.5 \text{ tonf}$$

$$TD_2 \cdot \cos(\psi) = 82.587 \text{ tonf}$$

$$A_{\text{plancha}} := 30\text{cm} \cdot 30\text{cm} = 0.09 \text{ m}^2$$

$$\frac{TD_2 \cdot \cos(\psi)}{A_{\text{plancha}}} = 917.63 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad \text{Carga a distribuir}$$

Caso con sismo

$$TDS_2 = 149.726 \text{ tonf}$$

$$TDS_2 \cdot \cos(\psi) = 144.624 \text{ tonf}$$

$$A_{\text{plancha}} := 30\text{cm} \cdot 30\text{cm} = 0.09 \text{ m}^2$$

$$\frac{TDS_2 \cdot \cos(\psi)}{A_{\text{plancha}}} = 1.607 \times 10^3 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad \text{carga a distribuir}$$

Los puntos que conforman el modelo irán apoyados sobre resortes cuyas rigideces se muestran a continuación:

Tamaño de discretizaciones: 25cmx25cm

Z (m)	kh (tonf/m3)	kh discretizado (tonf/m)
2.85	1589.86	99.37
3.1	1729.33	108.08
3.35	1868.79	116.80
3.6	2008.25	125.52
3.85	2147.71	134.23
4.1	2287.17	142.95
4.35	2426.63	151.66
4.6	2566.10	160.38
4.85	2705.56	169.10
5.1	2845.02	177.81
5.35	2984.48	186.53
5.6	3123.94	195.25
5.85	3263.40	203.96

Se incorpora también al modelo la presión por sobrecarga, la cual va en sentido opuesto a la carga de anclaje, el valor de ésta se calcula de la siguiente manera:

Caso estático

$$K_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.271$$

$$K_a \cdot q_s = 0.829 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Caso con sismo

$$K_{AE} := \frac{\cos(\phi - \theta)^2}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta_a + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_a) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta_a + \theta) \cdot \cos(i)}}\right)^2}$$

$$K_{AE} = 0.415$$

$$(K_{AE} - K_a) \cdot q_s = 0.44 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

El modelo fue discretizado de tal manera que se tuvieran cuadrados de 25cmx25cm, a los puntos correspondientes a las esquinas de estos cuadrados se les asignó la condición de apoyo tipo resorte, posteriormente, ya que se necesitaba distribuir la fuerza de anclaje sobre un área de 30cmx30cm, se volvió a particionar los elementos área. Se ejecutó el software obteniendo los siguientes resultados:

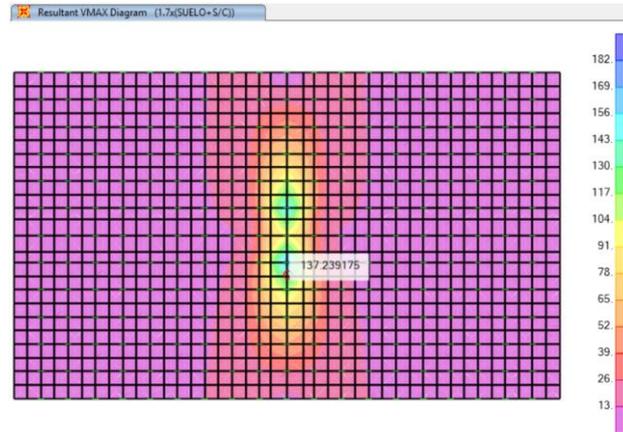


Figura 166: Resultados de fuerzas cortantes máximas, combinación 1. $7E_s$ (tonf), sin considerar ábaco.
 Fuente: Elaboración propia.

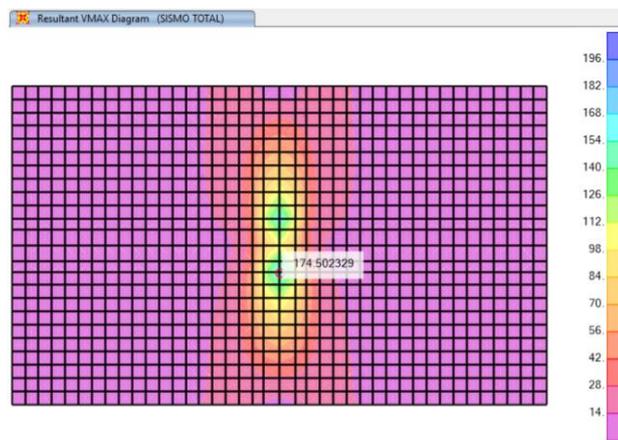


Figura 167: Resultados de fuerzas cortantes máximas en sismo (tonf), sin considerar ábaco.
 Fuente: Elaboración propia.

Se deberá realizar en primer lugar la verificación por punzonamiento en la pantalla, para esto habrá que tomar la sollicitación más crítica de las anteriores mostradas (ver Figura 166 y Figura 167). Para este caso el peralte efectivo es igual a $d = \text{Espesor de losa} - 7\text{cm}$ (promedio de los peraltes efectivos usados en las dos direcciones de armado de la pantalla). El caso más crítico corresponde al caso con sismo.

VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO

Parametros de Diseño:

$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ resistencia del concreto a compresion

$\lambda := 1$ concreto de peso normal (ACI 380, cap 8.6.1)

$f'_{yt} := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ resistencia a la fluencia del acero transversal, el máximo valor permisible para cortante es 4200 kgf/cm² (NTE.E060, cap 11.5.2)

$\phi_c := 0.85$ factor de reduccion al cortante (según NTE E.060)
recubrimiento promedio de las dos direcciones en que se arma la losa, medido al eje del acero de refuerzo (ACI-318, cap 22.6.2.1)

$H_c := 25\text{cm}$ espesor pantalla

Dimensiones de la Placa de Apoyo:

$m_p := 30\text{cm}$ ancho

$n_p := 30\text{cm}$ alto

Peralte efectivo:

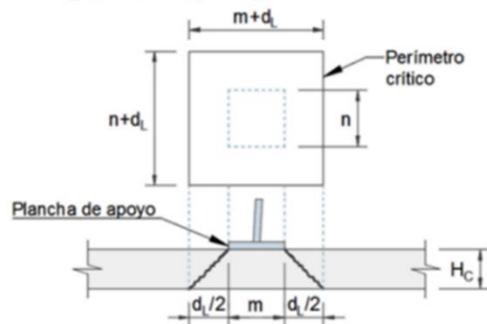
$d_L := H_c - r = 0.18\text{m}$ solo pantalla

Fuerza cortante última, resultado del análisis

$V_u := 175\text{tonf}$ a una distancia igual a $d_L/2$ del borde de la plancha

Perimetro critico:

$b_L := 2[(m_p + d_L) + (n_p + d_L)] = 1.92\text{m}$



Resistencia al cortante por Punzonamiento en el Concreto:

(Cortante en dos direcciones)

$\alpha := 40$ debido a la posición central del anclaje (NTE.E060, cap 11.12.2.1)

$\beta := \frac{\max(m_p, n_p)}{\min(m_p, n_p)} = 1$ largo / corto

$$V_{cL} := \begin{cases} b_L \leftarrow \begin{cases} b_c & \text{if } h_c = 0 \\ b_L & \text{otherwise} \end{cases} \\ X1 \leftarrow 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \lambda \cdot b_L \cdot d_L \cdot \sqrt{\frac{f'_c \cdot \text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \\ X2 \leftarrow 0.27 \left(2 + \alpha \cdot \frac{d_L}{b_L} \right) \cdot \lambda \cdot b_L \cdot d_L \cdot \sqrt{\frac{f'_c \cdot \text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \\ X3 \leftarrow 1.06 \cdot \lambda \cdot b_L \cdot d_L \cdot \sqrt{\frac{f'_c \cdot \text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \\ V_{cL} \leftarrow \min(X1, X2, X3) \end{cases}$$

