

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



**TESIS**

**“ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL ANCLAJE  
PASIVO Y ACTIVO DEL REFORZAMIENTO DE LA  
FUNDACIÓN DEL RESERVOIRIO APOYADO - CERRO  
CANDELA - IMPERIAL – CAÑETE”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR**

**JUAN CARLOS MUÑANTE SOLIS**

**ASESOR**

**ING. GERMAN WALTER TELLO PALACIOS**

**Lima - Perú**

**2021**

La presente tesis está dedicada a Alicia Solis Espinoza y José Eugenio Muñante Ore; mis padres, por su apoyo incondicional y su amor latente en los diferentes escenarios de la vida.

A mis hermanos; Nataly y José, por sus palabras de aliento y sus abrazos que con cariño supieron darme las fuerzas suficientes para no rendirme en el trayecto de mis objetivos.

A mis familiares y amigos, por su amistad, cariño y comprensión.

Y a mis futuras generaciones; que este trabajo sirva de enseñanza, que uno de los valores principales en la vida, es la perseverancia y la constancia para alcanzar tus metas trazadas.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b> .....	<b>4</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>5</b>
<b>PRÓLOGO</b> .....	<b>6</b>
<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	<b>7</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>10</b>
<b>LISTA DE GRÁFICOS</b> .....	<b>25</b>
<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>28</b>
1.1. ANTECEDENTES REFERENCIALES .....	28
1.2. PLANTEAMIENTO DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	29
1.3. OBJETIVOS .....	30
1.4. HIPÓTESIS .....	30
<b>CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL</b> .....	<b>31</b>
2.1. INTRODUCCIÓN.....	31
2.2. GENERALIDADES .....	31
2.2.1. Mecanismos de Falla.....	32
2.2.2. Formación de Superficie de Falla .....	34
2.2.3. Factor de Seguridad .....	35
2.3. MÉTODOS DE CALCULO PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES ....	36
2.3.1. Métodos de Equilibrio Limite.....	36
2.3.1.1. <i>Método de Fellenius</i> .....	37
2.3.1.2. <i>Método de Bishop Modificado</i> .....	39
2.3.1.3. <i>Método de Janbu</i> .....	40
2.3.1.4. <i>Método de Spencer</i> .....	41
2.3.1.5. <i>Método de Morgenstern y Price</i> .....	42
2.3.2. Métodos de Estabilidad de Taludes mediante Métodos Numéricos .....	43
2.3.2.1. <i>Método de Elementos Finitos</i> .....	43
2.4. ANÁLISIS PSEUDO ESTÁTICO Y DEFORMACIONES POR SISMOS	44
2.4.1. Metodo Pseudo - Estático.....	44
2.4.2. Método de Newmark .....	49
2.4.3. Método de Makdisi y Seed .....	50
<b>CAPÍTULO III: ESTABILIDAD DE TALUDES MEDIANTE ANCLAJES</b>	
<b>ACTIVOS Y PASIVOS</b> .....	<b>51</b>
3.1. INTRODUCCIÓN.....	51

3.2.	GENERALIDADES .....	51
3.3.	PARTES DE UN ANCLAJE .....	53
3.3.1.	Zona de Anclaje.....	53
3.3.2.	Zona Libre .....	54
3.3.3.	Cabeza y Placa de Apoyo .....	54
3.4.	TIPOS DE ANCLAJES .....	55
3.4.1.	Anclajes Pasivos .....	57
3.4.1.1.	<i>Los Clavos</i> .....	58
3.4.2.	Anclajes Activos .....	63
3.4.2.1.	<i>Mecanismo de Funcionamiento de los Anclajes</i> .....	65
3.4.2.2.	<i>Proceso Constructivo de los Anclajes</i> .....	68
3.4.2.3.	<i>Consideraciones de Diseño</i> .....	69
3.4.2.4.	<i>Diseño de Estructuras Ancladas</i> .....	79
<b>CAPÍTULO IV: COMPORTAMIENTO NUMÉRICO DE ANCLAJES PASIVOS Y ACTIVOS .....</b>		<b>80</b>
4.1.	INTRODUCCIÓN.....	80
4.2.	ANTECEDENTES DE CÁLCULOS Y DISEÑO DE ANCLAJES.....	80
4.3.	MÉTODOS DE CÁLCULO PARA LA CARGA ADMISIBLE.....	83
4.3.1.	Método Tradicional para “Pali Radice” .....	83
4.3.2.	Método de Bustamante.....	83
4.3.3.	Propuesta de Habib.....	91
4.3.4.	Método de Cálculo para Anclajes en Rocas .....	91
4.3.5.	Método de Littlejohn .....	93
4.3.6.	Método de Ostermayer .....	96
4.3.7.	Factor de eficiencia en la longitud de Anclaje .....	97
4.4.	EMPUJE DE TIERRAS.....	98
4.4.1.	Teoría de Rankine para Presiones Activas y Pasivas .....	98
4.4.1.1.	<i>Diagramas de Presiones de Rankine</i> .....	102
4.4.2.	Teoría de Coulomb.....	103
4.5.	DIAGRAMA DE PRESIONES EN LOS ANCLAJES.....	104
<b>CAPÍTULO V: EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL SUELO DE FUNDACIÓN CON ANCLAJES – CASO ESTUDIADO.....</b>		<b>107</b>
5.1.	INTRODUCCIÓN.....	107
5.2.	DESCRIPCIÓN DEL AREA DE ESTUDIO.....	107
5.3.	ESTUDIOS BÁSICOS .....	108
5.3.1.	Estudios Topográficos .....	108
5.3.2.	Estudios de Mecánica de Suelos.....	110

5.4.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD .....	112
5.4.1.	Análisis Estático .....	113
5.4.1.1.	<i>Análisis Estático del Terreno en Estado Natural</i> .....	113
5.4.1.2.	<i>Análisis Estático del talud sometido a Cargas de Gravedad</i> .....	114
5.4.2.	Análisis Pseudo-Estático .....	117
5.4.2.1.	<i>Análisis Pseudo - Estático del Terreno en Estado Natural</i> ...	117
5.4.2.2.	<i>Análisis Pseudo-Estático del talud sometido a todas las Cargas Participativas</i> .....	119
5.4.3.	Análisis de Estabilidad del talud con el Uso de Anclajes.....	120
5.4.3.1.	<i>Análisis de Estabilidad con Anclajes Activos</i> .....	121
5.4.3.2.	<i>Análisis de Estabilidad con Anclajes Pasivos</i> .....	122
5.5.	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.....	123
5.5.1.	Análisis de los Resultados para Anclajes Activos .....	124
5.5.2.	Análisis de los Resultados para Anclajes Pasivos .....	130
5.5.3.	Análisis Comparativo de los Resultados para Anclajes Activos y Pasivos.....	136
5.6.	CÁLCULO DE BULBOS DE ANCLAJES .....	139
	<b>CONCLUSIONES</b> .....	<b>143</b>
	<b>RECOMENDACIONES</b> .....	<b>146</b>
	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>147</b>
	<b>ANEXOS</b> .....	<b>149</b>

## RESUMEN

El presente proyecto de Tesis, se centra en desarrollar un estudio detallado y comparativo de los comportamientos de los anclajes pasivos y activos como método de sostenimiento en un talud dado. En este caso se eligió como campo de estudio el Cerro Candela que se encuentra ubicado en el distrito de Imperial, en la provincia de Cañete, Lima.

A partir de los estudios de mecánica de suelos realizados en este sector, y de los estudios topográficos en las que se describe la morfología del terreno; se genera dos perfiles longitudinales en las que se selecciona el perfil con mayor pendiente y mayor riesgo de inestabilidad; adicionalmente a este perfil se les somete a planos de cortes y rellenos que simulan, los trabajos de habilitación urbana que se producirán en el futuro. Es en este escenario que se comienza a realizar modelamientos del talud y se analiza con ayuda del software SLIDE, bajo diferentes estados del terreno, como en estado natural estático (sin someterlo cargas externas), como también en estado estático con cargas y finalmente un análisis bajo el estado dinámico; todo esto, con la finalidad de obtener información de su estabilidad conociendo su factor de seguridad y que a su vez nos servirá de puntos comparativos con los métodos de sostenimientos estudiados.

Los estudios finalizan y se concentran en los análisis de los anclajes pasivos y activos de cada muro de sostenimiento y en el análisis global de cada método de anclaje; para realizar cuadros comparativos y hallar finalmente valores que nos puedan determinar las diferencias entre un método y el otro, los cuales son descritos en las conclusiones del presente proyecto.

## ABSTRACT

This thesis project focuses on developing a detailed and comparative study of the behavior of passive and active anchors as a method of support on a given slope. In this case, Cerro Candela, located in the district of Imperial, in the province of Cañete, Lima, was chosen as the field of study.

From the studies of soil mechanics carried out in this sector, and from the topographic studies in which the morphology of the terrain is described; two longitudinal profiles are generated in which the profile with the steepest slope and the highest risk of instability is selected; In addition to this profile, they are subjected to cutting and filling plans that simulate the urban rehabilitation works that will be produced in the future. It is in this scenario that the slope modeling begins and is analyzed with the help of the SLIDE software, under different states of the terrain, as in a static natural state (without subjecting it to external loads), as well as in a static state with loads and finally an analysis under the dynamic state; all this, in order to obtain information on its stability knowing its safety factor and which in turn will serve as comparative points with the support methods studied.

The studies conclude and focus on the analysis of the passive and active anchorages of each supporting wall and on the global analysis of each anchoring method; to make comparative tables and finally find values that can determine the differences between one method and the other, which are described in the conclusions of this project.

## PRÓLOGO

Esta tesis fue realizada con el objetivo de realizar un pequeño aporte al estudio de los diferentes métodos de estabilización de taludes, teniendo como principio fundamental la utilización de los anclajes activos y pasivos, en un determinado escenario y bajo condiciones establecidas de suelo y morfología de terreno.

La necesidad de establecimientos urbanos en diferentes localidades, incluyendo en las laderas de los cerros y posteriormente en taludes formados para las habilitaciones urbanas en estos lugares, obligan a realizar algunas obras de estabilización de taludes para mitigar el impacto que pueda producir las acciones de las cargas externas sobre ellas. Es por esto, que se busca también la utilización de nuevas técnicas de estabilización, y con ello a su vez, obliga a que estas técnicas sean estudiadas de mejor manera, para posteriormente el personal técnico encargado de realizar estos proyectos tenga un mejor panorama de decisión respecto a la utilización de estas técnicas.

Por estas razones, la presente tesis busca, con cuadros, tablas y resultados numéricos y comparativos; aportar y ampliar el campo de estudio sobre estas técnicas de estabilización que se vienen utilizando hace muchos años, en la ingeniería.



## LISTA DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
TABLA N° 2.1: Clasificación de los tipos de movimientos según Varnes (1978).	33
TABLA N° 2.2: Valores recomendados de K para el análisis pseudo estático (Abramson y otros, 2002).	46
TABLA N° 2.3: Magnitud de la amenaza sísmica de acuerdo con la deformación calculada por el método de Newmark (Miles y Keefer, 2001; Yang, 2007).	51
TABLA N° 3.1: Resistencia Media al deslizamiento de bulbos inyectados (Muzás, 1980).	55
TABLA N° 3.2: Características mecánicas de barras, cordones y alambres según Pfister y otros (1982).	73
TABLA N° 3.3: Resistencia última de tendones para anclajes.	74
TABLA N° 3.4: Factores típicos que afectan la transferencia de esfuerzos en bulbos de diámetros pequeños (Sabatini, 1999).	79
TABLA N° 4.1: Coeficientes utilizados en la fórmula de Lizzi (1985).	84
TABLA N° 4.2: Coeficientes $\alpha$ de incremento del diámetro $D_n$ ( $D_s = \alpha * D_n$ ) de un micropilote inyectado (Bustamante 1996).	88
TABLA N° 4.3: Tamaño aproximado del bulbo en suelos no cohesivos.	95
TABLA N° 5.1: Resultados del análisis del estudio de mecánica de suelos.	112
TABLA N° 5.2: Valores de factor de seguridad, del análisis estático en el talud en estado natural (Elaboración propia).	114

TABLA N° 5.3:	Valores de factor de seguridad, del análisis estático locales y globales en el talud bajo cargas gravedad (Elaboración propia).	117
TABLA N° 5.4:	Valores de factor de seguridad, del análisis pseudo estático en el talud en estado natural.	119
TABLA N° 5.5:	Valores de factor de seguridad, del análisis pseudo estático locales y globales en el talud bajo cargas de gravedad y cargas sísmicas.	120
TABLA N° 5.6:	Valores de factor de seguridad > 1.00, del análisis global del talud con anclajes activos, bajo los diferentes escenarios (Elaboración propia).	122
TABLA N° 5.7:	Valores de factor de seguridad > 1.25, del análisis global del talud con anclajes activos, bajo los diferentes escenarios (Elaboración propia).	123
TABLA N° 5.8:	Valores de factor de seguridad > 1.00, del análisis global del talud con anclajes pasivos, bajo los diferentes escenarios (Elaboración propia).	124
TABLA N° 5.9:	Valores de factor de seguridad > 1.25, del análisis global del talud con anclajes pasivos, bajo los diferentes escenarios (Elaboración propia).	124
TABLA N° 5.10:	Valores de cargas ultimas de anclajes (Ton), de acuerdo al ángulo de inclinación del anclaje y de la separación de ellas. (Elaboración Propia).	125
TABLA N° 5.11:	Valores de cargas últimas de anclajes pasivos (Ton), de acuerdo al ángulo de inclinación del anclaje y de la separación entre ellas. (Elaboración Propia).	131
TABLA N° 5.12:	Valores de longitudes de bulbos de anclajes activos (m), calculados según el Método de Bustamante (Elaboración Propia).	142
TABLA N° 5.13:	Valores de longitudes de anclajes pasivos que sobrepasan la superficie de falla (m), calculados	143

según el Método de Bustamante (Elaboración Propia).

## LISTA DE FIGURAS

		<b>Pág.</b>
FIGURA N° 2.1:	Equilibrio de fuerzas en un talud (Suarez, 2009).	34
FIGURA N° 2.2:	Esquema del proceso de falla progresiva en arcillas (Petley, 2005).	36
FIGURA N° 2.3:	Esquema de los métodos de estabilidad de taludes.	37
FIGURA N° 2.4:	Fuerzas que actúan sobre una dovela.	39
FIGURA N° 2.5:	Fuerzas que actúan sobre una dovela en el Método de Bishop Simplificado.	40
FIGURA N° 2.6:	Diagrama para el cálculo del factor $f_0$ en el Método de Janbu.	42
FIGURA N° 2.7:	Componentes actuantes en una dovela en el Método de Spencer.	43
FIGURA N° 2.8:	Malla típica de elementos finitos en el análisis de dos dimensiones.	45
FIGURA N° 2.9:	Método del Análisis Pseudo – Estático.	46
FIGURA N° 2.10:	Coeficientes Sísmicos propuestos para presas pequeñas y medianas (Ruesta, P., Díaz, J. y Alva, J., 1988).	48
FIGURA N° 2.11:	Mapa de isoaceleraciones sísmicas para un 10% de excedencia en 50 años (Alva, J. y Castillo, J., 1993).	49
FIGURA N° 2.12:	Metodología del análisis sísmico según Newmark.	50
FIGURA N° 3.1:	Utilización de anclajes Soil Nailing en el Proyecto Línea Amarilla – Lima – Perú.	53
FIGURA N° 3.2:	Partes de un Anclaje (Ucar, 2002).	56

FIGURA N° 3.3:	Anclajes provisionales (Fuente: Ficha Técnica DYWIDAG – SYSTEMS INTERNATIONAL – DSI).	57
FIGURA N° 3.4:	Anclajes permanentes (Fuente: Ficha Técnica DYWIDAG – SYSTEMS INTERNATIONAL – DSI).	57
FIGURA N° 3.5:	Gráfico de carga deformación en anclajes pasivos y activos (Leoni, 2002).	58
FIGURA N° 3.6:	Tipo de clavos.	60
FIGURA N° 3.7:	Procedimiento típico del sistema de clavos (Porterfield, 2004).	64
FIGURA N° 3.8:	Muros anclados en excavaciones profundas (Obra: Residencial Park Tower – Surquillo, Lima).	65
FIGURA N° 3.9:	Algunos modos de falla (Sabatini, 2009).	68
FIGURA N° 3.10:	Anclajes por medio de tendones de acero (Fuente: Ficha Técnica DYWIDAG – SYSTEMS INTERNATIONAL – DSI).	71
FIGURA N° 3.11:	Anclajes por medio de Varillas de alta resistencia (Fuente: Ficha Técnica DYWIDAG – SYSTEMS INTERNATIONAL – DSI).	71
FIGURA N° 3.12:	La longitud total del anclaje debe garantizar un factor de seguridad tanto para la superficie potencial de falla antes de la puesta del anclaje y para la falla crítica detrás de los anclajes.	76
FIGURA N° 3.13:	Clasificación de anclajes de acuerdo a la presión de inyección (Modificado de Littlejohn, 1990).	78
FIGURA N° 4.1:	Clasificación de los pilotajes (AETESS, 2000).	83
FIGURA N° 4.2:	Gráfico de resultados en ensayos de presiometría de Menard (Leoni, 2002).	85
FIGURA N° 4.3:	Tabla de estimación de Presión Límite de suelo, con el ángulo de fricción interna.	86

FIGURA N° 4.4:	Representación esquemática de un anclaje y de un micropilote. Nomenclatura para el cálculo por el Método de Bustamante (1985).	87
FIGURA N° 4.5:	Ábacos de Bustamante para la determinación de la resistencia unitaria por el fuste $q_s$ en diversos suelos (IRS – 1, IGU - 2).	90
FIGURA N° 4.6:	Ábacos de Bustamante para la determinación de la resistencia unitaria por el fuste $q_s$ en algunas rocas (IRS – 1, IGU - 2).	91
FIGURA N° 4.7:	Ábacos de Habib (1989). Adherencia para arenas y gravas. Adherencia para limos y arcillas. Adherencia para rocas alteradas o fracturadas.	93
FIGURA N° 4.8:	Influencia de la presión de inyección en la capacidad última de anclajes en distintos tipos de suelos (Jorge, 1970).	96
FIGURA N° 4.9:	Capacidad última en función de la longitud de adherencia para distintos tipos de suelos (Ostermayer y Scheele, 1977).	97
FIGURA N° 4.10:	Reducción de la Eficiencia del anclaje vs la longitud del bulbo de anclaje (Barley, 1995).	98
FIGURA N° 4.11:	Condición del suelo en reposo (a), activa (b) y pasiva (c).	100
FIGURA N° 4.12:	Representación de los esfuerzos principales en el Circulo de Mohr.	101
FIGURA N° 4.13:	Representación de los esfuerzos principales en el Circulo de Mohr.	101
FIGURA N° 4.14:	Diagramas de presiones y empujes activos (a) y pasivos (b).	104
FIGURA N° 4.15:	Representación de la cuña de suelo y el equilibrio de fuerzas para el cálculo de empujes pasivos y activos de Coulomb.	104

FIGURA N° 4.16:	Diagramas de Presiones inducidas por las deformaciones del muro flexible. Henry (1986).	106
FIGURA N° 4.17:	Diagramas de Presión aparente propuesta por Terzaghi y Peck (1967). a) Arena Seca o Húmeda, b) y c) arcillas.	106
FIGURA N° 4.18:	Diagramas de presión aparente para Arenas FHWA (1999). a) Diagrama para un nivel de ancla y b) Diagrama para diferentes niveles.	107
FIGURA N° 4.19:	Diagramas de presión aparente para Arcillas firmes y duras FHWA (1999). a) Diagrama para un nivel de ancla y b) Diagrama para diferentes niveles).	107
FIGURA N° 5.1:	Imagen satelital de la localización de la zona de estudio del proyecto.	109
FIGURA N° 5.2:	Plano topográfico y cortes para perfiles longitudinales.	110
FIGURA N° 5.3:	Perfil longitudinal del corte A.	111
FIGURA N° 5.4:	Perfil longitudinal del corte B.	111
FIGURA N° 5.5:	Proyección de corte y relleno en el talud del Perfil longitudinal A (Elaboración Propia).	114
FIGURA N° 5.6:	Análisis estático del talud con el Método de Bishop.	150
FIGURA N° 5.7:	Análisis estático del talud con el Método de Spencer.	150
FIGURA N° 5.8:	Análisis estático del talud con el Método de Morgenster-Price.	151
FIGURA N° 5.9:	Análisis estático del "Muro 1" en estado natural bajo el Método de Bishop.	151
FIGURA N° 5.10:	Análisis estático del "Muro 2" en estado natural bajo el Método de Bishop.	152

FIGURA N° 5.11:	Análisis estático del “Muro 3” en estado natural bajo el Método de Bishop.	152
FIGURA N° 5.12:	Análisis estático del “Muro 4” en estado natural bajo el Método de Bishop.	153
FIGURA N° 5.13:	Análisis estático del “Muro 5” en estado natural bajo el Método de Bishop.	153
FIGURA N° 5.14:	Análisis Global estático del talud en estado natural bajo el Método de Bishop.	154
FIGURA N° 5.15:	Análisis estático del “Muro 1” en estado natural bajo el Método de Spencer.	154
FIGURA N° 5.16:	Análisis estático del “Muro 2” en estado natural bajo el Método de Spencer.	155
FIGURA N° 5.17:	Análisis estático del “Muro 3” en estado natural bajo el Método de Spencer.	155
FIGURA N° 5.18:	Análisis estático del “Muro 4” en estado natural bajo el Método de Spencer.	156
FIGURA N° 5.19:	Análisis estático del “Muro 5” en estado natural bajo el Método de Spencer.	156
FIGURA N° 5.20:	Análisis Global estático del talud en estado natural bajo el Método de Spencer.	157
FIGURA N° 5.21:	Análisis estático del “Muro 1” en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price.	157
FIGURA N° 5.22:	Análisis estático del “Muro 2” en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price.	158
FIGURA N° 5.23:	Análisis estático del “Muro 3” en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price.	158
FIGURA N° 5.24:	Análisis estático del “Muro 4” en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price.	159
FIGURA N° 5.25:	Análisis estático del “Muro 5” en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price.	159



FIGURA N° 5.26:	Análisis Global estático del talud en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price.	160
FIGURA N° 5.27:	Análisis Pseudo-estático del talud en estado natural bajo el Método de Bishop.	160
FIGURA N° 5.28:	Análisis Pseudo-estático del talud en estado natural bajo el Método de Spencer.	161
FIGURA N° 5.29:	Análisis Pseudo-estático del talud en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price.	161
FIGURA N° 5.30:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 1” en estado natural bajo el Método de Bishop.	162
FIGURA N° 5.31:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 2” en estado natural bajo el Método de Bishop.	162
FIGURA N° 5.32:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 3” en estado natural bajo el Método de Bishop.	163
FIGURA N° 5.33:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 4” en estado natural bajo el Método de Bishop.	163
FIGURA N° 5.34:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 5” en estado natural bajo el Método de Bishop.	164
FIGURA N° 5.35:	Análisis Global Pseudo-estático del talud en estado natural bajo el Método de Bishop.	164
FIGURA N° 5.36:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 1” en estado natural bajo el Método de Spencer.	165
FIGURA N° 5.37:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 2” en estado natural bajo el Método de Spencer.	165
FIGURA N° 5.38:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 3” en estado natural bajo el Método de Spencer.	166
FIGURA N° 5.39:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 4” en estado natural bajo el Método de Spencer.	166
FIGURA N° 5.40:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 5” en estado natural bajo el Método de Spencer.	167

FIGURA N° 5.41:	Análisis Global Pseudo-estático del talud en estado natural bajo el Método de Spencer.	167
FIGURA N° 5.42:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 1” en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price.	168
FIGURA N° 5.43:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 2” en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price.	168
FIGURA N° 5.44:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 3” en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price.	169
FIGURA N° 5.45:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 4” en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price.	169
FIGURA N° 5.46:	Análisis Pseudo-estático del “Muro 5” en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price.	170
FIGURA N° 5.47:	Análisis Global Pseudo-estático del talud en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price.	170
FIGURA N° 5.48:	Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 20^\circ$ ; $S = 3.00$ ml).	171
FIGURA N° 5.49:	Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 20^\circ$ ; $S = 2.00$ ml).	171
FIGURA N° 5.50:	Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 20^\circ$ ; $S = 1.00$ ml).	171
FIGURA N° 5.51:	Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 25^\circ$ ; $S = 3.00$ ml).	172
FIGURA N° 5.52:	Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 25^\circ$ ; $S = 2.00$ ml).	172
FIGURA N° 5.53:	Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 25^\circ$ ; $S = 1.00$ ml).	172
FIGURA N° 5.54:	Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 30^\circ$ ; $S = 3.00$ ml).	173

FIGURA N° 5.55:	Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 2.00 ml).	173
FIGURA N° 5.56:	Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 1.00 ml).	173
FIGURA N° 5.57:	Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 3.00 ml).	174
FIGURA N° 5.58:	Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 2.00 ml).	174
FIGURA N° 5.59:	Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 1.00 ml).	174
FIGURA N° 5.60:	Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 3.00 ml).	175
FIGURA N° 5.61:	Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 2.00 ml).	175
FIGURA N° 5.62:	Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 1.00 ml).	175
FIGURA N° 5.63:	Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 3.00 ml).	176
FIGURA N° 5.64:	Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 2.00 ml).	176
FIGURA N° 5.65:	Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 1.00 ml).	176
FIGURA N° 5.66:	Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 3.00 ml).	177
FIGURA N° 5.67:	Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 2.00 ml).	177
FIGURA N° 5.68:	Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 1.00 ml).	177
FIGURA N° 5.69:	Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 3.00 ml).	178

FIGURA N° 5.70:	Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 2.00 ml).	178
FIGURA N° 5.71:	Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 1.00 ml).	178
FIGURA N° 5.72:	Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 3.00 ml).	179
FIGURA N° 5.73:	Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 2.00 ml).	179
FIGURA N° 5.74:	Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 1.00 ml).	179
FIGURA N° 5.75:	Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 3.00 ml).	180
FIGURA N° 5.76:	Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 2.00 ml).	180
FIGURA N° 5.77:	Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 1.00 ml).	180
FIGURA N° 5.78:	Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 3.00 ml).	181
FIGURA N° 5.79:	Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 2.00 ml).	181
FIGURA N° 5.80:	Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 1.00 ml).	181
FIGURA N° 5.81:	Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 3.00 ml).	182
FIGURA N° 5.82:	Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 2.00 ml).	182
FIGURA N° 5.83:	Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 1.00 ml).	182
FIGURA N° 5.84:	Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 3.00 ml).	183

FIGURA N° 5.85:	Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 2.00 ml).	183
FIGURA N° 5.86:	Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 1.00 ml).	183
FIGURA N° 5.87:	Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 3.00 ml).	184
FIGURA N° 5.88:	Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 2.00 ml).	184
FIGURA N° 5.89:	Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 1.00 ml).	184
FIGURA N° 5.90:	Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 3.00 ml).	185
FIGURA N° 5.91:	Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 2.00 ml).	185
FIGURA N° 5.92:	Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 1.00 ml).	185
FIGURA N° 5.93:	Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 3.00 ml).	186
FIGURA N° 5.94:	Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 2.00 ml).	186
FIGURA N° 5.95:	Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 1.00 ml).	187
FIGURA N° 5.96:	Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 3.00 ml).	187
FIGURA N° 5.97:	Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 2.00 ml).	188
FIGURA N° 5.98:	Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 1.00 ml).	188
FIGURA N° 5.99:	Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 3.00 ml).	189

FIGURA N° 5.100:	Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 2.00 ml).	189
FIGURA N° 5.101:	Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 1.00 ml).	190
FIGURA N° 5.102:	Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 3.00 ml).	190
FIGURA N° 5.103:	Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 2.00 ml).	191
FIGURA N° 5.104:	Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 1.00 ml).	191
FIGURA N° 5.105:	Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 3.00 ml).	192
FIGURA N° 5.106:	Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 2.00 ml).	192
FIGURA N° 5.107:	Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 1.00 ml).	193
FIGURA N° 5.108:	Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 3.00 ml).	193
FIGURA N° 5.109:	Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 2.00 ml).	194
FIGURA N° 5.110:	Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 1.00 ml).	194
FIGURA N° 5.111:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 3.00 ml).	195
FIGURA N° 5.112:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 2.00 ml).	195
FIGURA N° 5.113:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 1.00 ml).	195
FIGURA N° 5.114:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 3.00 ml).	196

FIGURA N° 5.115:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 2.00 ml).	196
FIGURA N° 5.116:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 1.00 ml).	196
FIGURA N° 5.117:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 3.00 ml).	197
FIGURA N° 5.118:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 2.00 ml).	197
FIGURA N° 5.119:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 1.00 ml).	197
FIGURA N° 5.120:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 3.00 ml).	198
FIGURA N° 5.121:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 2.00 ml).	198
FIGURA N° 5.122:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 1.00 ml).	198
FIGURA N° 5.123:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 3.00 ml).	199
FIGURA N° 5.124:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 2.00 ml).	199
FIGURA N° 5.125:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 1.00 ml).	199
FIGURA N° 5.126:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 3.00 ml).	200
FIGURA N° 5.127:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 2.00 ml).	200
FIGURA N° 5.128:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 1.00 ml).	200
FIGURA N° 5.129:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 3.00 ml).	201

FIGURA N° 5.130:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 2.00 ml).	201
FIGURA N° 5.131:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 1.00 ml).	201
FIGURA N° 5.132:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 3.00 ml).	202
FIGURA N° 5.133:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 2.00 ml).	202
FIGURA N° 5.134:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 1.00 ml).	202
FIGURA N° 5.135:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 3.00 ml).	203
FIGURA N° 5.136:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 2.00 ml).	203
FIGURA N° 5.137:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 1.00 ml).	203
FIGURA N° 5.138:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 3.00 ml).	204
FIGURA N° 5.139:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 2.00 ml).	204
FIGURA N° 5.140:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 1.00 ml).	204
FIGURA N° 5.141:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 3.00 ml).	205
FIGURA N° 5.142:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 2.00 ml).	205
FIGURA N° 5.143:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 1.00 ml).	205
FIGURA N° 5.144:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 3.00 ml).	20



FIGURA N° 5.145:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 2.00 ml).	206
FIGURA N° 5.146:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 1.00 ml).	206
FIGURA N° 5.147:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 3.00 ml).	207
FIGURA N° 5.148:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 2.00 ml).	207
FIGURA N° 5.149:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 1.00 ml).	207
FIGURA N° 5.150:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 3.00 ml).	208
FIGURA N° 5.151:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 2.00 ml).	208
FIGURA N° 5.152:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 1.00 ml).	208
FIGURA N° 5.153:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 3.00 ml).	209
FIGURA N° 5.154:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 2.00 ml).	209
FIGURA N° 5.155:	Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 1.00 ml).	209
FIGURA N° 5.156:	Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 3.00 ml).	210
FIGURA N° 5.157:	Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 2.00 ml).	210
FIGURA N° 5.158:	Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 1.00 ml).	211
FIGURA N° 5.159:	Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 3.00 ml).	211

FIGURA N° 5.160:	Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 2.00 ml).	212
FIGURA N° 5.161:	Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 1.00 ml).	212
FIGURA N° 5.162:	Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 3.00 ml).	213
FIGURA N° 5.163:	Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 2.00 ml).	213
FIGURA N° 5.164:	Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 1.00 ml).	214
FIGURA N° 5.165:	Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 3.00 ml).	214
FIGURA N° 5.166:	Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 2.00 ml).	215
FIGURA N° 5.167:	Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 20^\circ$ ; S = 1.00 ml).	215
FIGURA N° 5.168:	Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 3.00 ml).	216
FIGURA N° 5.169:	Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 2.00 ml).	216
FIGURA N° 5.170:	Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 25^\circ$ ; S = 1.00 ml).	217
FIGURA N° 5.171:	Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 3.00 ml).	217
FIGURA N° 5.172:	Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 2.00 ml).	218
FIGURA N° 5.173:	Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 30^\circ$ ; S = 1.00 ml).	218

## LISTA DE GRÁFICOS

	<b>Pág.</b>
GRAFICO N° 5.1: Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 1, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).	126
GRAFICO N° 5.2: Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 1, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).	126
GRAFICO N° 5.3: Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 2, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).	127
GRAFICO N° 5.4: Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 2, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).	127
GRAFICO N° 5.5: Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 3, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).	128
GRAFICO N° 5.6: Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 3, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).	128
GRAFICO N° 5.7: Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 4, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).	129
GRAFICO N° 5.8: Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 4, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).	129
GRAFICO N° 5.9: Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 5, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).	130

GRAFICO N° 5.10:	Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 5, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).	130
GRAFICO N° 5.11:	Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 1, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).	132
GRAFICO N° 5.12:	Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 1, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).	132
GRAFICO N° 5.13:	Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 2, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).	133
GRAFICO N° 5.14:	Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 2, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).	133
GRAFICO N° 5.15:	Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 3, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).	134
GRAFICO N° 5.16:	Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 3, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).	134
GRAFICO N° 5.17:	Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 4, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).	135
GRAFICO N° 5.18:	Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 4, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).	135
GRAFICO N° 5.19:	Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 5, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).	136

---

GRAFICO N° 5.20:	Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 5, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).	136
GRAFICO N° 5.21:	Comportamiento de los anclajes activos y pasivos en el Muro 1, bajo los mismos escenarios. (Elaboración Propia).	137
GRAFICO N° 5.22:	Comportamiento de los anclajes activos y pasivos en el Muro 2, bajo los mismos escenarios. (Elaboración Propia).	138
GRAFICO N° 5.23:	Comportamiento de los anclajes activos y pasivos en el Muro 3, bajo los mismos escenarios. (Elaboración Propia).	138
GRAFICO N° 5.24:	Comportamiento de los anclajes activos y pasivos en el Muro 4, bajo los mismos escenarios. (Elaboración Propia).	139
GRAFICO N° 5.25:	Comportamiento de los anclajes activos y pasivos en el Muro 5, bajo los mismos escenarios. (Elaboración Propia).	139

## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1. ANTECEDENTES REFERENCIALES

El problema de estabilidad de taludes se ha estudiado por muchos años en la ingeniería, en tal sentido muchos investigadores redactaron diferentes teorías que tratan de definir el comportamiento de falla de los deslizamientos de tierra, de acuerdo al tipo de suelo que se encuentra definido el talud. Como, por ejemplo, los métodos para el cálculo de los factores de seguridad de Fellenius, Taylor (1937), Bishop (1955), Janbu (1973) y Morgenstern - Price (1965) los cuales definen mediante modelos matemáticos el comportamiento de falla del talud. Adicionalmente a estas teorías se suman investigaciones del comportamiento del talud, bajo esfuerzos externos como los sismos. Para estudiar los esfuerzos producidos por los sismos existen diferentes métodos como los métodos pseudo - estáticos los cuales se produce mediante fuerzas puntuales ubicado en un lugar geométrico determinado del talud; y los métodos dinámicos como los de elementos finitos.