$V_{cL} = 61.3 \cdot \text{tonf}$

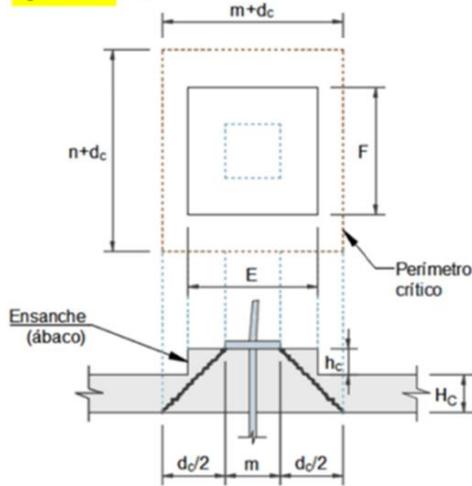
$\phi_c \cdot V_{cL} = 52.105 \cdot \text{tonf}$ cortante nominal en pantalla sin ábaco

Se observa que la fuerza cortante resistente de la pantalla no es suficiente para soportar la sollicitación máxima ($V_u = 175 \text{ tonf}$), por lo tanto se deberá reforzar, se optará por la implementación de un ábaco.

Lo que sigue ahora es determinar el espesor del ábaco y de ser necesario, el refuerzo por cortante. Probando con un espesor de 25cm se tiene lo siguiente:

Dimensiones del Ábaco:

$h_c := 0.25m$ espesor



$(E - m)/2 > h_c$ (Restricción geométrica)

Peraltes efectivos:

$d_L := H_c - r = 0.18m$ solo pantalla

$d_c := H_c + h_c - r = 0.43m$ pantalla + ábaco

Perímetro crítico:

$b_L := 2[(m_p + d_L) + (n_p + d_L)] = 1.92m$ solo pantalla

$b_c := 2[(m_p + d_c) + (n_p + d_c)] = 2.92m$ pantalla + ábaco

Fuerza cortante última, resultado del análisis

$V_u := 115tonf$ a una distancia igual a $d_c/2$ del borde de la plancha

Resistencia al cortante por Punzonamiento en el Concreto:

(Cortante en dos direcciones)

$\alpha := 40$ debido a la posición central del anclaje (NTE.E060, cap 11.12.2.1)

$\beta := \frac{\max(m_p, n_p)}{\min(m_p, n_p)} = 1$ largo / corto

$$V_{cL} := \begin{cases} b_L \leftarrow \begin{cases} b_c & \text{if } h_c = 0 \\ b_L & \text{otherwise} \end{cases} \\ X1 \leftarrow 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \lambda \cdot b_L \cdot d_L \cdot \sqrt{\frac{f'c \cdot cm^2}{kgf} \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \\ X2 \leftarrow 0.27 \left(2 + \alpha \cdot \frac{d_L}{b_L} \right) \cdot \lambda \cdot b_L \cdot d_L \cdot \sqrt{\frac{f'c \cdot cm^2}{kgf} \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \\ X3 \leftarrow 1.06 \cdot \lambda \cdot b_L \cdot d_L \cdot \sqrt{\frac{f'c \cdot cm^2}{kgf} \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \\ V_{cL} \leftarrow \min(X1, X2, X3) \end{cases}$$

$$V_{cC} := \begin{cases} X1 \leftarrow 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \lambda \cdot b_c \cdot d_c \cdot \sqrt{\frac{f'c \cdot cm^2}{kgf} \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \\ X2 \leftarrow 0.27 \left(2 + \alpha \cdot \frac{d_c}{b_c} \right) \cdot \lambda \cdot b_c \cdot d_c \cdot \sqrt{\frac{f'c \cdot cm^2}{kgf} \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \\ X3 \leftarrow 1.06 \cdot \lambda \cdot b_c \cdot d_c \cdot \sqrt{\frac{f'c \cdot cm^2}{kgf} \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \\ V_{cC} \leftarrow \min(X1, X2, X3) \end{cases}$$

$V_{cL} = 61.3 \cdot tonf$

$\phi_c \cdot V_{cL} = 52.105 \cdot tonf$ cortante nominal en pantalla sin ábaco

$V_{cC} = 222.708 \cdot tonf$

$\phi_c \cdot V_{cC} = 189.302 \cdot tonf$ cortante nominal en pantalla + ábaco

Caso sin capitel

verificacion := "Verifica Punzonamiento" if $\phi_c \cdot V_{cL} \geq V_u$
 "Falla por Punzonamiento, probar ensanche o armado" otherwise

verificacion = "Falla por Punzonamiento, probar ensanche o armado"

En caso de implementarse capitel

verificacion := "Verifica Punzonamiento, no necesita armar" if $\phi_c \cdot V_{cC} \geq V_u$
 "Falla por Punzonamiento, probar armado" otherwise

verificacion = "Verifica Punzonamiento, no necesita armar"

Se debe tomar en cuenta que además de las solicitaciones por corte están los requerimientos por flexión, y que en la zona del ábaco se presenta la mayor demanda de acero negativo, por esto es que se establece un espesor de ábaco ligeramente conservador, para evitar el congestionamiento de acero.

Se calcula las dimensiones del ábaco en base a los resultados del análisis (ver Figura 167). Probando con unas dimensiones de $1.25m \times 1.50m$ se encuentra el perímetro crítico correspondiente y la resistencia al punzonamiento para dicho perímetro:

DIMENSIONES DEL ÁBACO

E := 1.25m ancho

F := 1.5m alto

$$x := \frac{E}{2} + H_c - r = 0.805 \text{ m}$$

$$y := \frac{F}{2} + H_c - r = 0.93 \text{ m}$$

$b_{EF} := 4(x + y) = 6.94 \text{ m}$ perímetro crítico correspondiente

$$V_{c_{EF}} := \begin{cases} X1 \leftarrow 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \lambda \cdot b_{EF} \cdot d_L \cdot \sqrt{\frac{f'c \cdot \text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ X2 \leftarrow 0.27 \left(2 + \alpha \cdot \frac{d_c}{b_c} \right) \cdot \lambda \cdot b_{EF} \cdot d_L \cdot \sqrt{\frac{f'c \cdot \text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ X3 \leftarrow 1.06 \cdot \lambda \cdot b_{EF} \cdot d_L \cdot \sqrt{\frac{f'c \cdot \text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ V_{c_c} \leftarrow \min(X1, X2, X3) \end{cases}$$

$V_{c_{EF}} = 221.573 \cdot \text{tonf}$

$\phi_c \cdot V_{c_{EF}} = 188.337 \cdot \text{tonf}$

cortante resistente a una distancia "x" e "y", medida desde el eje de anclaje.

Será necesario volver a realizar el análisis incluyendo la presencia del ábaco en el modelo matemático y así realizar la verificación, a continuación se presenta una vista del modelo actualizado:

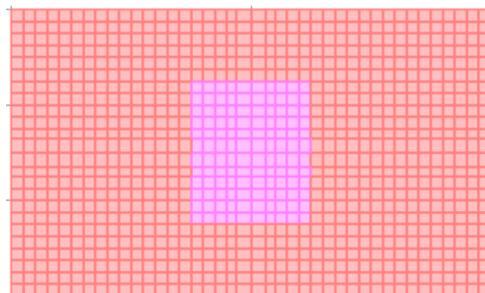


Figura 168: Esquema de ensanche en pantalla para conformación de ábaco en el modelo matemático.

Fuente: Elaboración propia.

Los resultados de fuerza cortante máxima de diseño son mostrados en la siguiente gráfica:

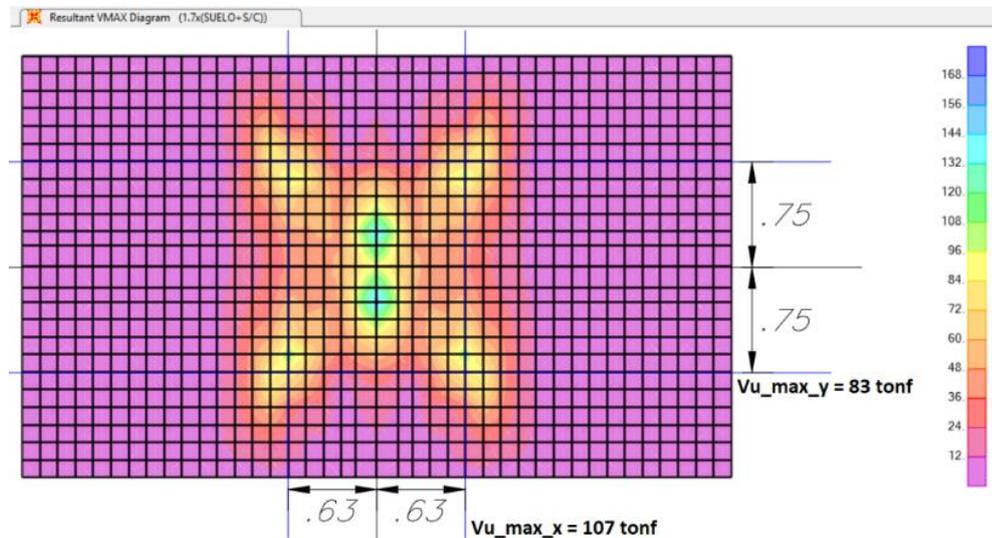


Figura 169: Resultados de fuerza cortante máxima de diseño (tonf) en pantalla con ábaco y revisión de los valores a las distancias “x” e “y”.
 Fuente: Elaboración propia.

Comparando la cortante resistente con los valores de cortante última a las distancias “x” e “y” (medidas desde el eje del anclaje), se observa que la cortante nominal es mayor a las cortantes últimas a esas distancias, por lo tanto se da conformidad al diseño por corte.

Se debe tener en cuenta que la carga de sismo calculada con $k_h = A$ se usa exclusivamente para la verificación por punzonamiento, para las combinaciones de diseño se emplea la carga sísmica calculada con $k_h = A/2$ (que es la que va en la combinación $1.25E_s + S'$ indicada por NTE.E060), el diseño del refuerzo se realiza considerando las combinaciones normadas, de las cuales predomina $1.7E_s$. Se procede luego, en base al modelo con ábaco, con el cálculo de los momentos flectores en la dirección horizontal:

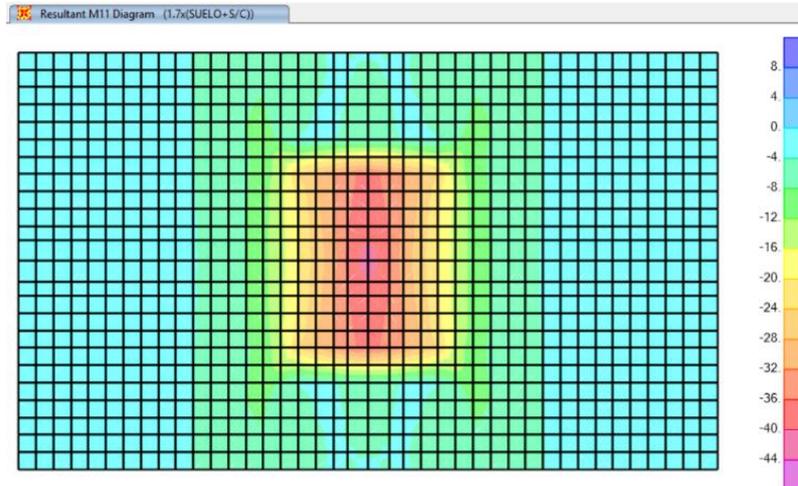


Figura 170: Momentos flectores de diseño en la dirección X (tonf.m) para un paño de muro con ábaco.

Fuente: Elaboración propia.

Las cuantías de acero requerido por metro cuadrado para la dirección horizontal se muestran a continuación (solo top face):

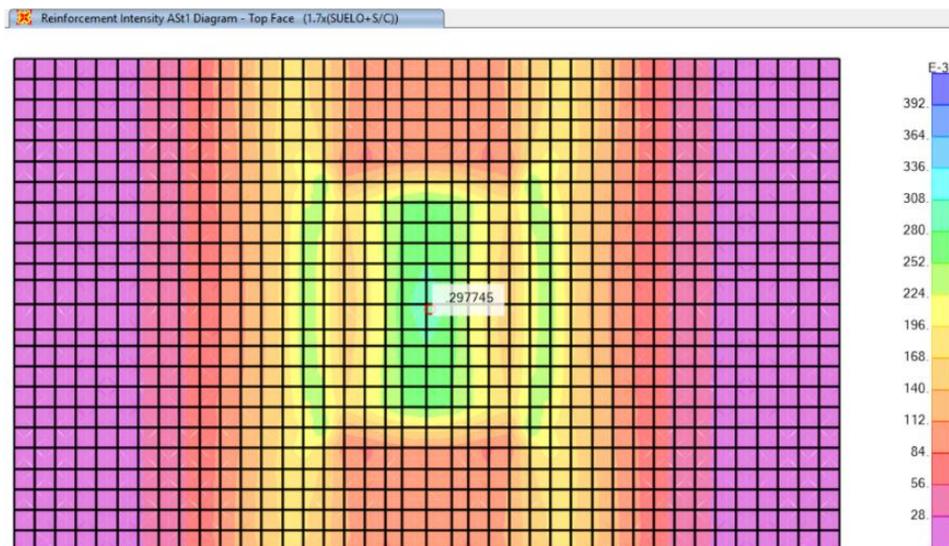


Figura 171: Diagrama de cuantías de acero longitudinal requerido, en la cara en contacto con el suelo, en la dirección X (cm²/cm).

Fuente: Elaboración propia.