En el Perú, se realizaron diferentes investigaciones sobre el estudio y comportamiento de la estabilidad de taludes entre ellos la tesis “Análisis de la Estabilidad de Taludes de la Costa Verde” (Cañari, 2001), en donde realiza la evaluación detallada de cada tramo de los acantilados de la Costa Verde clasificándola en diferentes niveles de riesgos como Bajo, Medio, Elevado y Muy Elevado; y según los cálculos arrojados recomienda diferentes métodos de Estabilización según sus niveles de valoración.

Otra investigación que se realizó sobre la estabilidad de taludes es la tesis “Análisis y Diseño de Estabilidad Sísmica de Taludes en Suelos y Rocas – Caso Curvas La Leona” (García, 2005), en donde se realiza estudios de estabilidad de taludes bajo esfuerzos sísmicos pseudo - estáticos en este sector de estudio. De acuerdo con la investigación descrita señala que en el Perú no existen todavía normas establecidas para la elección de este coeficiente, los cuales se tienen como referencias más cercanas solo a los coeficientes sísmicos para el diseño de presas de tierra y enrocado (Ruesta et al., 1988) en donde sugiere que los coeficientes sísmicos varían entre los valores de 0.05 - 0.25 para presas de tierra y entre 0.05 a 0.20 para presas de enrocado, de acuerdo a su ubicación de zona en el país.

Sin embargo, la tesis denominada “Método de Estabilización de Taludes Mediante Estructuras de Suelo Reforzado” (Ale, 2007), en donde se realiza el análisis y evaluación estático y pseudoestáticos de los taludes y a su vez, se propone la estabilización de estas mediante el uso de geomallas, presenta un cuadro de Coeficientes Sísmicos en Análisis de Estabilidad de Taludes, clasificándolas de acuerdo a la Sismicidad de la zona.

Estos datos recogidos de las investigaciones mencionadas acerca del tema de estabilización de taludes se tomarán en cuenta para la realización de la tesis, así como, en las conclusiones que se llegaron de ellas.

## **1.2. PLANTEAMIENTO DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA**

El sector del Cerro Candela del distrito de Imperial de la provincia de Cañete sufre por su topografía, de vías y casas en riesgo de deslizamiento de tierra; por esto es necesario de un estudio para la solución a estos problemas. Además de lo descrito, en la parte alta de este sector, se encuentra ubicado un reservorio apoyado, el cual se encuentra en riesgo de colapso en caso se produzca un sismo de gran magnitud. Es por ello que por medio de esta investigación se propone la utilización de técnicas y análisis para la construcción de un sistema de estabilización de la fundación de esta estructura para evitar, problemas futuros en el acontecimiento de un sismo de gran magnitud, tal como se espera en las costas de la provincia de Lima.

La investigación referida al reforzamiento de la fundación del reservorio apoyado del sector Cerro Candela del distrito de Imperial, se hace necesario ya que se espera en Lima y sus alrededores un sismo de gran magnitud. Este acontecimiento hará que varias estructuras importantes fallen, incluyendo los taludes en la que se encuentran cimentadas los reservorios apoyados, el cual tendrá como consecuencia la falta de agua, en este escenario crítico. Según la Norma CE 020 “Estabilizaciones de Suelos y Taludes” del Reglamento Nacional de Edificaciones, indica que para estabilizar un talud se deberá evaluar que este cumpla con condiciones de estabilidad para solicitaciones estáticas y sísmicas siendo estas su factor de seguridad mínimo de 1.5 y 1.25 respectivamente. Realizando el análisis de acuerdo a la topografía de esta se demuestra que no cumple con las condiciones de solicitaciones sísmicas que indica el Reglamento,

hecho que podría perjudicar a la población cuando un sismo de gran magnitud ocurra.

En la presente tesis se estudiará el comportamiento del talud que soporta el reservorio apoyado, analizando las condiciones estáticas y pseudo-estáticas, proponiendo en el caso que no cumpla los factores de seguridad mínimo requeridos, las medidas de estabilización necesarias. Estas medidas de estabilización consideradas y estudiadas serán los anclajes pasivos y activos, pues este sistema es uno de los más usados en los proyectos de ingeniería en el país ya que presenta practicidad en su aplicación y a la vez aumenta su factor de seguridad en sollicitaciones estáticas y sísmicas.

### **1.3. OBJETIVOS**

#### Objetivo General

- Análisis geotécnico para la estabilización de la fundación del reservorio apoyado en el sector del Cerro Candela del Distrito del Imperial, mediante el uso de anclajes pasivos y activos como alternativa de estabilización.

#### Objetivos Específicos

- Descripción de los sistemas de estabilización propuestos.
- Análisis de las condiciones estáticas y pseudo-estáticas del talud.
- Análisis, evaluación y diseño del sistema de estabilización mediante los anclajes de tipo pasivo y activo.

### **1.4. HIPÓTESIS**

La utilización de los sistemas de anclajes para la estabilización del talud de la fundación del reservorio, representan la alternativa óptima de estabilización de estructuras ya construidas, asegurando la estabilización del talud bajo condiciones estáticas y pseudo-estáticas.



## **CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL**

### **2.1. INTRODUCCIÓN**

En el presente capítulo se desarrolla los conceptos básicos que se utilizan en el análisis de estabilidad de taludes; estos conceptos se van desarrollando progresivamente partiendo desde la explicación teórica de la formación de los mecanismos de fallas del suelo bajo las fuerzas estáticas y fuerzas externas como los sismos. Dentro del marco teórico señalado en este capítulo también se explica la concepción primigenia del “Factor de Seguridad” de un talud, estas van acompañadas de los conceptos de los métodos de cálculos para hallar dichos factores de seguridad como son los métodos de equilibrio limite (Método de Fellenius, Bishop, Janbu, etc.) y de los métodos numéricos (Métodos de elementos finitos, etc.)

Se realiza también una descripción de los efectos de los sismos sobre la masa de tierra a estabilizar, como a su vez, de la explicación de los cálculos para hallar las fuerzas sísmicas pseudoestáticas que son parte de la valoración total del factor de seguridad del talud. Bajo esta línea se explica los métodos que toman en cuenta las deformaciones de los sismos en los taludes, haciendo énfasis en el Método de Newmark y el Método de Makdisi y Seed.

### **2.2. GENERALIDADES**

Los deslizamientos de tierra son por lo general un problema frecuente, que traen como consecuencias pérdidas de vidas humanas, y como a su vez pérdidas económicas. El volumen total de daños de estos fenómenos, es superior al de los terremotos y las inundaciones. Sin embargo, un gran porcentaje de las pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con anterioridad y se implementan medidas de prevención o control (Suarez,2009). Estos fenómenos se producen por algunos factores como el relieve, la sismicidad, la meteorización, y las lluvias intensas, usualmente estos factores se reúnen en las zonas tropicales montañosas donde se producen estos fenómenos.

Para mitigar los efectos que conlleva la inestabilidad de los taludes, a través de los años los investigadores realizaron diferentes estudios sobre estos fenómenos, llegándose a comprender las posibles causas de su movimiento, partes de un deslizamiento y los diferentes tipos de movimiento de la masa deslizante. A este

último, Varnes (1978) realizó un estudio detallado concluyendo en una nomenclatura para su denominación, los cuales fueron clasificados cada uno por el tipo de material que compone el talud (Tabla 2.1).

Sin embargo, para dar soluciones a estos problemas los ingenieros deben de realizar un análisis profundo del movimiento del terreno inestable, valiéndose de diferentes métodos de análisis para comprenderlo y tomar las mejores alternativas de solución y así mismo, del mecanismo de falla.

Tabla: 2.1. Clasificación de los tipos de movimientos según Varnes (1978)

Tipos De Movimientos		Tipo de Material		
		Roca	Suelo	
			Grueso	Fino
<i>Caídas</i>		<i>Caídas de rocas</i>	<i>Caídas de detritos</i>	<i>Caídas de suelos</i>
<i>Volcamiento</i>		<i>Volcamiento de rocas</i>	<i>Volcamiento de detritos</i>	<i>Volcamiento de suelos</i>
<i>Deslizamientos</i>	<i>Rotacionales</i>	<i>Deslizamiento rotacional de rocas</i>	<i>Deslizamiento rotacional de detritos</i>	<i>Deslizamiento rotacional de suelos</i>
	<i>Translacionales</i>	<i>Deslizamiento translacional de rocas</i>	<i>Deslizamiento translacional de detritos</i>	<i>Deslizamiento translacional de suelos</i>
<i>Separaciones Laterales</i>		<i>Separación lateral en roca</i>	<i>Separación lateral en detritos</i>	<i>Separación lateral en suelos</i>
<i>Flujos</i>		<i>Flujo de roca</i>	<i>Flujo de detritos</i>	<i>Flujo de suelos</i>
<i>Complejos</i>		<i>Combinación de dos o más tipos</i>		

### 2.2.1. Mecanismos de Falla

La falla de un talud es un proceso en el cual varios factores actúan en el tiempo. Estos factores son diversos comenzando por los físicos los cuales son la forma, relieve, geología, factores ambientales, vegetación, características y propiedades de los materiales que la componen, etc.

La estabilidad de un talud depende del equilibrio de sus fuerzas resistentes y la de sus fuerzas actuantes en toda su extensión. El cociente de estas fuerzas se le denomina factor de seguridad del talud.

Vale mencionar que la fuerza actuante preponderante del talud es la gravedad. El aumento de las cargas verticales que se coloquen encima del talud sumado a las fuerzas de gravedad de esta, aumentan la inestabilidad y por consiguiente su factor de seguridad se reduce. Igualmente, la inestabilidad se produce por un cambio de pendiente o remoción del pie del talud.

Para producirse el movimiento, a lo largo del tiempo el talud sufre un periodo de deterioro, los cuales finalizan en el detonante de la activación del deslizamiento.

Los deslizamientos pueden producirse de forma instantánea o progresiva. En este proceso se produce un aumento del esfuerzo cortante a lo largo de su plano de falla.

Algunos de los elementos que pueden generar el movimiento del talud son:

- El corte del soporte en el pie del talud por acción de la erosión o de actividades humanas.
- Lluvias intensas o prolongadas y/o fluctuaciones fuertes del nivel de aguas subterráneas
- Sismos o vibraciones fuertes.
- Colocación de cargas sobre el talud.
- Mezcla o combinación de algunos de los factores anteriores.

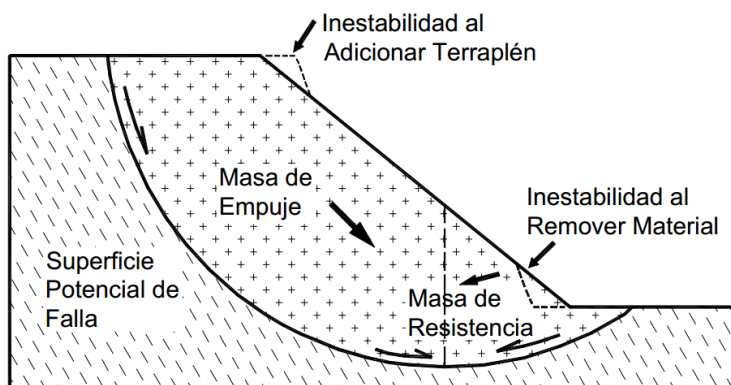


Fig. 2.1. Equilibrio de fuerzas en un talud (Suarez, 2009)

### **2.2.2. Formación de Superficie de Falla**

La superficie de falla es una zona de corte. Dentro de la cual, las partículas se mueven independientemente unas de otras asemejándose al movimiento de un fluido (en el proceso del deslizamiento). Es en esta zona, en donde se presenta altas porosidades y existe una mayor presencia de agregados más discretos.

La formación de la superficie de falla ocurre a medida que transcurre el tiempo, generándose un progreso de las fallas, este proceso puede tomar hasta varios años. El proceso se inicia con agrietamientos o deformaciones aisladas. Las deformaciones a causa de los esfuerzos producen a su vez una disminución en su resistencia.

A medida que el proceso de fallamiento progrese las deformaciones van concentrándose en un plano de falla, en donde posteriormente se producirá la rotura. A su vez, es preciso señalar que la falla se va incrementando en longitud a medida que pasa el tiempo.

Al aumentar los esfuerzos en un punto inicial de la línea de falla, la resistencia al llegar a su pico decae posteriormente a una resistencia residual. Esto se transfiere a los puntos adyacentes siguiendo el proceso del punto anterior, y sucesivamente en los siguientes puntos de la línea de falla.

En el proceso de falla progresiva el factor de seguridad va variando con el tiempo. Es en un punto de este, que alcanza un factor de seguridad crítico, y empiezan a aparecer las primeras microgrietas en algunos puntos específicos y como a su vez, en la zona que posteriormente formara la línea de falla.

Al continuar el proceso estas microgrietas se hacen más densas y alcanza un punto en donde comienzan a interactuar unas de otras, se conduce a un aumento de esfuerzos entre ellas las cuales inducen finalmente al inicio del desarrollo de la falla. Esta se va desarrollando progresivamente, lo cual, a su vez va aumentando una mayor longitud de la superficie de falla y la longitud no fallada se reduce. Eventualmente, se alcanza un punto en el cual el esfuerzo en la porción no fallada empieza a aumentar hiperbólicamente (Kilburn y Petley, 2003).

Finalmente, al aumentar el esfuerzo residual, este en un punto alcanza el factor de seguridad igual a 1, produciéndose la falla inminente.

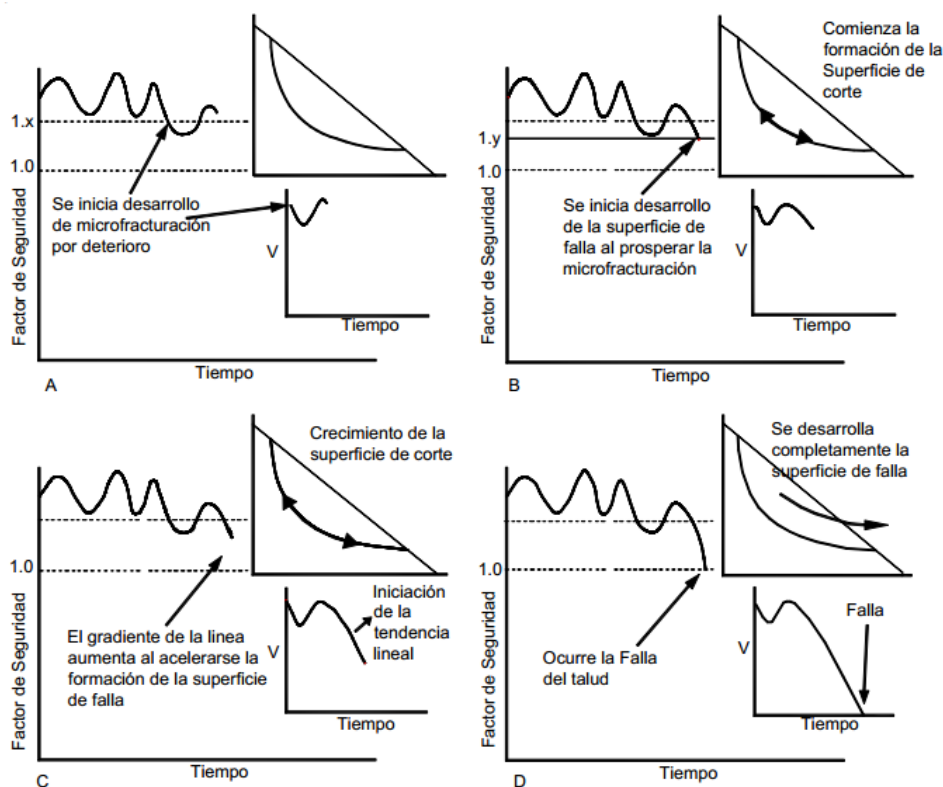


Fig. 2.2. Esquema del proceso de falla progresiva en arcillas (Petley, 2005)

### 2.2.3. Factor de Seguridad

El cálculo del factor de seguridad está ligado a la estabilidad del talud o estructura que se construirá para estabilizarlo. Para poder calcular el factor de seguridad de un talud, Fellenius (1922) presentó una propuesta en la que asigna el factor de seguridad como la relación de la resistencia al cortante disponible y los esfuerzos al cortante actuante.

$$FS = \frac{\text{Resistencia al cortante disponible}}{\text{Esfuerzo al cortante actuante}} \quad \text{Ec. 2.1.}$$

En las superficies circulares donde existen momentos resistentes y actuantes, será:

$$FS = \frac{\text{Momento resistente disponible}}{\text{Momento actuante}} \quad \text{Ec. 2.2.}$$

El factor de seguridad para la estabilización de un talud se encuentra contemplado en la norma CE. 020 “Estabilización de suelos y taludes” del Reglamento Nacional de Edificación en la cual señala que el ingeniero debe calcular el Factor de

seguridad de un talud siendo los valores mínimos de 1.50 en solicitaciones estáticas y de 1.25 para solicitaciones sísmicas.

### 2.3. MÉTODOS DE CALCULO PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES

El objetivo de los métodos de análisis en la estabilidad de taludes, es el cálculo del factor de seguridad que brinda la masa deslizante en su estado natural, o bajo fuerzas externas (sismos). Existen dos métodos de cálculo de factor de seguridad y estos son los métodos de equilibrio límite y los métodos numéricos, los cuales se describirán a continuación.