Se calcula la longitud de desarrollo para el acero negativo (considerando varillas de $\varnothing 5/8$):

Longitud de desarrollo del refuerzo negativo

El mayor de:	12db =	19.05 cm
	$t_n/16$ =	31.25 cm
luego:	L.Desarrollo=	35.00 cm

Si se usa varillas de $\varnothing 5/8"$ se puede tener un armado base más dos refuerzos, la extensión del refuerzo, sin considerar la longitud de desarrollo, se muestra en la siguiente gráfica:

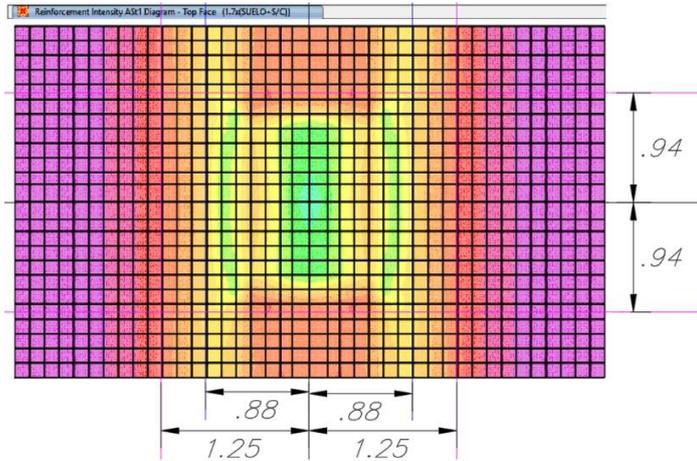


Figura 172: Esquema de extensión del refuerzo longitudinal positivo, sin considerar longitudes de desarrollo.
 Fuente: Elaboración propia.

Se procede ahora a realizar el armado de la pantalla en base al esquema de la Figura 173. Se presenta el esquema de armado del refuerzo horizontal hacia el lado en contacto con el suelo:

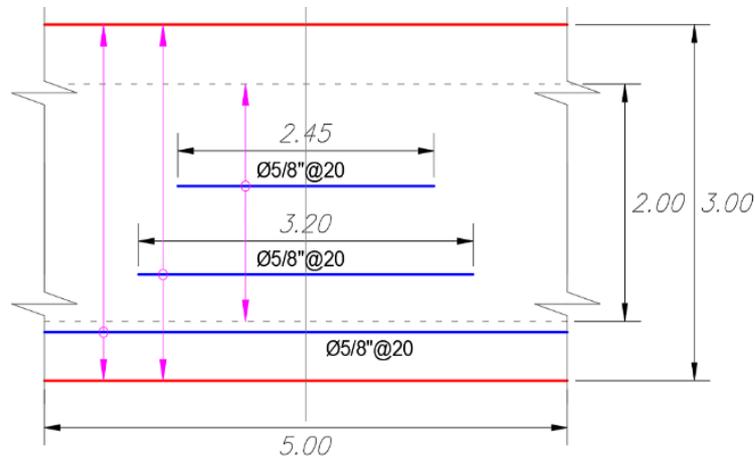


Figura 173: Esquema de armado de acero horizontal de la pantalla, mostrado en elevación, del lado en contacto con el suelo.
 Fuente: Elaboración propia.

a) Refuerzo positivo a flexión

Para obtener los mayores resultados de momentos flectores positivos se modelarán dos paños horizontales contiguos:

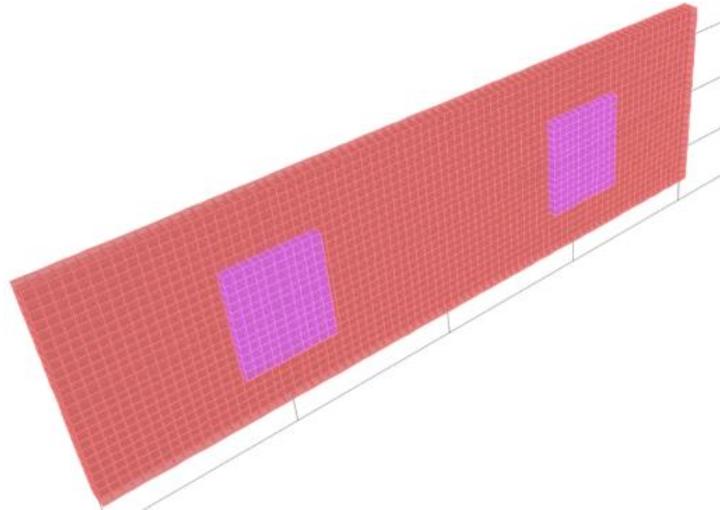


Figura 174: Modelo matemático de dos paños horizontales de muro contiguos.
Fuente: Elaboración propia.

Se presenta la deformada que permite tener una idea de cómo se flexa el muro al trabajar en una franja horizontal:

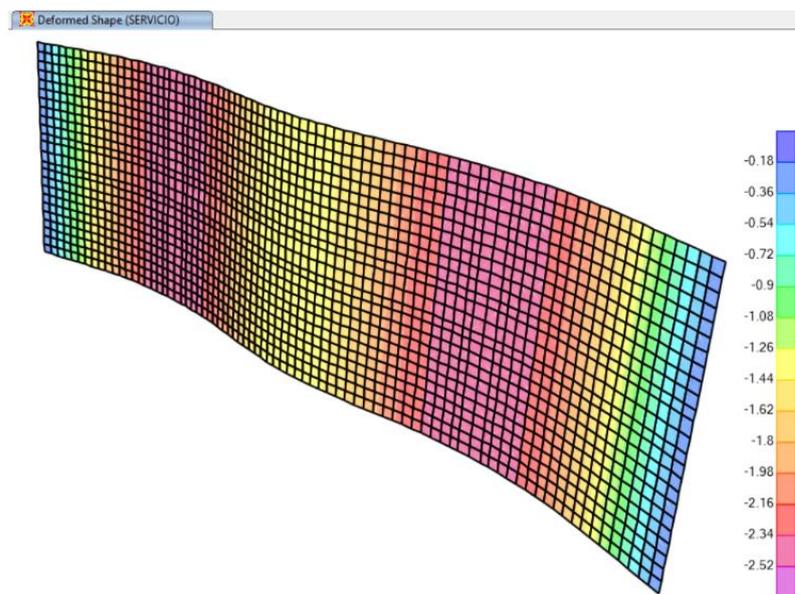


Figura 175: Esquema de deformaciones en el muro (mm) para modelo de dos paños.
Fuente: Elaboración propia.

El requerimiento de área de acero es mostrado en la Figura 176, a partir de ello se establecerá en armado del refuerzo.

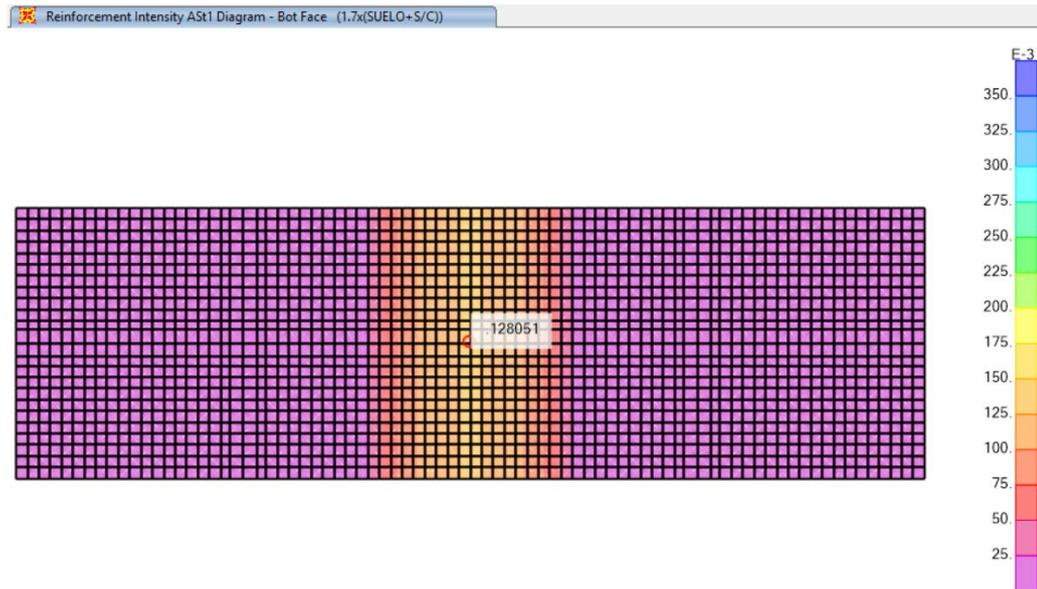


Figura 176: Diagrama de cuantías de acero longitudinal requerido, en la cara externa, en la dirección X (cm^2/cm).