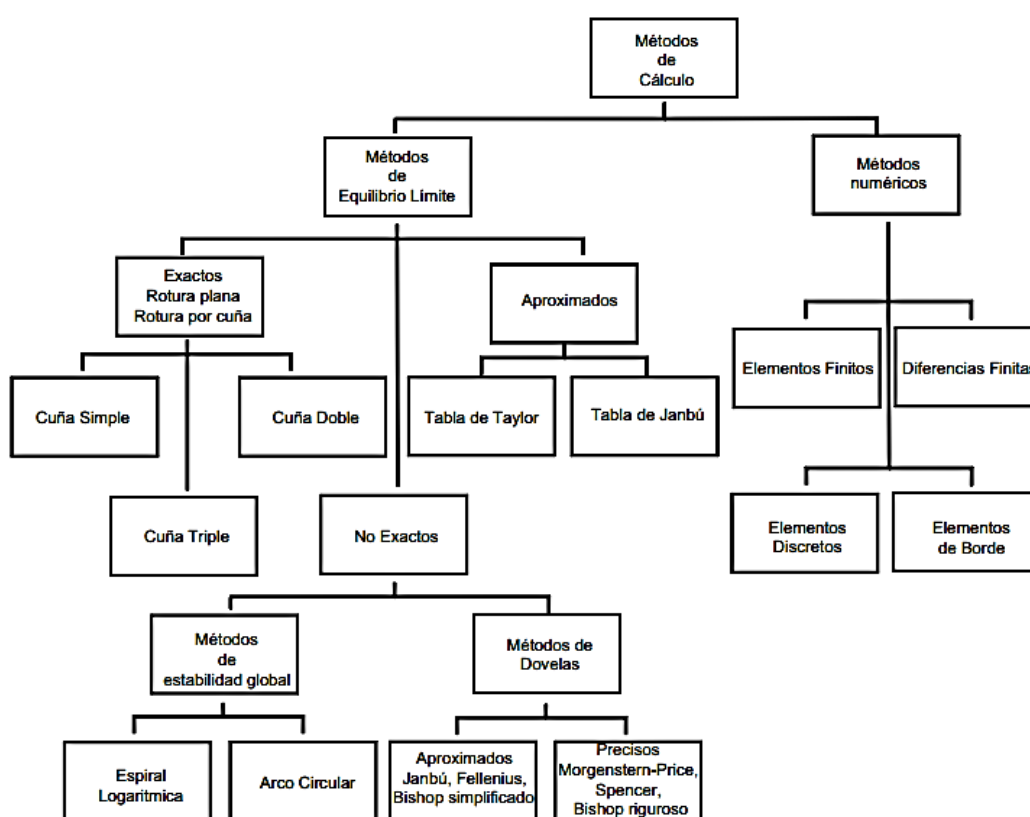


Fig. 2.3. Esquema de los métodos de estabilidad de taludes.

#### 2.3.1. Métodos de Equilibrio Límite

El método de equilibrio límite es el método que los ingenieros utilizan para realizar el análisis de la estabilidad de un talud. Este método asume que la relación de las fuerzas actuantes de un talud versus las fuerzas resistentes de este es igual a 1, con el que se asume el equilibrio de la masa deslizante. Esta relación se puede estudiar a lo largo de la longitud de falla o dividiéndolas en tajadas o dovelas y hallarla por medio de iteraciones.

Según la exactitud y aproximación de los resultados arrojados este método se divide en tres grupos, los cuales son las de soluciones no exactas, soluciones aproximadas y soluciones exactas. Véase Fig. 2.3

El método de las dovelas fue propuesto inicialmente por Fellenius (1936) el cual en su momento fue un método de gran ayuda para el cálculo del factor de seguridad del talud, sin embargo, este método carecía de exactitud ya que desprecia algunas fuerzas como las que se encuentra entre las dovelas. Posteriormente, este método fue mejorado con otros métodos aproximados como el de Bishop (1955) o Janbu (1954). La mejora de las investigaciones, dieron fruto a métodos más precisos y complejos para el análisis estático del talud estos son Morgenstern y Price (1965) y Spencer (1967).

En la actualidad, se cuenta con la asistencia de software especializados para el cálculo y análisis de taludes, en estos, el ingeniero puede modelar la estructura de la masa deslizantes, colocando sus propiedades mecánicas y estructuras con las que se plantea estabilizar.

#### **2.3.1.1. Método de Fellenius**

También conocido como el método ordinario, este método fue propuesto por Fellenius (1936), en donde asume una falla circular y propone cortar verticalmente en rebanadas el plano del círculo de falla del talud para analizarlo independientemente. Cada rebanada presenta diferentes fuerzas externas que se ejercen sobre ellas las cuales algunas son:

- Fuerzas en las caras laterales de las dovelas producidas por las rebanadas adyacentes. Estas fuerzas son fuerzas laterales y a su vez tangenciales
- La fuerza vertical producida por el peso de la rebanada
- Fuerza normal la cual es la reacción perpendicular del suelo.
- La fuerza tangencial que se encuentra a lo largo de la línea de falla.

La hipótesis de Fellenius señala que las fuerzas en las caras laterales de las dovelas producidas por sus pares adyacentes son iguales, y que por tanto estas se anulan como a su vez las reacciones que se producen. Las fuerzas que quedan serán el peso de la dovela, la fuerza normal producido por la reacción del suelo y la fuerza tangencial que se produce a lo largo de la línea de falla.

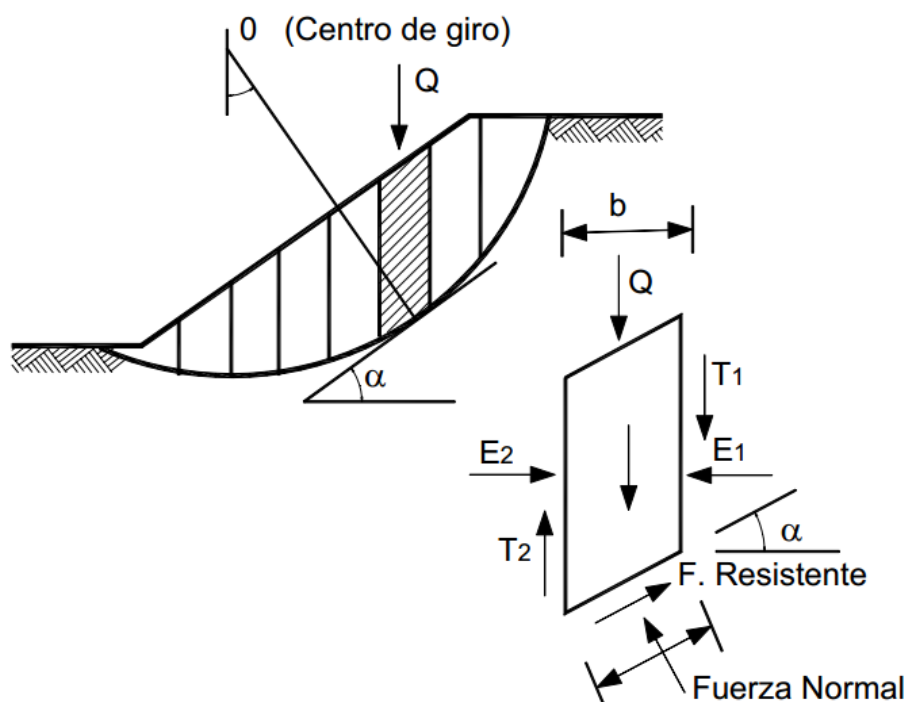


Fig. 2.4. Fuerzas que actúan sobre una dovela.

Para la formulación de este método y el cálculo del factor de seguridad, se debe tener el criterio que:

$$FS = \frac{\text{Resistencia al cortante disponible}}{\text{Esfuerzo al cortante actuante}} \quad \text{Ec. 2.3.}$$

Sin embargo, por el criterio de falla de Coulomb se conoce que:

$$\tau = C' + \delta' * tg\phi \quad \text{Ec. 2.4.}$$

Reemplazando valores en la Ec. 2.3, para cada dovela, resultara:

$$FS = \frac{(C' + \delta' * tg\phi)(\Delta l)}{W * Sen(\alpha)} \quad \text{Ec. 2.5.}$$

Realizando la sumatoria total:

$$FS = \frac{\sum(C * \Delta l + (W * Cos(\alpha) - u * \Delta l * Cos^2(\alpha)) * tg\phi)}{\sum(W * Sen(\alpha))} \quad \text{Ec. 2.6.}$$

Siendo los valores:

$W$ : Peso de la dovela

$W * Sen(\alpha)$ : Fuerza tangencial a la línea de falla producida por el peso de la dovela

$W * Cos(\alpha)$ : Fuerza normal a la línea de falla producida por el peso de la dovela



$u$ : Presión de poros

$\Delta l$ : Longitud de arco de la dovela

$(\alpha)$ : Angulo de inclinación de la dovela

$C, \phi$ : Parámetros del suelo

Se debe tener en cuenta que el método de Fellenius es el primer método propuesto para el cálculo del factor de seguridad, es por ello que carece de exactitud en sus resultados. A partir de este método se crearon nuevos sistemas de cálculo basados en el primero, logrando factores mucho más cercanos a la realidad. A su vez, es preciso mencionar que muchas veces es recomendable no utilizar el Método de Fellenius para realizar un diseño, sin embargo, se puede recurrir a ello como un cálculo referencial.

### 2.3.1.2. Método de Bishop Modificado

Siendo el método de Fellenius un método no preciso para algunos tipos de suelos como los suelos friccionantes ( $\phi > 0$ ), Bishop (1965) propone otro método más preciso en donde señala que cada rebanada está representada por las mismas fuerzas que la del método de Fellenius, solo que las fuerzas en las caras laterales de cada rebanada es una fuerza horizontal diferente a cero.

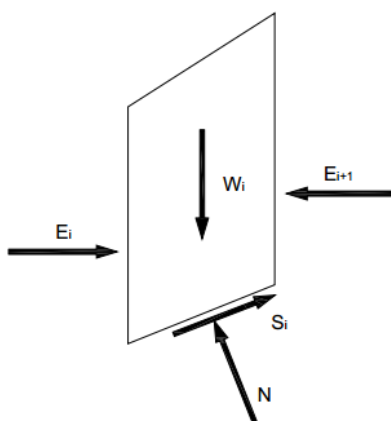


Fig. 2.5. Fuerzas que actúan sobre una dovela en el Método de Bishop Simplificado.

La solución rigurosa de Bishop es muy compleja por ello se utiliza el método simplificado, el cual cumple con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\sum \left( \frac{C * \Delta l * \cos(\alpha) + (W * u * \Delta l * \cos(\alpha)) * tg\phi}{\cos(\alpha) + (\sin(\alpha) * tg\phi) / FS} \right)}{\sum (W * \sin(\alpha))} \quad Ec. 2.7.$$

Donde:

$W$ : Peso de la dovela

$W * \sin(\alpha)$ : Fuerza tangencial a la línea de falla producida por el peso de la dovela

$u$ : Presión de poros

$\Delta l$ : Longitud de la base de la dovela

$(\alpha)$ : Angulo de inclinación de la dovela

$C, \phi$ : Parámetros del suelo

Según se aprecia en la Ec. 2.7 que el Factor de Seguridad (FS) se encuentra en los dos lados de la ecuación, por tanto, para obtener el resultado de este, se necesitara realizar una operación de iteración.

### 2.3.1.3. Método de Janbu

Este método propone que las fuerzas entre dovelas son horizontales, y que a su vez no se tienen en cuenta las fuerzas de cortantes. Este método considera que las superficies de falla no son circulares necesariamente por lo cual se establece un factor de corrección  $f_0$ , este factor de corrección depende de la curvatura de falla (Fig. 2.6.).

Vale señalar, que este método solo satisface el equilibrio de esfuerzo mas no el equilibrio de momentos.

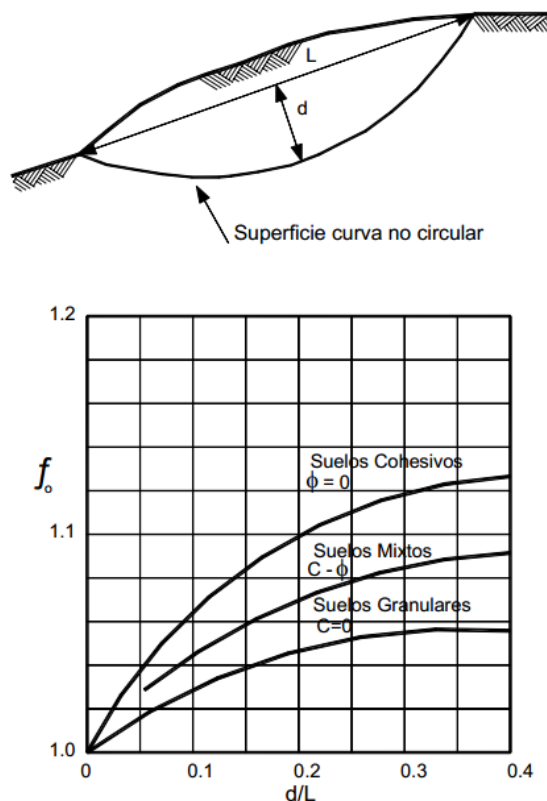


Fig. 2.6. Diagrama para el cálculo del factor  $f_o$  en el Método de Janbu

La ecuación para el cálculo del Factor de Seguridad es:

$$FS = \frac{f_o * \sum(* B + (W - U * B * tg\phi) \frac{1}{\cos(\alpha) * ma})}{\sum(W * Tg(\alpha))} \quad Ec. 2.8.$$

Donde:

$$ma = \cos(\alpha) * \left(1 + \frac{Tg(\alpha) * Tg\phi}{FS}\right) \quad Ec. 2.9.$$

#### 2.3.1.4. Método de Spencer

El método de Spencer (1967), se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas se encuentran bajo una línea paralela guardando entre ellas un ángulo de inclinación constante (Fig. 2.7.). A su vez, este método satisface totalmente el equilibrio de esfuerzos como también de momentos.

Para calcular el valor del ángulo de inclinación de fuerzas entre dovelas ( $\theta$ ) y el factor de seguridad (FS), el método plantea el desarrollo de dos ecuaciones de equilibrio tanto de fuerzas como de momentos, en donde por medio de iteraciones y asumiendo valores de FS se logra obtener el valor de ( $\theta$ ).

El método de Spencer es considerado uno de los métodos más precisos, el cual es aplicable a diferentes superficies de falla tanto circulares como no circulares, geometría del talud y perfiles de suelo.

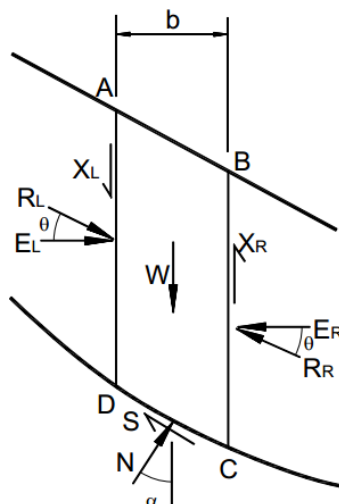


Fig. 2.7. Componentes actuantes en una dovela en el Método de Spencer

### 2.3.1.5. Método de Morgenstern y Price

El método de Morgenstern y Price (1965) asume que los valores de las fuerzas cortantes y normales entre dovelas son diferentes a cero, y que de las cuales, existe una función que las relaciona.

Esta función puede considerarse constante, como en el caso del método de Spencer, o puede considerarse otro tipo de función. La posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas, lo hace un método más riguroso que el de Spencer (Suarez,2009).

Este método al igual que el de Spencer, es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo.

### **2.3.2. Métodos de Estabilidad de Taludes mediante Métodos Numéricos**

A parte de la utilización de los métodos de equilibrio límite para el cálculo de estabilidad de taludes, existen otros métodos más precisos los cuales son los de métodos numéricos.

La principal delimitación de los métodos de límite de equilibrio, está en su inhabilidad para tener en cuenta las deformaciones, las cuales pueden determinar el proceso de falla particularmente, en los procesos de falla progresiva y los que dependen del factor tiempo. Para resolver estas limitaciones se utilizan técnicas de modelación numérica que permiten soluciones aproximadas a problemas que no son posibles resolver utilizando procedimientos de límite de equilibrio. En este aspecto, los modelos numéricos son más precisos (Suarez,2009).

Como se vio en el esquema de la Figura 2.3 dentro de los métodos numéricos para el cálculo de estabilidad de taludes se encuentran diferentes métodos, entre ellos el de Elementos Finitos.

#### **2.3.2.1. Método de Elementos Finitos**

El método de Elementos Finitos fue introducido por primera vez por Clough y Woodward (1967). Este método divide la masa en elementos de masa de suelo discretas los cuales se les llama elementos finitos. Estos elementos se conectan en sus bordes definidos y en sus nodos. La utilización de este método típicamente es la de la formulación de desplazamientos los cuales presentan esfuerzos y desplazamientos en sus nodos. La condición de falla que se obtiene es la de un fenómeno progresivo en donde no todos los elementos fallan simultáneamente.

El análisis a realizar por lo general es un análisis bidimensional (planar o en dos direcciones) por la practicidad de su aplicación y su utilización en software, sin embargo, también se puede realizar un análisis en tres dimensiones. El mecanismo de los análisis planares asumen cero los esfuerzos y deformaciones en las superficies laterales del modelo.

Las mallas típicas de los elementos finitos en un análisis de un talud, generalmente son mallas que contienen elementos de tamaños uniformes con anchos y alturas de la misma dimensión. Fig. 2.8.

Para el cálculo de los análisis por medio de elementos finitos, se realiza hoy en día, con ayuda de software especializados, como por ejemplo para el análisis bidimensional se recurre al PLAXIS.

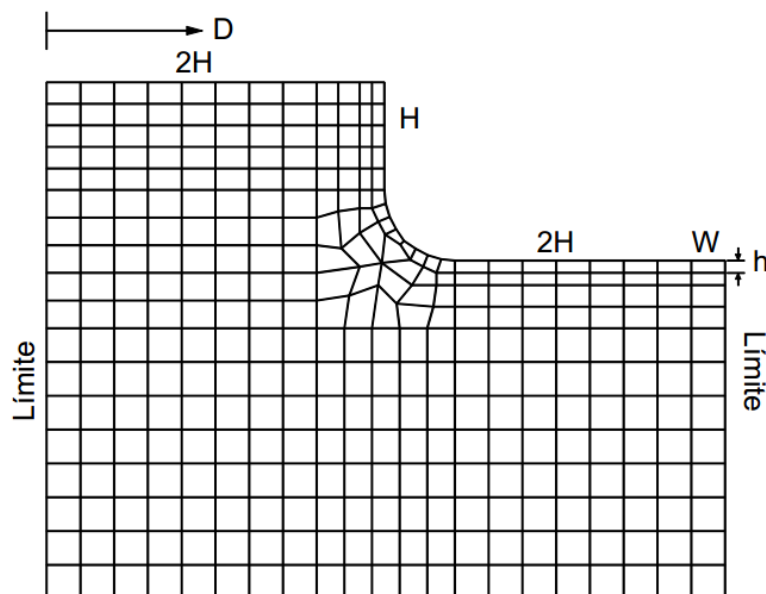


Fig. 2.8. Malla típica de elementos finitos en el análisis de dos dimensiones.

## 2.4. ANÁLISIS PSEUDO ESTÁTICO Y DEFORMACIONES POR SISMOS

Los sismos son fenómenos naturales que inducen fuerzas oscilatorias al suelo de un talud, los cuales son un factor detonante de la activación del deslizamiento. Estas fuerzas oscilatorias producen una disminución en la resistencia de corte de la superficie de falla por las deformaciones que se producen debido a las fuerzas cíclicas, o como también producto del aumento de las presiones de poros en el suelo.

Para realizar el análisis de estabilidad de un talud, no solo se debe de realizar el análisis bajo condiciones estáticas, sino que también se deben de realizar la evaluación del comportamiento bajo fuerzas sísmicas.

Existen diferentes métodos de análisis de estabilidad bajo sollicitaciones sísmicas, algunos de estos son:

### 2.4.1. Método Pseudo - Estático

Los análisis pseudo estáticos consisten en adicionar una fuerza de forma horizontal y vertical al análisis estático de la masa del talud. Estas fuerzas horizontales y verticales son el producto de un factor  $K_H$  y  $K_V$  llamados coeficientes sísmicos (depende de la sismicidad local) las cuales son expresadas el termino de veces la aceleración "g" producida por el sismo, y multiplicados por la masa del talud. Fig. 2.9.

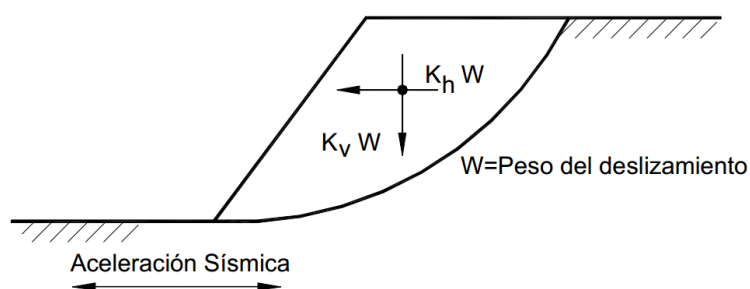


Fig. 2.9. Método del Análisis Pseudo - Estático

El valor del coeficiente sísmico debe de reflejar la magnitud de la naturaleza de las fuerzas del evento, las cuales dependen de la intensidad y aceleración del movimiento. Para un análisis conservador se puede asumir que el coeficiente sísmico  $K_H$  es igual a la máxima aceleración pico esperada en un sitio.

Existen diferentes fuentes de obtención de los valores recomendados de  $K$  a las que se puede acudir para realizar el análisis pseudo - estático de un talud. Uno de estos es la de la tabla 2.2. en la que se muestran estos valores de acuerdo a la obtención de su Factor de Seguridad.

Tabla: 2.2. Valores recomendados de  $K$  para el análisis pseudo estático (Abramson y otros, 2002)

COEFICIENTE SISMICO $K$	FS	OBSERVACIONES
0.10	> 1.0	Sismo importante
0.15	> 1.0	Sismo de gran magnitud
0.15 – 0.25	> 1.0	Japón
0.05 – 0.15	> 1.0	Estado de California
0.10 para $u = 6.5$	> 1.15	(Seed, 1979)
0.15 para $u = 8.5$		
1/3 a 1/2 de la aceleración pico superficial	> 1.0	(Marcuson y Franklin, 1983)
1/2 de la aceleración pico superficial	> 1.0	(Hynes, Griffin y Franklin, 1984) con un 20% de reducción de resistencia.

Según algunos estudios como el de García (2005), en el Perú este coeficiente sísmico no se encuentra normado, es por ello que algunos valores usados para la obtención de estos, son producto de los. "Coeficientes Sísmicos propuestos para Presas Pequeñas y Medianas". (Ruesta, P., Díaz, J. y Alva, J., 1988). En donde,

el coeficiente sísmico varía de 0.05 a 0.25 para presas de tierra y de 0.05 – 0.20 para presas de enrocados. Fig. 2.10.

Sin embargo, cabe señalar también que diversos proyectos de sostenibilidad de taludes y cálculos del factor KH están asumidas a partir del “Mapa de isoaceleraciones sísmicas” (Alva, J. y Castillo, J., 1993). Fig. 2.10. Estos valores a su vez, deben ser multiplicadas por factores adimensionales que están entre del rango de  $1/3 - 2/3$  (Markuson y Franklin, 1987). Estos valores son recomendaciones dadas por el Cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos a partir de estudios realizados para hallar los diseños sísmicos de las presas existentes. Vale señalar que también estos rangos son aceptados en los diseños de estabilidad de taludes en el país; por el cual también será aceptada en el presente proyecto de tesis y utilizada en el Capítulo 5 de la misma.

A su vez, se toma en cuenta que la Norma CE 020 “Estabilización de Suelos y Taludes” del Reglamento Nacional de Edificaciones indica que el Coeficiente Sísmico para el análisis pseudo - estático corresponderá a un sismo de 475 años de periodo de retorno.

El método pseudo – estático presenta algunas limitaciones en el proceso de la evaluación del análisis sísmico, ya que este método presenta a la masa del talud como un cuerpo rígido, mas no muestra información sobre los desplazamientos producidos después del movimiento. Sin embargo, se sabe que, al realizar un análisis de sismo real las masas se presentan como cuerpos deformables y su respuesta a la excitación sísmica depende de la geometría, naturaleza de sus componentes como también de la intensidad del movimiento. Muchas veces las deformaciones post sismos son permanentes, para hallar estas deformaciones es necesario la utilización de métodos más precisos como se muestran a continuación.



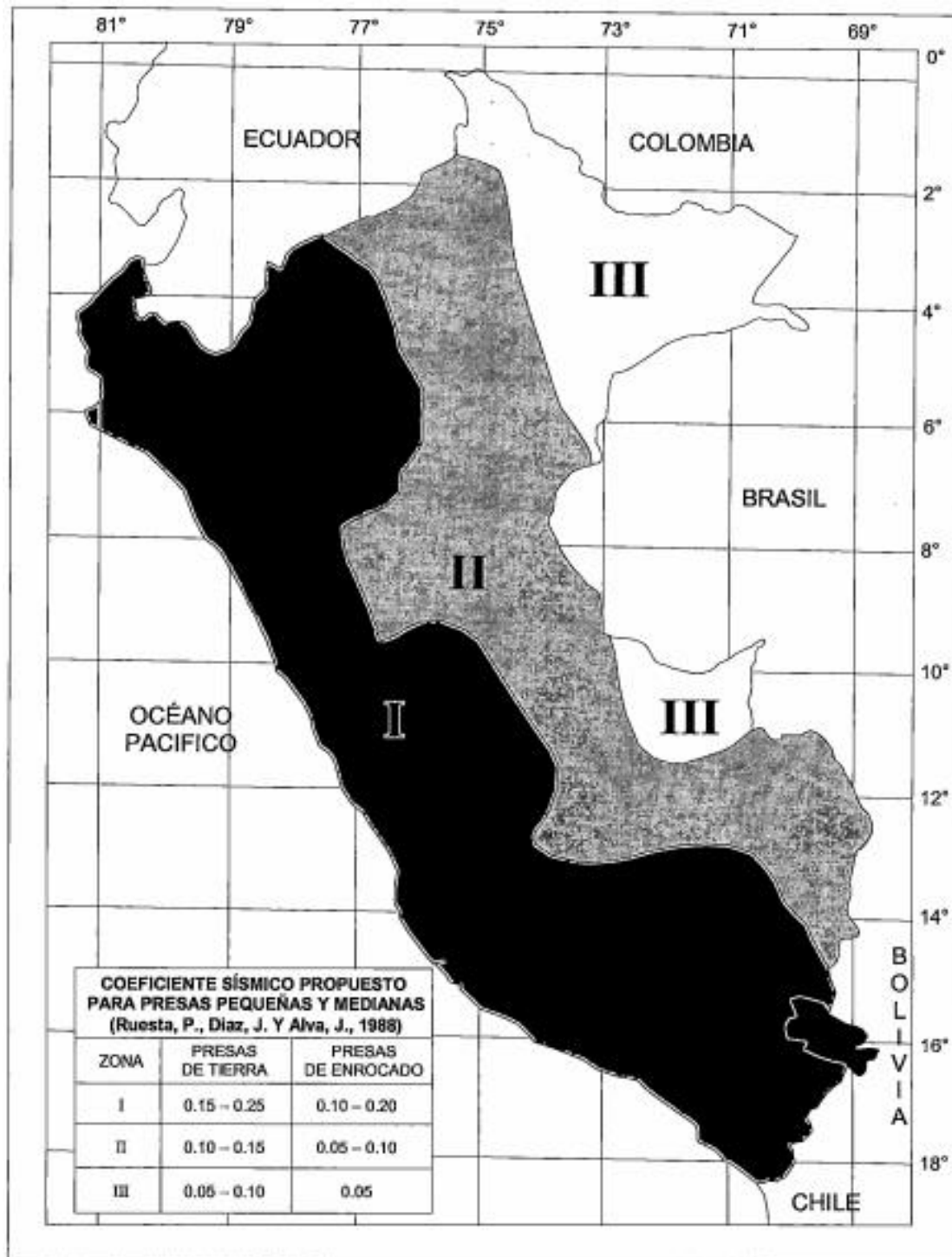


Fig. 2.10. Coeficientes Sísmicos propuestos para presas pequeñas y medianas (Ruesta, P., Díaz, J. y Alva, J., 1988).

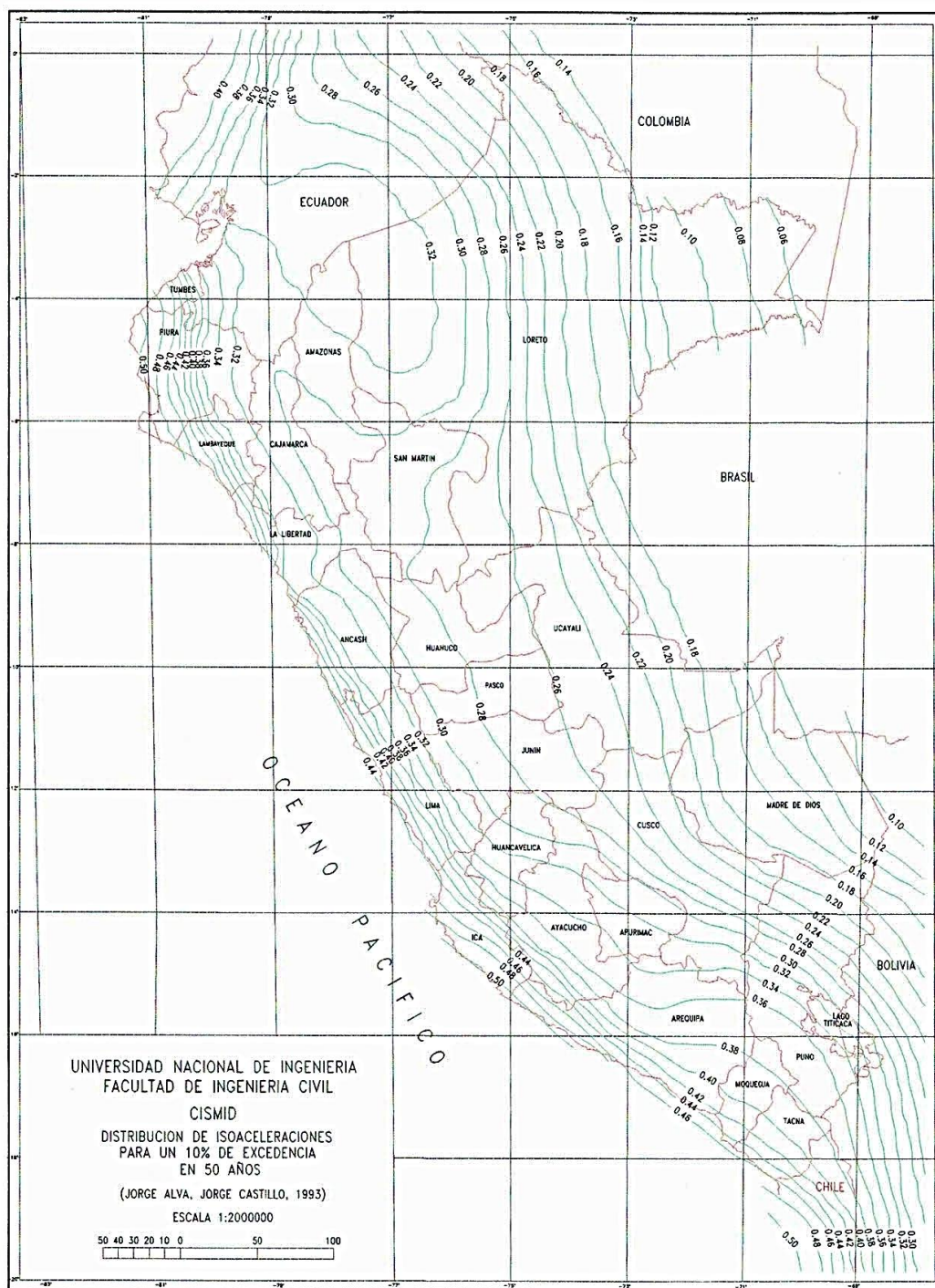


Fig. 2.11. Mapa de isoaceleraciones sísmicas para un 10% de excedencia en 50 años (Alva, J. y Castillo, J., 1993).

### 2.4.2. Método de Newmark

El análisis por medio del Método de Newmark considera las deformaciones producidas por las fuerzas sísmicas. Cuando un talud es sometido a cargas estáticas y cargas dinámicas (sismo) la combinación de estas produce que las fuerzas resistentes sean menores, y que, por consiguiente, el Factor de Seguridad decrezca menor a 1. Al producirse esto, el talud empieza a moverse produciéndose una aceleración la cual produce una deformación de la masa de suelo.

El método propuesto por Newmark (1965) para el cálculo de los desplazamientos de las presas de tierras y taludes en el momento del sismo, simula al talud como un bloque sobre un plano inclinado el cual está sometido a una onda sinusoidal y se calcula la aceleración  $K_y$  que se necesita para que exceda el equilibrio estático. Para el cálculo de las aceleraciones críticas se debe de realizar el análisis de equilibrio límite, y el coeficiente que se debe de utilizar será aquella que produce un Factor de seguridad igual a 1.

Este método extiende el análisis a la consideración de la historia de las aceleraciones (acelerograma) de la masa de deslizamiento. Este acelerograma se selecciona de tal forma, que represente un modelo real de los movimientos del terreno esperados en el sitio y luego se compara con la aceleración límite, para determinar los desplazamientos permanentes (Suarez, J. 2009).

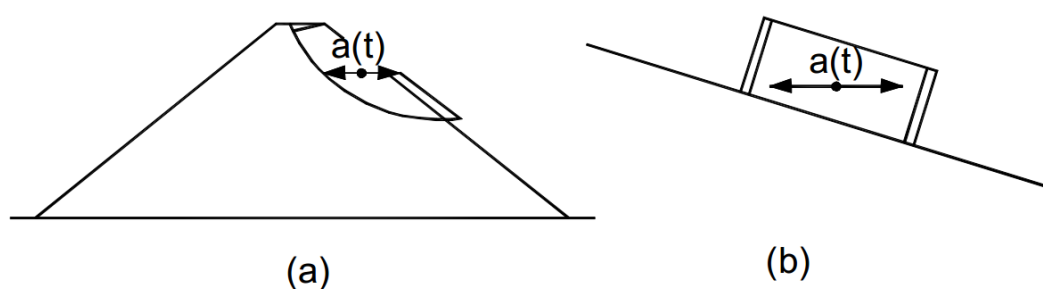


Fig. 2.12 Metodología del análisis sísmico según Newmark

El cálculo de las deformaciones permanente del talud es de suma importancia, ya que la condición de servicio del talud después de un sismo está controlada por estas. Existen diferentes criterios e investigaciones que muestran los valores tolerables de una deformación después del sismo. Mientras, algunos autores utilizan valores tolerables de 5 hasta 10 cm, algunos otros como Hynes-Griffin y

Franklin (1984) permiten deformaciones de hasta 100 cm para presas bien construidas. Tabla 2.3.