Fuente: Elaboración propia.

Se opta por usar un armado base de $\text{Ø}5/8''@20\text{cm}$ con refuerzos adicionales de $\text{Ø}3/8''@20\text{cm}$, distribuidos en toda la altura del paño, en la Figura 177 se muestra el esquema de armado considerando las longitudes de desarrollo de las barras.

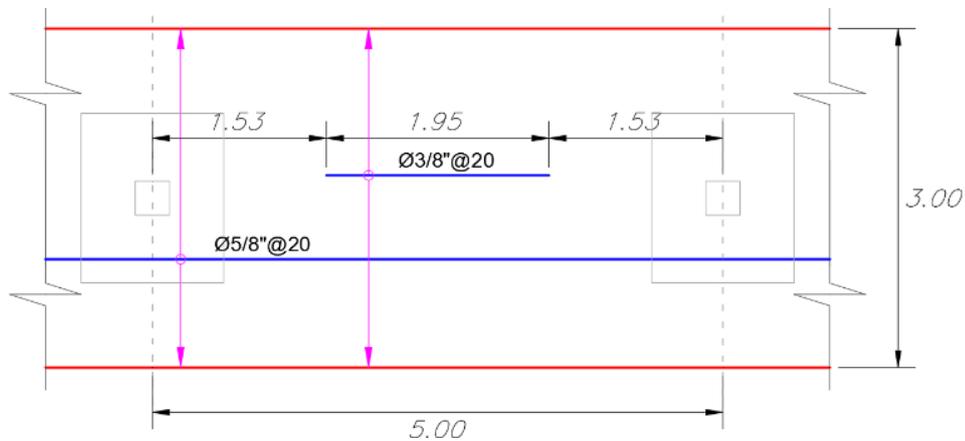


Figura 177: Esquema de armado de acero horizontal de la pantalla, mostrado en elevación, del lado exterior.

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 178 se presenta de manera esquemática la vista en planta del muro, donde se muestra los aceros horizontales, tanto positivos como negativos.

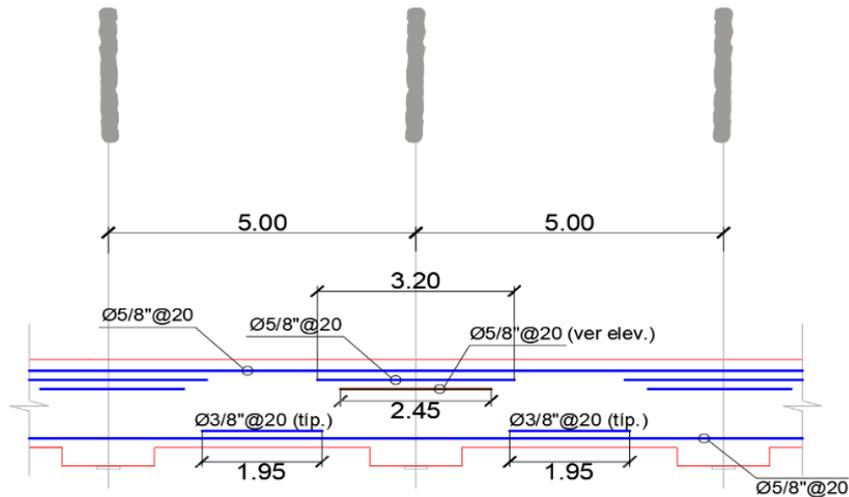


Figura 178: Esquema de armado de acero horizontal de la pantalla, mostrado en planta.
Fuente: Elaboración propia.

b) Revisión del tercer nivel de anclajes

Finalmente se verifican los requerimientos para el tercer nivel de anclajes ya que en él se presenta la mayor fuerza de anclaje. Las presiones que actúan en este nivel corresponden al estado activo del suelo (ver Figura 148), sin embargo se puede evaluar el efecto del anclaje de manera localizada realizando un modelo similar al caso anterior.

Se realizó el modelamiento de un paño del tercer nivel de anclajes considerando las mismas dimensiones de ábaco halladas previamente, a continuación se muestra el cálculo de la fuerza de anclaje distribuida en la plancha de apoyo y las rigideces de los resortes que sirven de apoyo:

$$TD_3 \cdot \cos(\psi) = 100.939 \text{ tonf}$$

$$A_{\text{plancha}} := 30\text{cm} \cdot 30\text{cm} = 0.09 \text{ m}^2$$

$$\frac{TD_3 \cdot \cos(\psi)}{A_{\text{plancha}}} = 1.122 \times 10^3 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Tamaño de discretizaciones: 25cmx15cm

Z	kh (tonf/m ³)	kh discretizado
(m)	(tonf/m ³)	(tonf/m)
6.2	3458.65	129.70
6.45	3598.11	134.93
6.7	3737.57	140.16
6.95	3877.04	145.39
7.2	4016.50	150.62
7.45	4155.96	155.85
7.7	4295.42	161.08
7.95	4434.88	166.31
8.2	4574.34	171.54
8.45	4713.81	176.77
8.7	4853.27	182.00
8.95	4992.73	187.23
9.2	5132.19	192.46

Se incorpora también al modelo la presión por sobrecarga:

$$K_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.271$$

$$K_a \cdot q_s = 0.829 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Se tienen los siguientes resultados de fuerza cortante de diseño:

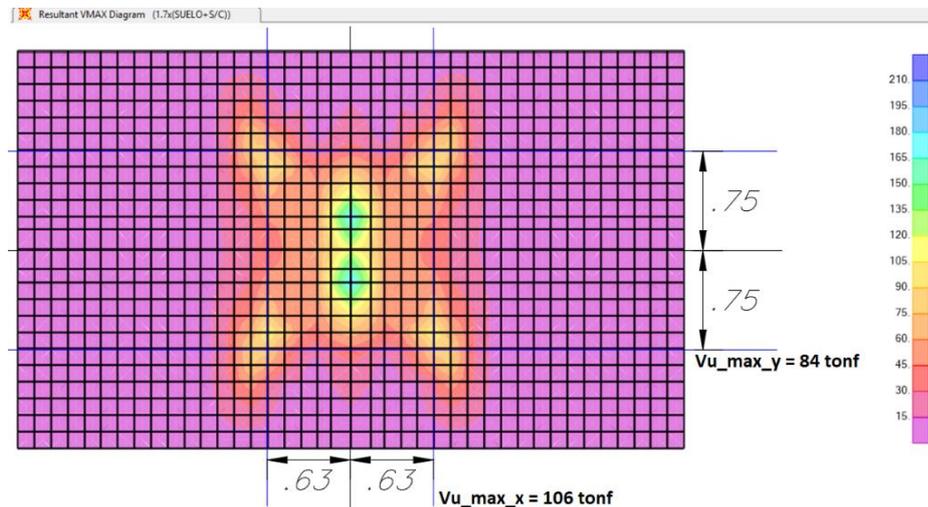


Figura 179: Resultados de fuerza cortante máxima de diseño (tonf) y revisión de los valores a las distancias “x” e “y, para el 3° nivel de anclajes”.