Tabla: 2.3. Magnitud de la amenaza sísmica de acuerdo con la deformación calculada por el método de Newmark (Miles y Keefer, 2001; Yang, 2007)

NIVEL DE AMENAZA	DESPLAZAMIENTO NORMALIZADO DE NEWMARK
Baja	0.00 – 0.02
Moderadamente baja	0.02 – 0.05
Moderadamente	0.05 – 0.10
Moderadamente alta	0.10 – 0.20
Alta	0.20 – 0.50
Muy alta	0.50 – 1.00

#### 2.4.3. Método de Makdisi y Seed

Makdisi y Seed (1978) utilizaron aceleraciones promedio en un talud calculados por el procedimiento de Chopra (1966) y el método del bloque deslizando de Newmark (1965), para calcular las deformaciones permanentes inducidas por un sismo en presas y terraplenes. Mediante simplificaciones a los resultados de análisis dinámicos de elementos finitos y vigas de corte de tales estructuras, se desarrolló un procedimiento simplificado para la predicción de las deformaciones permanentes.

Para determinar las deformaciones permanentes por el método de Makdisi-Seed se requiere contar con la aceleración de fluencia ( $k_y$ ) y con el tiempo-historia de la aceleración inducida promedio en la potencial masa deslizando.

## **CAPÍTULO III: ESTABILIDAD DE TALUDES MEDIANTE ANCLAJES ACTIVOS Y PASIVOS**

### **3.1. INTRODUCCIÓN**

En este capítulo, se hace un repaso completo de la teoría que enmarca al tema de mecanismo de funcionamiento, generalidades, clasificación, cálculos, comportamiento, etc. y todo, a lo que, a los anclajes se refiere para el diseño de la estabilidad de taludes mediante este método.

Esta sección va desarrollándose a partir de la descripción general de las partes de un anclaje y con ello se describe a su vez, el comportamiento y funciones de cada parte de esta. Se continua con una clasificación de estos anclajes, principalmente en anclajes pasivos y activos, el cuales son objetos principales de análisis en el desarrollo de la tesis. Se muestran pues, en cada caso de esta clasificación, una recopilación de información variada de los modos de usos, modos de fallas, procesos constructivos, y consideraciones de diseños previos a tener en cuenta antes de realizar los cálculos numéricos de los análisis que serán materia de estudio.

En este capítulo se encontrará información de conceptos teóricos básicos que un diseñador y/o constructor debe tener en cuenta antes de comenzar con un análisis de estabilidad con el uso de estructuras ancladas.

### **3.2. GENERALIDADES**

En los últimos años el método de estabilización mediante anclajes se ha empezado a propagar como un método seguro y práctico para la estabilización de taludes. Estos se pueden presenciar en obras de infraestructuras viales, excavaciones masivas para edificaciones (muros pantalla, muros anclados), construcción de túneles y galerías, entre otras. Los anclajes son elementos que ayudan a estabilizar un talud y darle un mayor factor de seguridad.

Los anclajes transfieren las solicitaciones del área a estabilizar a un terreno más seguro y con mayor capacidad portante, el cual pueda resistir los esfuerzos de corte que se necesitan para la estabilización de toda la masa deslizando.

Estos métodos se extienden en proyectos civiles o mineros, ya que también los anclajes juegan un rol importante en las excavaciones de rocas para la construcción de los sostenimientos de los túneles. Estos se realizan, en el

sostenimiento progresivo durante y después de la construcción para el aseguramiento definitivo. Para el anclaje en rocas, es de mayor demanda la utilización de los pernos de anclaje expansivos ya que este presenta mayor seguridad y practicidad en su utilización.

A su vez, se debe mencionar que al diseñar el sistema de sostenimiento mediante anclajes no es suficiente el análisis de estabilidad de la masa propensa a deslizarse, sino también el tipo de anclaje que se utilizara.

Para realizar el diseño del sostenimiento mediante anclajes tensados se debe de realizar el análisis de los posibles escenarios de ruptura; estos podrían ser:

- Ruptura de masa de roca o suelo.
- Ruptura en la interfase acero – cemento.
- Ruptura en el contacto suelo – cemento.
- Ruptura en la barra o torones de acero.

Para considerar el Factor de Seguridad del anclaje estabilizador estos modos deben estudiarse detalladamente.

En el Perú son muchos los proyectos de grandes envergaduras en la que se recurre de estos métodos para la estabilización de taludes y el control de las masas deslizantes por citar alguno, es el Proyecto Línea Amarilla, en la cual se realizó la colocación de estos anclajes temporales con mallas de concreto lanzado a lo largo de la excavación de las terrazas aluviales formados por el río Rímac, con la finalidad de contener la masa de tierra de estas terrazas y lograr la construcción del Túnel debajo del río.



Fig. 3.1. Utilización de anclajes Soil Nailing en el Proyecto Línea Amarilla – Lima – Perú

### **3.3. PARTES DE UN ANCLAJE**

Los anclajes cumplen una función estabilizadora de la masa de suelo propensa a deslizarse a causa del empuje lateral de estas, es por ello que estas unen los bloques frágiles a la masa de terreno adecuada incrementando sus propiedades de corte de todo el bloque. Para realizar esta función, el sistema se vale de diferentes partes que ejercen sus propias tareas. Estos son:

#### **3.3.1. Zona de Anclaje**

La zona de anclaje está conformada por el bulbo de anclaje, el cual es la unión de los componentes que son la estructura metálica y la lechada de cemento. A su vez, esta zona es la que tiene como finalidad anclar el sistema con el suelo mediante la fricción de la parte externa del bulbo con la masa de suelo.

Vale señalar, que existen diferentes sistemas de anclajes, el cual hace variar la forma de anclar el sistema.

Por citar algunos, se encuentran los Casquillos Expansivos los cuales se trata de pernos que son perforados en las rocas y que al final del tramo se expanden formando un anclaje en estas. Este método de anclaje tiene por desventaja de que con el tiempo el cono de expansión se deslice perdiendo efectividad, usualmente producidos por los movimientos generados en las voladuras de rocas.

El método "Perfo" es un método que elimina la inyección de cemento en la zona de anclaje. Para realizar este método se introduce el mortero de cemento en cilindros huecos, seguidamente se introduce el barreno en estos y se insertan las barras de acero, desplazando lateralmente el mortero.

En general las zonas de anclaje se efectúan mediante inyecciones de lechada de cemento de relaciones agua / cemento en rangos de 1.5 – 2.0, estas inyecciones se llevan a cabo a través de tubería de PVC a presión alcanzado valores de 3.0 MPa. En el caso de bulones de rocas se realiza la utilización de resinas, este conjunto (resina - roca) tiene una adherencia de 2 a 3 veces mayor a la de la lechada de cemento.

La resistencia de la zona de anclaje, está dada por la adherencia de la estructura de acero y la lechada de cemento, como a su vez de la adherencia del bulbo y el suelo. Es difícil determinar con anticipación la resistencia al deslizamiento del anclaje con el terreno, sin embargo, existe valores orientativos de la resistencia

media de deslizamiento del anclaje al terreno según el tipo de terreno, como el recomendado por Muzas (1980) presentada a continuación.

Tabla: 3.1. Resistencia Media al deslizamiento de bulbos inyectados (Muzás, 1980)

Tipo de Terreno	Resistencia Media al Deslizamiento (MPA)
Rocas duras (granitos, gneis, calizas)	1.00 a 2.50
Roca Floja	0.30 a 1.00
Grava y arena gruesas	0.70 a 1.00
Arenas medias y finas	0.30 a 0.60
Arcillas con resistencia a la compresión simple:	
>= 0.40 MPA	> 0.80
0.10 a 0.40 MPA	0.40 a 0.80
0.05 a 0.10 MPA	0.25 a 0.40

### 3.3.2. Zona Libre

La zona libre del sistema es la zona en donde se produce la tracción de la estructura metálica y elongación de la misma, generados por los esfuerzos de los gatos hidráulicos (cuando se aplican anclajes activos) o por el movimiento de la masa deslizante a estabilizar (al aplicar anclajes pasivos).

Esta sección es cubierta por camisas de PVC o metálicas, a su vez, este debe tener adición que proteja la estructura de la corrosión que puede generar al contacto del suelo. Por razones constructivas, la zona libre debe de tener una longitud máxima de 6 metros con el objetivo de controlar adecuadamente la tensión y minorar la influencia de los movimientos de la cabeza (Ucar, 2002)

### 3.3.3. Cabeza y Placa de Apoyo

La cabeza y placa de apoyo son los elementos que se encuentran al inicio de la línea de anclaje y se encuentran fuera de la masa de suelo o roca a estabilizar.

Estos pueden ser tuercas en el caso de barras roscadas o ser conos macho hembra para el caso de alambres metálicos.



Las placas de apoyo usualmente se sitúan sobre placas de concreto armado, los cuales, al tensar el anclaje, transmiten el esfuerzo a la masa de suelo.

El tensado de la armadura se realiza por medio de gatos hidráulicos (en el caso de usar alambres metálicos) o por llaves dinamométricas (para el caso de barras roscadas).

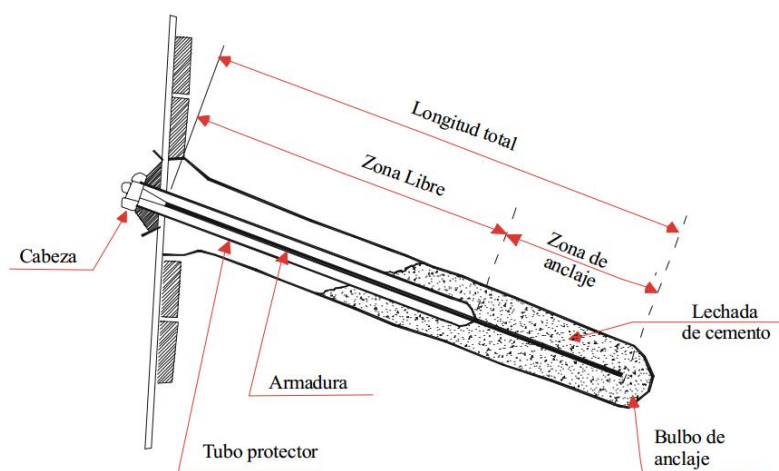


Fig. 3.2. Partes de un Anclaje (Ucar, 2002)

### 3.4. TIPOS DE ANCLAJES

Las estructuras ancladas en los últimos años han tomado mucha relevancia en las obras de sostenimiento, como la estabilización de los taludes en excavaciones profundas o en la utilización de las obras viales. Estas estructuras, dan al talud una mayor capacidad de resistencia al cortante en sus planos de falla ya que estas, mediante tendones o varillas de acero, unen y presionan la masa propensa a deslizarse contra el suelo detrás de la línea de falla. Las estructuras ancladas son diseñadas a su vez, según el lapso de tiempo que se utilizarán y estas se encuentran clasificadas como:

- **ANCLAJES PROVISIONALES**

Estos anclajes están diseñados para una vida útil aproximada de 18 meses hasta que este sea sustituido por un elemento permanente que cumpla con la sostenibilidad de la estructura a estabilizar. Los tratamientos de estos anclajes son diferentes a los permanentes, pues por ejemplo en estos no se toman mucha importancia el cuidado a las consecuencias que la corrosión puede generar. Una vista de estos anclajes se muestra en la Figura 3.3.

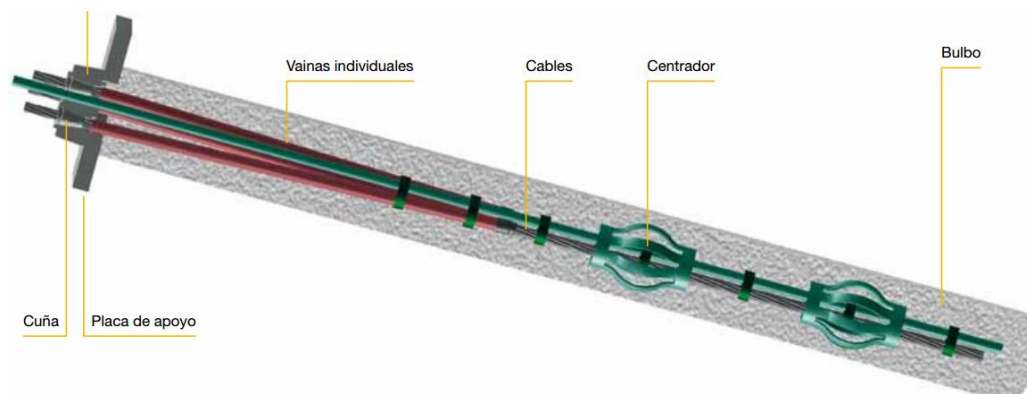


Fig. 3.3. Anclajes provisionales (Fuente: Ficha Técnica DYWIDAG – SYSTEMS INTERNATIONAL – DSI)

### • ANCLAJES PERMANENTES

Están diseñados para un tiempo definitivo, es por ello que se dimensionan con un mayor coeficiente de seguridad y también se encuentran proyectados para hacer frente a la corrosión de sus elementos, estos son los anclajes, pernos y armaduras metálicas. Figura 3.4.

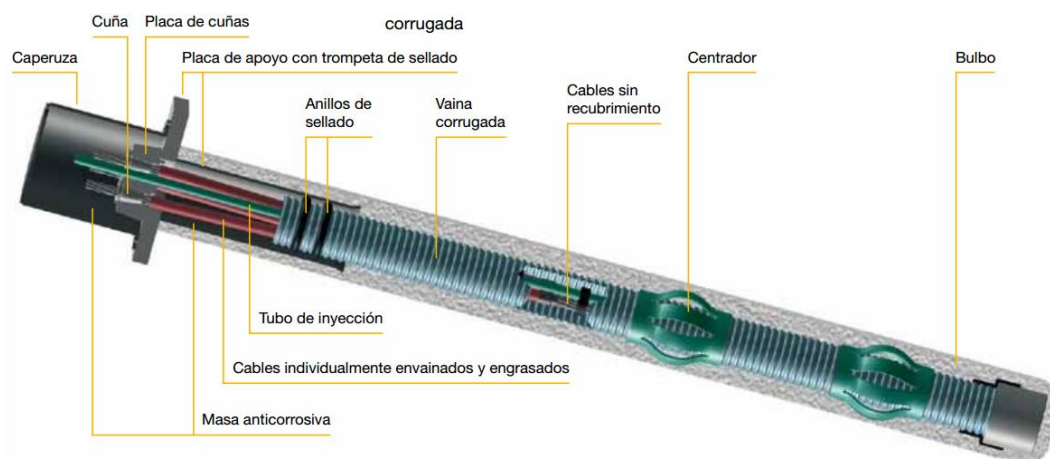


Fig. 3.4. Anclajes permanentes (Fuente: Ficha Técnica DYWIDAG – SYSTEMS INTERNATIONAL – DSI)

Estas estructuras, aumentan la resistencia del talud ya que son ancladas mediante tendones o varillas de acero las cuales una vez perforadas se inyecta un bulbo de concreto en la parte posterior de la varilla, la cual sirve de ancla. El mecanismo de acción de estas estructuras difiere según se encuentran diseñadas. Existen estructuras que son perforadas y una vez ancladas, se tensionan los cables, mediante gatos hidráulico, con el fin de unir el suelo resistente con el deslizante, a estos se le llaman Anclajes Activos. Sin embargo, existen también los anclajes

pasivos, los cuales solo son perforadas o hincadas y luego llenado el bulbo de concreto, se retira. El funcionamiento de este anclaje empieza con el movimiento de la masa deslizante.

La diferencia entre uno y el otro es que para que una estructura de los anclajes pasivos se contenga se debe permitir una relajación de la masa deslizante para que su carga de trabajo empiece a actuar, sin embargo, en los anclajes activos esta carga de trabajo ya se le es sometida a los anclajes, con lo cual no existe necesidad de que exista una relajación del terreno para que este pueda actuar. Esto se puede demostrar mediante la figura 3.5, grafico de cargas – deformaciones, en donde se denota que se aplica una carga de trabajo a los anclajes activos antes de que se produzca un movimiento de la masa de tierra.

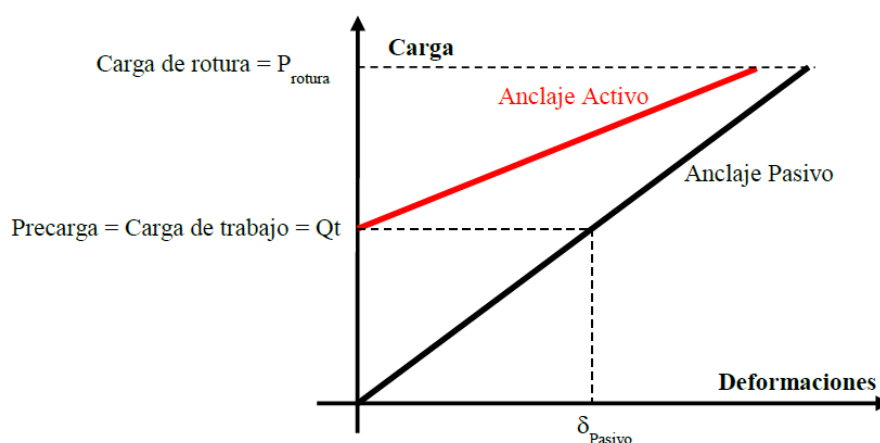


Fig. 3.5. Gráfico de carga deformación en anclajes pasivos y activos (Leoni, 2002)

En conclusión, las estructuras ancladas pueden ser Activos o Pasivos dependiendo de que si estos son pre tensionados o no. A continuación, se detallan cada una de estas.

### 3.4.1. Anclajes Pasivos

Los anclajes pasivos son estructuras que ejercen su acción estabilizadora en el momento en que la masa comienza a deslizarse, sin necesidad de someter al anclaje a una carga pre tensionada. Estas estructuras se pueden utilizar en taludes en que se permitan una pequeña variación de movimiento, en la cual no se comprometa alguna estructura sobre ella.

Dentro del grupo de anclajes pasivos, se pueden mencionar algunos como los pernos, micropilotes y los “Clavos” (Nails), siendo este último, un elemento utilizado para la técnica de estabilización por medio de anclajes llamada “Soil

Nailing”. La técnica del “Soil Nailing” es utilizada en diferentes obras de estabilización en el país, usualmente estas se utilizan en sostenimiento de taludes de obras viales; vale destacar que una de las obras de gran envergadura en la ciudad de Lima, como fue la construcción de la Vía Expresa Línea Amarilla, recurrió a la utilización de esta técnica para la estabilización del talud en el cauce del río Rímac en la fase de construcción del túnel debajo de este.

#### **3.4.1.1. Los Clavos**

Los clavos o mejor conocido con el término de “Nail” es un método que se desarrolló en Europa y fue aplicado por vez primera en Francia en 1972. El método del Soil Nailing es un método de aplicación de anclaje pasivo in situ en la cual reacciona a su acción estabilizadora por medio de la tensión del acero en el movimiento del talud.

Los clavos pueden ser varillas de acero, tubos o cables los cuales se inyectan una lechada de concreto después de haber realizado la perforación. Estos pueden ir con tuercas en la cabeza o también pueden ir dobladas escondiéndose dentro de la superficie del muro reforzado. Fig. 3.6.

A diferencia de los anclajes pre tensionados, la distancia entre los puntos de instalación de los clavos es relativamente pequeña (aproximadamente se utiliza un clavo por cada uno o seis metros cuadrado de suelo), y a su vez, este va acompañado en la superficie del talud por una pantalla delgada de concreto lanzado reforzado con una malla metálica, que le dará continuidad estructural al sistema, el cual tendrá entre 12 a 18 centímetros de espesor.

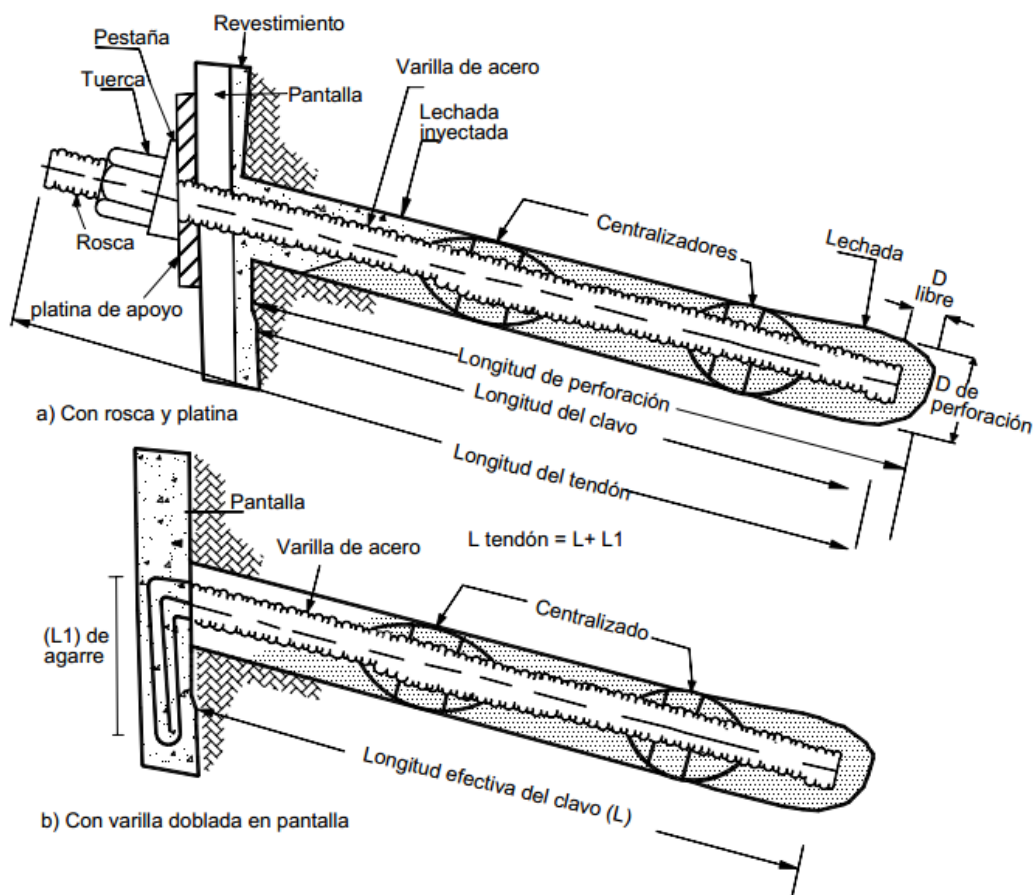


Fig. 3.6. Tipo de clavos

Los clavos usualmente son usados para estructuras temporales ya que se teme mucho sobre el comportamiento del clavo frente a la corrosión que puede generar el suelo estabilizado. Sin embargo, en el mercado ya se encuentran estructuras que se encuentran cubiertas con materiales anticorrosivos que garantiza una mayor vida útil.

#### 3.4.1.1.1. Ventajas y desventajas del Sistema Soil Nailing

Para la aplicación de los clavos en un sistema de sostenimiento se evaluó las ventajas que este sistema puede generar frente a otros tradicionales como los muros de concreto armado o los mismos anclajes pre tensionados, estas ventajas según algunos autores se describen a continuación.

<b>SISTEMA SOIL NAILING</b>	
<b>VENTAJAS</b>	<b>DESVENTAJAS</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- El bajo costo, ya que las varillas de acero son más económicas a comparación de los torones o cables, y el espesor del concreto lanzado es delgado.</li> <li>- Profundidades menores a comparación de los muros anclados.</li> <li>- Se puede realizar la excavación por tramos y de arriba hacia abajo.</li> <li>- La instalación es rápida.</li> <li>- Los equipos utilizados son livianos y convencionales, por ello se puede realizar la instalación en zonas de difícil acceso.</li> <li>- La flexibilidad de este sistema es mayor frente a los de concreto armado, esto permite que resistan mayores movimientos diferenciales es por esto que los clavos tienen un mejor comportamiento en sismos.</li> <li>- Mejor adaptación en suelos heterogéneos por ejemplo en donde se presenten rocas de gran tamaño, este sistema presenta mayor eficacia en su instalación frente a los pilotes o anclajes de mayor diámetro.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Para la instalación de los clavos se requiere mayor número de estos en una pantalla anclada.</li> <li>- Los taludes deben ser resistentes para que no fallen en las excavaciones.</li> <li>- Por ser pasivo se debe de esperar que ocurran deformaciones en el talud, para que el sistema empieza a funcionar.</li> <li>- Este sistema no es eficiente en suelos blandos, se requiere que el suelo tenga una cierta rigidez.</li> <li>- Para la aplicación del concreto lanzado se debe verificar que no exista afloramiento de agua por nivel freático alto.</li> <li>- Por el hecho de que para construir este sistema se deben de utilizar mayor números de clavo en una determinada área, estos pueden interferir con alguna red de servicio público cercana.</li> </ul>

#### **3.4.1.1.2. Elementos en el Sistema Soil Nailing**

El sistema Soil Nailing está compuesto por una estructura de acero claveteada con una inyección de lechada de cemento. Los elementos típicos de este sistema se muestran a continuación:

- **Perforación**

Es el primer paso para la construcción de este sistema, vale señalar que existen diferentes tipos de perforación como rotación, percusión, roto – percusión; la selección de estos depende de la disponibilidad de equipo que se cuente. Los diámetros de las perforaciones están en el rango de 4 a 12 pulgadas siendo los más comunes los que se encuentran entre 5 a 8 pulgadas. Como a su vez, las inclinaciones de estos varían, entre 10° a 20° grados siendo la típica inclinación el de 15° grados.

Como ya se hizo mención las distancias entre los clavos son menores a los anclajes pre tensionados ya que este actúa en el momento del movimiento del talud; las distancias entre cada perforación en la que se introducirán los clavos están entre 1 a 3 metros, usualmente estos espaciamentos horizontales son los mismos que los verticales. A más distancia de espaciamiento entre clavos menor será su efectividad estabilizadora.

- **Barras de Acero**

Las propiedades de las barras de acero de refuerzo varían según las especificaciones técnicas del proveedor del material, sin embargo, generalmente la resistencia típica de una varilla se encuentra entre los valores de 420 – 520 MPa, y los diámetros utilizados están entre los 19 – 43 mm. Las longitudes del acero usualmente se ajustan a las usadas a los valores comerciales de 6, 12 y 18 metros. Para evitar el contacto de la barra de acero con el suelo y se garantice el recubrimiento suficiente de la lechada de concreto, se deben de utilizar centradores los cuales están separados usualmente una distancia de 2 metros.

- **Lechada**

La lechada de concreto es el elemento que transmite el esfuerzo del suelo al refuerzo. a su vez, sirve de protección contra la corrosión de la varilla. Este elemento se coloca inmediatamente después de la instalación del acero de refuerzo una vez perforado el suelo, para evitar que el agujero de perforación se obstruya. La lechada se coloca por medio de una manguera que ingresa hasta el

fondo de la perforación, y que después de culminado el proceso de colocación del concreto se retira.

Para la lechada se utiliza generalmente el cemento tipo I, con una relación agua/cemento que varía en el orden de 0.4 a 0.5; se debe tomar en cuenta que la manejabilidad del concreto juega un rol importante ya que este puede quedarse obstruido en los centradores evitando que se llene toda la perforación con la lechada.

- ***Pantalla Superficial***

La pantalla superficial de los sistemas de clavos son estructuras de concreto lanzado reforzados con mallas de acero (a veces se utilizan mallas electro soldadas), los cuales son unidas a la cabeza del clavo para contener el suelo y que estos transmitan los esfuerzos del suelo al clavo. Estos concretos lanzados pueden ser de mezcla seca o húmeda, sin embargo, se ha visto que las mezclas húmedas han tenido mejores resultados de resistencia. Los espesores de las pantallas generalmente varían entre 15 a 30 cm.

- ***Elementos Complementarios***

Para la mejora de la vida útil del sistema Soil Nailing y su comportamiento, es necesario realizar la instalación de algunos elementos a un adecuado funcionamiento, estos son:

- Geodrenes; estos elementos con frecuencia se colocan entre la pantalla y el suelo. Estos ayudaran a drenar el agua que se acumula detrás de la pantalla.
- Tubería de drenaje; también conocidas como tuberías "lloronas" estos atraviesan el muro de refuerzo conectando la superficie con el suelo, para lograr la evacuación de las aguas infiltradas y aliviar el empuje que se pueda generar por esto.

#### **3.4.1.1.3. Procedimiento Constructivo**

Se detallan a continuación los pasos a seguir para el procedimiento constructivo del sistema Soil Nailing. Figura 3.7.



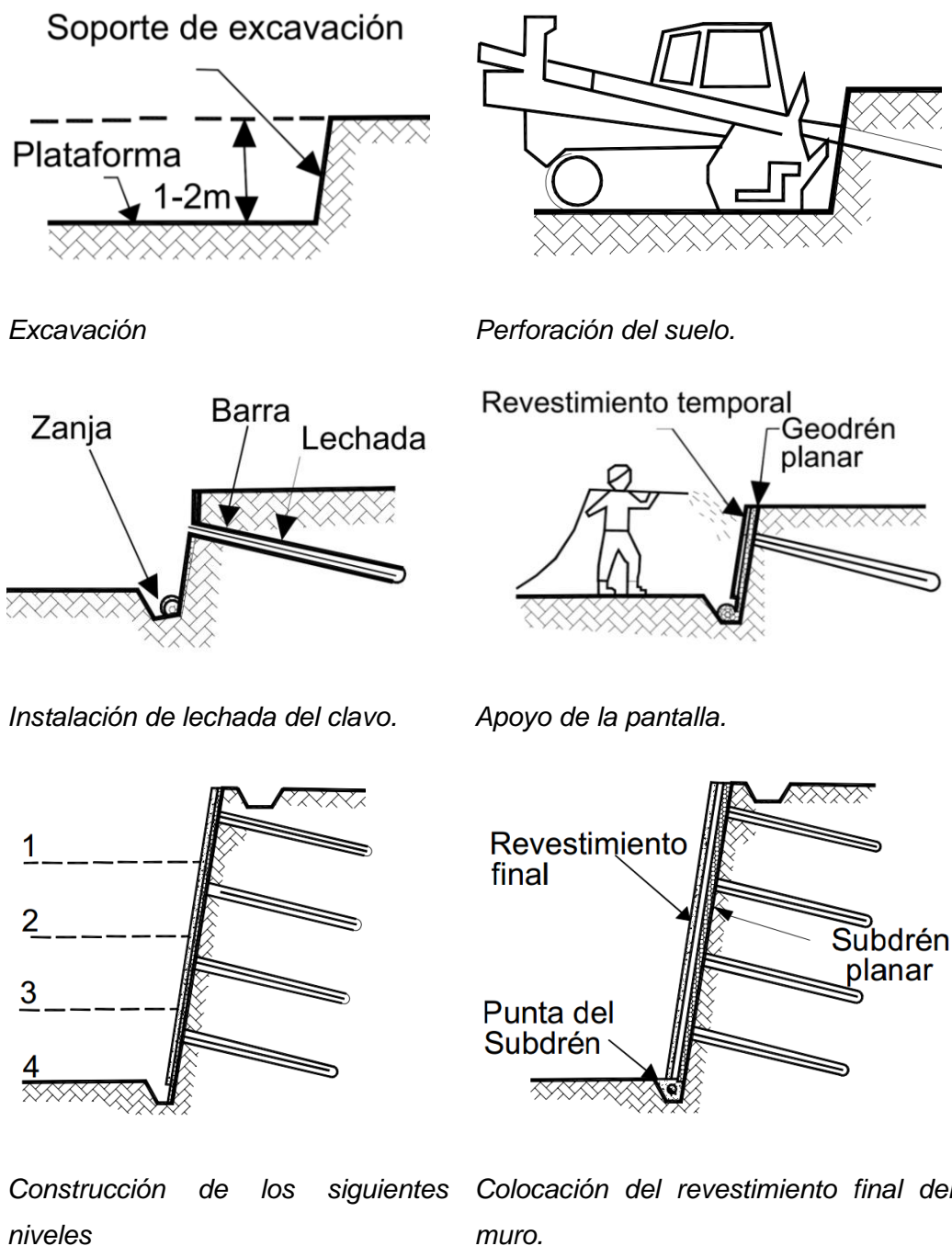


Fig. 3.7. Procedimiento típico del sistema de clavos (Porterfield, 2004)

### 3.4.2. Anclajes Activos

Los anclajes activos son estructuras compuestas por tendones de varillas de aceros, perforadas a profundidad la cual se le inyecta un bulbo de concreto que sirve de anclaje para posteriormente tensionarlo, mediante una carga aplicada con

gatos hidráulicos. Esto generalmente se aplica sobre muros o elementos de concreto armado, los cuales sirven de pantalla para soportar la masa de suelo.

Al aplicar la carga de tensión a los tendones, aumentara las propiedades resistentes del suelo, ya que esto incrementara los esfuerzos normales de la masa, y, por consiguiente, también la resistencia a la fricción del suelo a lo largo de la superficie de falla.

Los anclajes pre tensados tienen la ventaja de que al ser aplicada una carga inicial a los tendones estos se opondrán a la acción del deslizamiento, evitando que se produzcan desplazamientos iniciales o que estos sean mínimos. Un ejemplo de esto, sería en la utilización de estabilización de suelos en fundaciones existentes, los cuales no se permitirían desplazamientos fuertes, pues comprometería a la estructura construida. Figura 3.8.



Fig. 3.8. Muros anclados en excavaciones profundas (Obra: Residencial Park Tower – Surquillo, Lima)

### **3.4.2.1. Mecanismo de Funcionamiento de los Anclajes**

Las estructuras ancladas, son elementos que se perforan y tensionan, estas en su parte exterior están unidas a una superficie de concreto armado (pantallas), los cuales transmiten la carga al anclaje y estas al bulbo de anclaje, finalmente este último es el que resiste las fuerzas de diseño.

Para el correcto funcionamiento de este sistema el bulbo debe de ser perforado a una profundidad en la cual se encuentra detrás de la superficie propensa a fallar.

El cálculo de la profundidad de diseño requerida obedece al factor de seguridad que se requerirá. Sin embargo, este sistema puede presentar diferentes formas en la cual puede fallar, como se presenta a continuación.

#### **3.4.2.1.1. Modos de Falla**

Al principio de este capítulo se dijo, que para asegurar un correcto funcionamiento de este sistema el diseñador debe de evaluar los distintos casos de ruptura o fallas que se pueden ocasionar. Los modos de falla de los anclajes pueden estar relacionados al exceso de pre tensionamiento en las anclas, el sistema de excavación, las lluvias, sismos, etc. Estos mecanismos de falla pueden estar involucradas con la masa de suelo, las estructuras superficiales, el bulbo de concreto o los tendones. Figura 3.9.

- **Falla del Acero de los Tendones.**

Al aplicar la carga al tendón este se encuentra susceptible a fallar si esta excede la capacidad estructural del tendón. Para evitar esto, se suele recomendar que la carga no exceda el 60 % de la capacidad ultima del tendón.