Fuente: Elaboración propia.

La fuerza cortante a una distancia $d_c/2$ de la cara del apoyo vale $V_u = 140 \text{ tonf}$ y se verifica que es menor que la fuerza cortante resistente de la pantalla $V_n = 189.3 \text{ tonf}$, por lo tanto se verifica que el diseño es satisfactorio y se concluye que se puede usar un ábaco típico de $1.25m \times 1.50m$ para los tres niveles de anclaje. Con respecto al refuerzo por flexión, los resultados son bastante similares a los del segundo nivel:

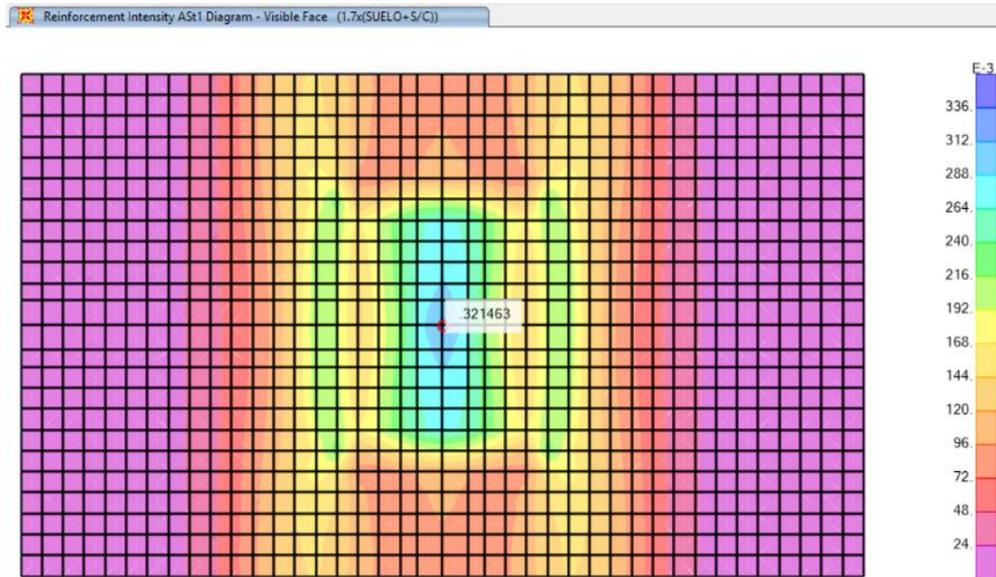


Figura 180: Diagrama de cuantías de acero longitudinal requerido, en la cara en contacto con el suelo, en la dirección X (cm^2/cm), para el 3° nivel de anclajes.

Fuente: Elaboración propia.

Se empleará el mismo armado que en el segundo nivel de anclajes, con la única diferencia que en este caso se adicionará un refuerzo de $\varnothing 3/8''@20\text{cm}$ tal como se muestra en la Figura 181.

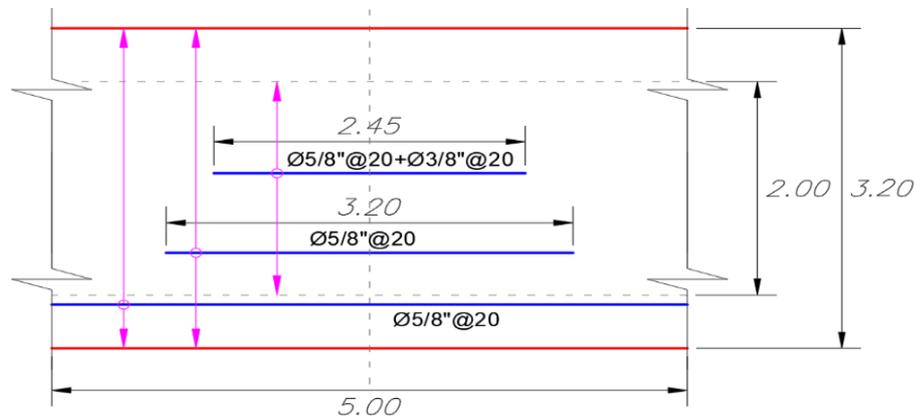


Figura 181: Esquema de armado de acero horizontal de la pantalla, mostrado en elevación, del lado en contacto con el suelo, para el 3° nivel de anclajes.

Fuente: Elaboración propia.

4.3.3 Diseño de la plancha base

Las dimensiones de largo y ancho de la plancha base fueron ya establecidas previamente, se realizará el cálculo del espesor típico de la plancha base para el caso más crítico, que corresponde al tercer nivel de anclajes (carga de diseño de 104.5 tonf). Las fuerzas mostradas a continuación no incluyen ningún factor de seguridad, puesto que serán amplificadas de acuerdo a la combinación de diseño.

Tercer nivel de anclajes

Se hallan las fuerzas en servicio

$$\text{Caso Estático} = \frac{104.5 \text{ tonf}}{1.3} = 80.385 \text{ tonf}$$

$$\text{Caso Estático+Sismo} = 120.37 \text{ tonf}$$

$$\text{Sismo solo} = 120.37 \text{ tonf} - 80.385 \text{ tonf} = 39.985 \text{ tonf}$$

Luego la fuerza de diseño será:

$$T_u := 1.6 \cdot (80.385 \text{ tonf}) + 39.985 \text{ tonf}$$

$$T_u = 168.601 \text{ tonf}$$

CÁLCULO DE LA PLANCHA BASE

Parámetros de Diseño:

$\phi_f := 0.90$ factor de reducción por flexión (según AISC-2015)

$F_y := 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ resistencia a la fluencia del acero de la plancha base

Dimensiones de la Placa de Apoyo:

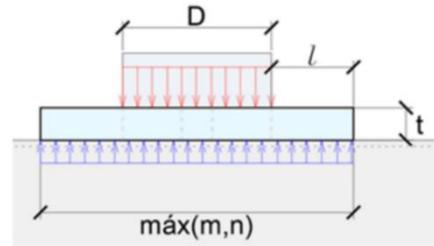
$m_p = 30 \text{ cm}$ ancho

$n_p = 30 \text{ cm}$ alto

$D := 15 \text{ cm}$ diámetro de la cabeza de anclaje

Fuerza máxima en el Anclaje:

$$T_u := 170 \text{ tonf}$$



Longitud de vuelo:

$$l := \max\left(\frac{m_p - D}{2}, \frac{n_p - D}{2}\right) = 0.075 \text{ m}$$

Espesor mínimo de plancha:

$$t_{\min} := l \cdot \sqrt{\frac{0.2 \cdot T_u}{\phi_f \cdot F_y \cdot m_p \cdot n_p}} \cdot \left(\frac{\text{kgf m}^2}{\text{tonf} \cdot \text{cm}^2}\right) = 0.031 \text{ m}$$

$$t_{\min} = 3.055 \text{ cm}$$

usar: $t := 4 \text{ cm}$

4.3.4 Cálculo de elongaciones en los tendones

Se hace uso de torones de diámetro 0.5", grado 270 de baja relajación, se asumió que estos trabajarán a una carga máxima de 9.5 tonf (basado en los resultados mostrados en 1.3.1.1d).

Se muestra a continuación de manera demostrativa, el cálculo detallado de las elongaciones para el primer nivel de anclajes:

RIGIDEZ DEL TENDÓN DE PRETENSAR

Parámetros de Diseño:

$D := 0.5 \text{ in}$ diámetro del cable a usar

$A_s := 98.7 \text{ mm}^2$ área de la sección transversal del cable

$E_s := 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ Módulo de elasticidad del acero de los cables.

$L_L := 7 \text{ m}$ Longitud libre del cable

$L_b := 7 \text{ m}$ Longitud del bulbo

$n_{\text{cables}} := 9$

$L_{L_A} := L_L + \frac{L_b}{2} = 10.5 \text{ m}$ Longitud libre aparente

$k_s := \frac{A_s \cdot E_s'}{L_{L_A}} = 191.707 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$ Rigidez elástica de un cable

$K_{\text{tendon}} := n_{\text{cables}} \cdot k_s = 1.692 \times 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Rigidez elástica del tendón

$$K_{\text{tendon}} = 1.725 \times 10^3 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

ELONGACIÓN DEL TORÓN (Ley de Hooke)

$T_D := 85.5 \text{ tonf}$ fuerza de diseño, calculada previamente

Cálculo de la fuerza sin pérdidas de presfuerzo

$T_0 := \frac{T_D}{0.96} = 89.063 \cdot \text{tonf}$ considerando pérdidas del 4%

Luego:

Elongación₀ := $\frac{T_0}{K_{\text{tendon}}} = 51.62 \text{ mm}$

Acuñamiento := 6mm

Elongación_{total} := Elongación₀ + Acuñamiento = 0.058 m

Elongación_{total} = 57.62 mm

De manera análoga se realiza el cálculo para los siguientes niveles de anclaje, los resultados se muestran en la Tabla 20:

Tabla 20: Elongaciones calculadas para la ejecución en obra de cada tendón.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel de anclaje	Profundidad (m)	Fza. Diseño (tonf)	Ø cable	N° cables	Longitud Libre	Longitud bulbo	Ktendon (tonf/m)	Acuñamiento	Elongación Total
1	1.80	85.5	0.5"	9	7.0	7.0	1725.0	6 mm	58 mm
2	4.35	85.5	0.5"	9	5.5	7.0	2013.0	6 mm	50 mm
3	7.25	104.5	0.5"	11	5.0	8.5	2394.0	6 mm	51 mm

4.4 SELECCIÓN DEL NIVEL DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

Para este ejemplo en particular se considerará que la agresividad corrosiva del suelo es desconocida y que por lo tanto, de acuerdo al diagrama mostrado en la Figura 85, se establece el nivel de protección clase II.

Ya que normalmente la ejecución de los sótanos de este tipo de proyectos toma solamente algunos meses, la protección clase II será más que suficiente para atender los riesgos de corrosión en tan corto periodo. En la Tabla 21 y la Figura 182.

Tabla 21: Requisitos mínimos de protección contra la corrosión para el proyecto.

Fuente: Elaboración propia.

Clase	Requerimientos mínimos de Protección		
	Anclaje	Longitud Libre	Bulbo
II (Tendón protegido por grout)	- Trompeta.	- Se cubrirán los torones con vainas lisas rellenas con grasa.	Grout

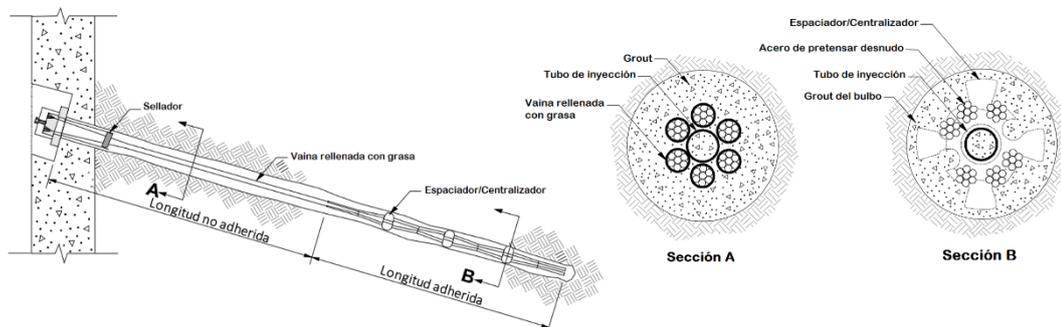


Figura 182: Esquema de requerimientos mínimos de protección contra la corrosión para el proyecto.

Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES

- El diseño geotécnico debería realizarse de manera conjunta y coordinada con el diseño estructural, pues ambas etapas son interdependientes (por ejemplo, un parámetro requerido para el cálculo geotécnico de las deformaciones y presiones de suelo es la rigidez del muro; si se modifica el espesor de la pantalla durante el diseño estructural, varía también la rigidez de la misma, esto repercutirá sobre las deformaciones laterales del suelo, por tanto afectará también a las presiones y finalmente a las fuerzas de anclaje).
- Es necesario un mayor estudio y adaptación de las metodologías de diseño de muros pantalla (con empotramiento) a muros anclados (sin empotrar), puesto que casi toda la bibliografía y software para muros con anclajes esta avocada al diseño de muros con empotramiento constante.
- Es necesario incluir en la norma peruana de suelos indicaciones específicas referidas a los métodos de cálculo que se pueden emplear y los respectivos valores de parámetros como factores de seguridad, debido a que al existir diversas alternativas de cálculo, los parámetros usados deben ser coherentes con el método a emplearse.
- Es necesario incluir en la norma peruana de suelos mayores indicaciones referidas al análisis sísmico de muros anclados, puesto que no se especifica los métodos que pueden usarse, ni valores de parámetros sensibles como la fracción de la aceleración del suelo que se debiera emplear, esto puede generar resultados engañosos de factores de seguridad y por tanto estructuras inseguras.
- Se concluye que el método simplificado para el diseño de muros anclados genera diseños seguros ante las probables fallas del talud, esto se respalda en los resultados de los **36** casos de diseño calculados aplicando el método simplificado RIGID 1, donde se obtuvo que los diseños cumplen con el nivel de seguridad normado por NTE.E050 (factor de seguridad a la estabilidad global mayor a **1.5** por el método de equilibrio límite), esto fue corroborado con el apoyo del software *Slide* en cada caso.
- Se concluye que el método simplificado genera valores seguros y también economizados al emplear un $FS_{\phi} = 1.3$ (caso de “economía y seguridad”), esto se demostró comparando los resultados de fuerza total de anclaje de **12** casos de diseño, donde se obtuvo las fuerzas optimizadas con el apoyo del software

Slide y se comparó con los valores hallados empleando el método simplificado, resultando ser muy similares cuando se usa un $FS_{\phi} = 1.3$, habiendo una diferencia promedio de fuerzas totales de anclaje de solo **10.1%**.

- Se concluye que el método simplificado genera resultados confiables en cuanto al control de deformaciones del suelo hasta 4 niveles de anclaje, para mayor número de niveles se sigue manteniendo la seguridad, sin embargo, en estos casos es recomendable emplear otras herramientas de cálculo que permitan evaluar a más detalle las deformaciones, sobre todo si el proyecto es restrictivo en cuanto a ello.
- Se concluye que es posible reducir el espesor de la pantalla al implementar ensanches en las zonas que se requiera (zona donde se instala el anclaje y la región contigua), esto permite tener muros de menor espesor que los que usualmente se construyen, permitiendo esto optimizar la cantidad de concreto a emplearse.
- Se concluye que se pueden generalizar las labores de investigación del suelo que se especifican para muros pantalla (muros con empotramiento constante) y que figuran en la mayor parte de normas extranjeras y bibliografía, para su aplicación a los muros anclados (muros sin empotramiento), puesto que aplican principios de cálculo análogos y se emplean los mismos parámetros físicos del suelo.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar más estudios referidos específicamente a muros anclados (muros sin empotramiento) respecto a los métodos de cálculo, ensayos, etc., por ser uno de los principales sistemas de estabilización de taludes en el Perú, puesto que la norma peruana se basa principalmente en indicaciones tomadas de normas extranjeras y bibliografía referida a muros pantalla (muros con empotramiento constante).
- Se recomienda una actualización de la norma peruana de suelos E.050 en lo referido a muros anclados, puesto que la norma actual deja varios puntos sin especificar en cuanto a análisis, espaciamientos, etcétera; además que se basa principalmente en bibliografía referida a muros pantalla.
- Se recomienda realizar investigación referida al espaciamiento horizontal máximo entre anclajes, puesto que dicha distancia no presenta un valor máximo normado y la ejecución de anclajes espaciados a distancias grandes pudiera afectar al comportamiento general del muro.
- Se recomienda mayor investigación referida al análisis sísmico en muros anclados y mayor discusión de este tema en la normativa peruana, ya que actualmente la norma de suelos E.050 no provee indicaciones respecto a métodos de cálculo ni a parámetros sensibles como la fracción de la aceleración máxima del suelo (parámetro necesario para realizar el análisis sísmico).
- Se recomienda realizar investigación referida a los factores de amplificación de carga usados para el análisis estructural de un muro anclado, puesto que en la ejecución de estas estructuras no existe mucha variabilidad de la carga estática de suelo y que sin embargo la norma peruana exige amplificarla por 1.7, no existiendo diferenciación con las sobrecargas.
- Se recomienda la inclusión estandarizada de los diversos métodos de cálculo de muros anclados a la norma peruana, de tal manera que se pueda asignar sendos factores de amplificación, factores de reducción y factores de seguridad coherentes a cada método y al periodo de permanencia del muro anclado.
- Para muros anclados de más de 4 niveles de anclaje se recomienda modelamientos del suelo con elementos finitos bidimensionales o tridimensionales, de tal manera que permita evaluar con mayor precisión las deformaciones en el suelo y controlarlas.

- Se recomienda mayor estudio referido a las labores de investigación del suelo avocadas específicamente a muros anclados, y su inclusión detallada en la norma peruana de suelos.
- Se recomienda tener cuidado al emplear softwares de cálculo geotécnico para el modelamiento de muros anclados, puesto que la mayoría de estos están programados para evaluar las presiones de suelo considerando un empotramiento constante de la pantalla (caso de muro pantalla) y no para considerar un muro que en todas sus etapas de excavación trabaja en voladizo. Se recomienda tomar en cuenta los alcances presentados en 3.1.8.1.

BIBLIOGRAFÍA

- Abraham, "Three Dimensional Behavior of Retaining Wall Systems", Louisiana State University, 2007.
- American Association of State Highway and Transportation Officials, "Norma: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, 2017.
- American Concrete Institute, "Norma ACI 318-2014, Código de Diseño de Concreto Armado", American Concrete Institute, Míchigan, 2014.
- American Institute of Steel Construction, "Norma AISC 360-2016, Especificaciones para Edificios de Acero Estructural", American Institute of Steel Construction, Chicago, 2016.
- American Society for Testing and Materials, "Norma ASTM A-416/A416M-06, Especificación Normalizada para Torón de Acero, de Siete Alambres Sin Recubrimiento para Concreto Preesforzado", American Society for Testing and Materials, 2006.
- American Society for Testing and Materials, "Norma ASTM D6230-98 (Reaprobada el 2005): Standard Test Method for Monitoring Ground Movement Using Probe-Type Inclinometers", American Society for Testing and Materials, 2005.
- Azene, Ebeling, Strom, "ERDC/ITL TR-02-9: Simplified Procedures for the Design of Tall, Flexible Anchored Tieback Walls", US Army Corps of Engineers, 2002.
- Briaud, Cording, D.E, E.J., J.H., Long, Mueller, Powers, Weatherby, W.F., "FHWA-RD-98-067: Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor Walls, Volume III - Model-Scale Wall Tests and Anchor Tests and Ground Anchor Tests", US Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1998.
- Cerna Díaz, Alfonso Armando, "Análisis y Diseño de Muros Anclados para Estabilización de Excavaciones Profundas", Tesis para optar el Título Profesional FIC-UNI, Lima, 2011.
- Ebeling, Strom, "ERDC/ITL TR-01-1: State of the Practice in the Design of Tall, Stiff, and Flexible Tieback Retaining Walls", US Army Corps of Engineers, 2001.
- Ebeling, Strom, "ERDC/ITL TR-02-11: Methods Used in Tieback Wall Design and Construction to Prevent Local Anchor Failure, Progressive Anchorage Failure and Ground Mass Stability Failure", US Army Corps of Engineers, 2002.

- Fine Software, "GEO5 - Guía de Usuario", Fine Ltd, 2018.
- Fisher, Kloiber, "Base Plate and Anchor Rod Design", American Institute of Steel Construction, 2006.
- Kavazanjian, Wang, Martin, Shamsabadi, Lam, Dickenson, Hung, "FHWA-NHI-11-032: Geotechnical Engineering Circular No. 3, LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations-Reference Manual", US Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1999.
- Long, J.H., Weatherby, D.E., y Cording, E.J., "FHWA-RD-98-065: Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor Walls, Volume I - Current Practice and Limiting Equilibrium Analyses", US Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1998.
- Mayne, Barry, Dejong, "FHWA- NHI-01-031: Subsurface Investigations-Geotechnical Site Characterization", US Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2002.
- McManus, "EQC Research Report 06/517: Earthquake Resistant Design of Tied-Back Retaining Structures", Pacific Geotech, Upper Riccarton, 2008.
- McManus, "NZSEE Conference: Earthquake Resistant Design of Tied-Back Retaining Structures", Wellington, 2009.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, "Norma E.050 Suelos y Cimentaciones", Norma Técnica de Edificación, Lima, 2018.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, "Norma E.060 Concreto Armado", Norma Técnica de Edificación, Lima, 2009.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, "Norma E.090 Estructuras Metálicas", Norma Técnica de Edificación, Lima, 2006.
- National Cooperative Highway Research Program, "NCHRP 12-70: Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments", National Cooperative Highway Research Program, 2008.
- Nilson, "Diseño de Estructuras de Concreto, versión en español", 1999.
- Pérez, "Anclajes y Sistema de Anclajes", Universidad Tecnológica Nacional, F.R.B.A, 2004.
- Post-Tensioning Institute, "Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors", Post-Tensioning Institute, New Jersey, 2004.

- Sabatini, Pass, Bachus, "FHWA-IF-99-015: Geotechnical Engineering Circular No. 4, Ground Anchors and Anchored Systems", US Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1999.

ANEXOS

Planos de detalle del ejemplo realizado en el CAPÍTULO IV:

- T-01: Proceso constructivo del muro anclado.
- T-02: Especificaciones y detalles para la ejecución de anclajes.
- T-03: Especificaciones técnicas y Detalles de armado del muro I.
- T-04: Detalles de armado del muro II.
- T-05: Detalles de armado del muro III.