- **Falla de la Masa de Suelo.**

Esta falla se produce debido a la capacidad de soporte del suelo superficial. Si la carga de tensión es excesiva el suelo superficial tendrá un movimiento hacia arriba, comprometiendo la estructura vecina. Vale señalar y recomendar, a su vez que, la profundidad de anclaje de arriba hacia abajo, serán mayores para que la resistencia pasiva del suelo evite la falla.

- **Falla de la Unión entre el Bulbo y el Suelo.**

En el perímetro del bulbo de anclaje se encuentran circundando fuerzas que depende de la presión, fricción y cohesión del suelo en esta interfase. Para

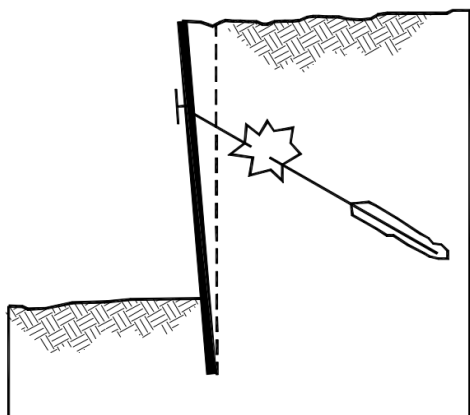
aumentar la resistencia y evitar la falla se suele aumentar el diámetro y longitud del bulbo.

- **Falla entre el Tendón y la Lechada.**

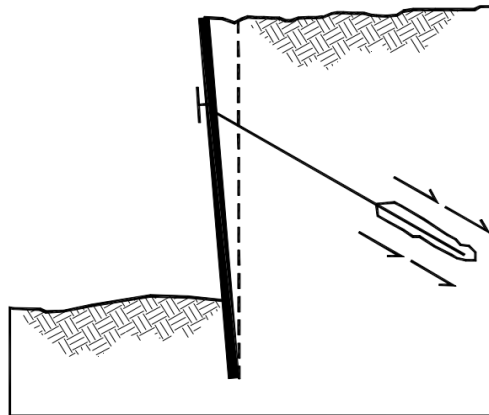
En el interior del bulbo, en la unión del tendón y la lechada se puede producir un desprendimiento, esto suele ocurrir por problemas de adherencia y fricción entre el acero y la lechada. En la norma ASTM A981 presenta un método estándar para la evaluación de esta unión.

- **Falla de la Estructura Superficial**

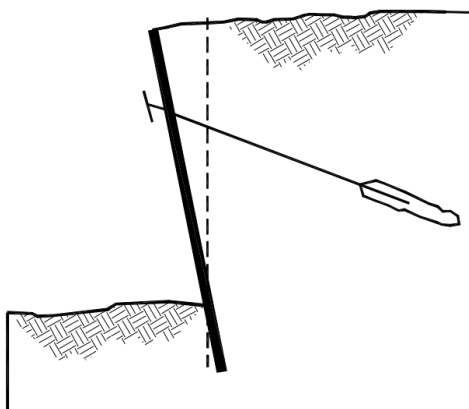
Pueden ser fallas estructurales como el punzonamiento o exceso de refuerzo de flexión o cortante.



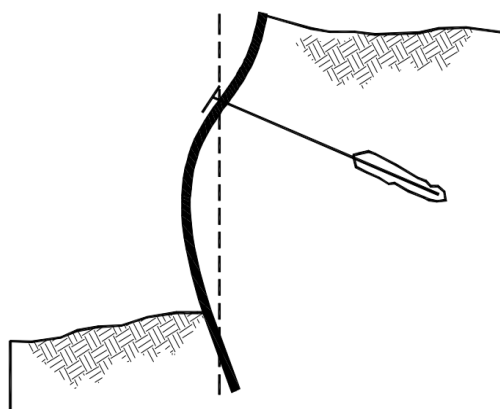
*Falla en el tendón.*



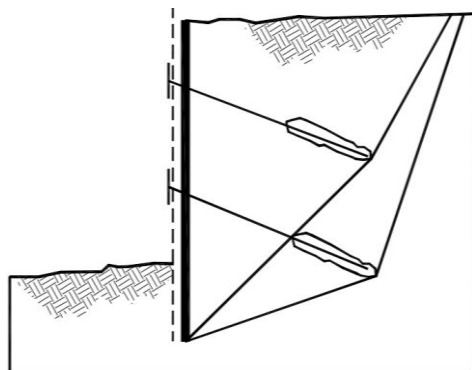
*Falla entre la unión del bulbo y el suelo.*



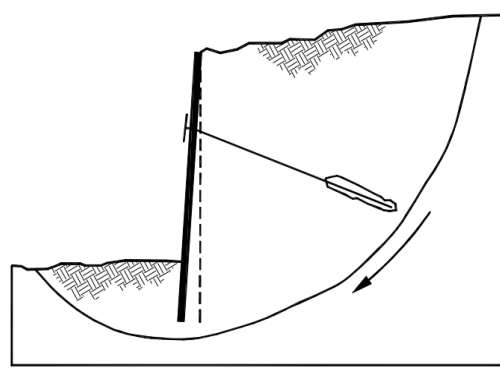
*Falla entre el tendón y la lechada.*



*Falla a flexión de la pantalla.*



*Falla por deslizamiento del talud*



*Falla por rotación del talud*

Fig. 3.9. Algunos modos de falla (Sabatini, 2009)

### **3.4.2.2. Proceso Constructivo de los Anclajes**

El mecanismo de funcionamiento de los anclajes en su vida útil no solo dependerá del diseño de este, sino también del correcto proceso constructivo. Según la experiencia y recomendaciones los procesos a seguir son:

- La perforación del suelo
- La inserción de los torones de acero
- La inyección a presión de la lechada de concreto
- El tensionado de la carga diseñada.
- El control y ensayo de carga al tendón
- El aseguramiento del tendón con la pantalla de concreto.

#### **• Perforado**

Este proceso se comienza con un tubo de revestimiento de 20 – 30 cm de diámetro con una longitud de 3 metros, acompañado de un barreno el cual se encargará de evacuar los residuos producto de la perforación a medida que este va avanzando, hasta llegar a la profundidad requerida. Es preciso, señalar que, se debe controlar constantemente la desviación de la perforación, los cuales, no deben exceder 20 mm en 3 metros. Una vez realizado el proceso de perforación el anclaje se debe de colocar lo más rápido posible siendo el tiempo límite no mayor a 24 horas.

Respecto al diámetro del agujero perforado este varía según el tipo de equipo que se utilice para esta labor. El diámetro debe ser de tal tamaño que permita la inserción del perno sin necesidad de forzarlo.

#### **• Inyección**

La inyección es el proceso en el cual se aplica mortero a presión una vez que ya se encuentra situado el tirante dentro del orificio perforado. Para empezar el proceso de tensado se debe esperar que el fraguado del mortero haya culminado, esto se logra aislando la zona libre de la zona de anclaje por medio de un aislante.

El diseño de la mezcla para el bulbo de anclaje se debe de realizar siguiendo la norma ASTM C150. Respecto a la relación Agua – Cemento de la mezcla, algunos autores recomiendan valores que bordean el 0.5 como por ejemplo los valores 0.5 – 0.67 (Ucar, 2002), o como también, los valores de 0.4 – 0.55 (Sabatini, 1999).

Con estos valores se pueden llegar a la resistencia inicial a la compresión requerida de hasta 21 MPa.

No es recomendable la utilización de productos químicos, porque es común que estos productos aceleren los procesos de corrosión del acero o que produzcan agrietamiento de la mezcla. Las cantidades de sulfatos, cloruros y nitratos de la mezcla no deben exceder los porcentajes de 4%, 0.1% y 0.1% respectivamente. No se debe utilizar cemento con altos contenidos de alúmina. No se recomienda la utilización de arena o grava mezclada con el cemento; sin embargo, es utilizada con frecuencia en bulbos de gran diámetro (Suarez, 2009).

Se recomienda, a su vez que, la expansión libre a temperatura ambiente no debe exceder el 10 %, y que la resistencia a los 7 días de fraguado de la mezcla debe ser mayor a 25 MPa.

- **Tensionado**

Para el proceso del tensionado se recomienda aplicar la carga hasta después de que la mezcla del ancla haya adquirido una resistencia mayor a los 25 MPa. Es recomendable que la carga que se aplique no sea mayor al 80% de la falla nominal última del tirante.

### **3.4.2.3. Consideraciones de Diseño**

En esta parte de la tesis se tocarán temas relacionados a las consideraciones para el diseño de un anclaje siendo la parte del diseño el tema central que se tocara en el Capítulo IV del proyecto de investigación.

#### **3.4.2.3.1. Tendones**

- **Cables**

Son hilos de siete alambres con resistencia a tensión última de 1.86 MPa con diámetro entre 0.5 y 0.6 pulgadas que cumpla con la especificación ASTM A-416. El número de alambres y de hilos depende de la carga de diseño. La ventaja de los cables, es que pueden cortarse a la longitud requerida, y no requieren uniones ni soldadura (Suarez, 2009).

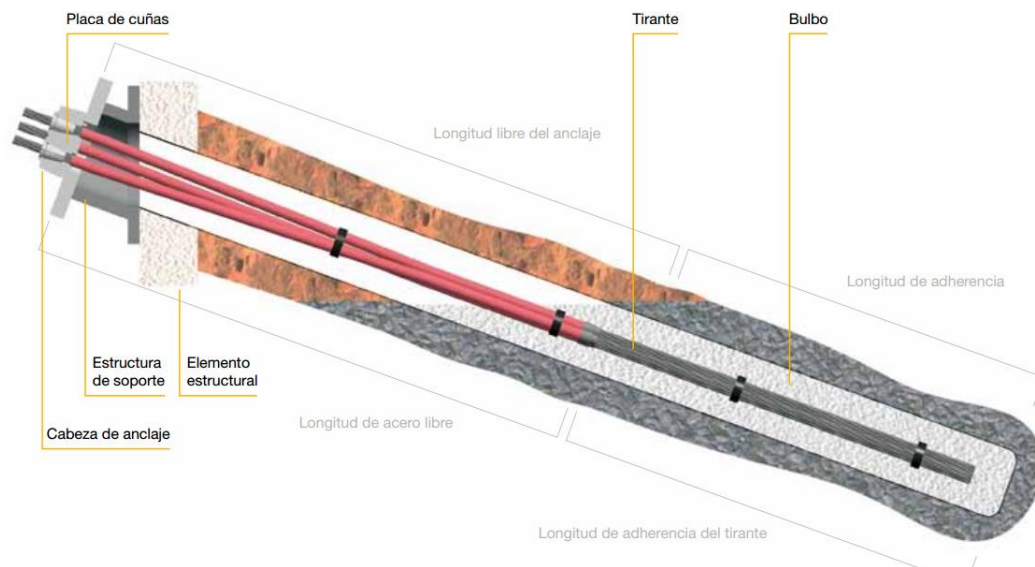
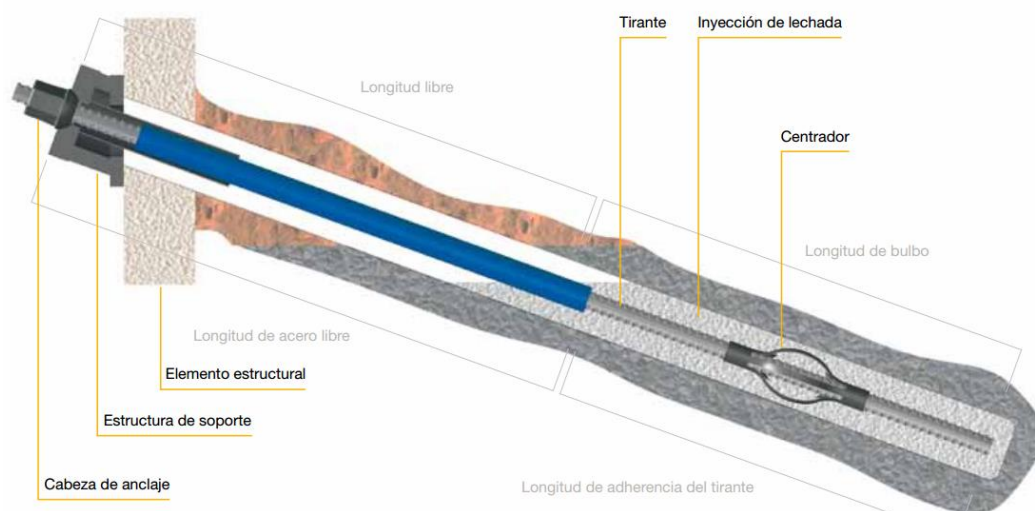


Fig. 3.10. Anclajes por medio de tendones de acero (Fuente: Ficha Técnica DYWIDAG – SYSTEMS INTERNATIONAL – DSI)

- **Varillas de alta Resistencia**

Otra alternativa para el uso de anclajes son las varillas de alta resistencia (Fig. 3.10.) las cuales tienen resistencia última a la tensión de 1.03 MPa en diámetros variables entre 1.0 y 2.5 pulgadas y que cumpla con la especificación ASTM A-722 tipo II, o ASTM A416. Una varilla de 1 y 3/8 de pulgada tiene una capacidad de carga máxima de 620 KN. Una carga típica de diseño para una varilla de 2.5 pulgadas es 2000 KN. Las longitudes de varillas pueden variar entre 6, 9, 12, 15, 18 metros.





*Fig. 3.11. Anclajes por medio de Varillas de alta resistencia (Fuente: Ficha Técnica DYWIDAG – SYSTEMS INTERNATIONAL – DSI)*

Los tratamientos y diseños de las varillas cambian de acuerdo al tiempo de uso (Provisionales y Permanentes), ya que por ejemplo la carga admisible es igual al producto de la sección del acero multiplicado por su límite elástico, multiplicado por un coeficiente de seguridad de 0.6 para permanentes y 0.75 para provisionales. Algunas de las características mecánicas de los aceros de anclajes se encuentran tipificados en las fichas técnicas de los fabricantes de estos productos. Sin embargo, algunos autores como Pfister (1982), muestran tablas en donde señalan las propiedades mecánicas de las barras, cordones y alambres utilizados como elementos de soporte.

Tabla 3.2. Características mecánicas de barras, cordones y alambres según Pfister y otros (1982)

	TIPO	AREA (mm <sup>2</sup> )	Es (tf)	Tg (tf)	Fpu (tf)	Tipo de acero St (Normas francesas ) (kgf/mm <sup>2</sup> )	Ta (tf) Para anclajes permanentes
<b>Barras</b>	Ø26DY <sup>b</sup>	551.00	41.00	47.00	58.00	85.00 - 105.00 (Esfuerzo de tracción al 0.1% de deformación – resistencia ultima)	28.00
	Ø32DY	804.00	60.00	68.00	84.00		41.00
	Ø36DY	1018.00	76.00	87.00	107.00		52.00
<b>Cordones (torones)</b>	1T13°	93.00	12.00	15.00	17.00		9.00
	2T13	186.00	24.00	30.00	34.00		18.00
	4T13	372.00	48.00	60.00	68.00		36.00
	6T13	558.00	72.00	90.00	102.00		54.00
	7T13	651.00	84.00	105.00	119.00		63.00
	8T13	744.00	96.00	120.00	136.00		72.00
	9T13	837.00	108.00	135.00	153.00	163.00 - 185.00	81.00
	10T13	930.00	120.00	150.00	170.00		90.00
	11T13	11023.00	132.00	165.00	187.00		99.00
	12T13	1116.00	144.00	180.00	204.00		108.00
	1T15	139.00	18.00	22.00	24.00		13.00
	6T15	834.00	108.00	132.00	148.00		79.00
	7T15	973.00	126.00	154.00	173.00		92.00
	8T15	1112.00	144.00	176.00	198.00		105.00
	9T15	1251.00	162.00	198.00	222.00		118.00
	10T15	1390.00	180.00	220.00	247.00		132.00
	11T15	1529.00	198.00	242.00	272.00		145.00
	12T15	1668.00	216.00	264.00	296.00	153.00 – 175.00	158.00
	13T15	1807.00	234.00	286.00	321.00		171.00
	14T15	1946.00	252.00	308.00	346.00		184.00
	15T15	2085.00	270.00	330.00	371.00		198.00
16T15	2224.00	288.00	352.00	395.00		211.00	
17T15	2363.00	306.00	374.00	420.00		224.00	
18T15	2502.00	324.00	396.00	445.00		237.00	
9T18	2007.00	266.00	297.00	349.00		178.00	
12T18	2676.00	354.00	396.00	465.00		237.00	
<b>Alambres</b>	6W8 <sup>d</sup>	301.00	30.00	39.60	44.40		23.00
	8W8	401.00	40.00	52.80	59.20	148.00 – 194.00	31.00
	10W8	502.00	50.00	66.00	74.00		40.00
	12W8	604.00	60.00	79.20	88.80	131.00 – 148.00	47.00

b- Barras DYWIDAG

c- Torones 8T13 = 8 Torones 13mm

d- Alambres

Ta = Limite elástico correspondiente al 0.1% de la deformación en el diagrama  $\delta - \xi$ , Tg = 0.85 Pu.

Es = Limite elástico de proporcionalidad, Ta = Tracción admisible

### 3.4.2.3.2. Resistencia Última

Los tendones se deben diseñar con una carga de diseño no mayor al 60% de la carga última de la tensión, esto con el objetivo de evitar una futura falla de rotura en el elemento. Para las estructuras definitivas la resistencia última de los tendones se indica en la siguiente tabla.

Tabla 3.3. Resistencia última de tendones para anclajes.

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

### 3.4.2.3.3. Protección Contra La Corrosión

Para el diseño de los anclajes permanentes se toma en cuenta los efectos que generara la corrosión en los anclajes es por ello que se debe tomar importancia a los factores que produzcan la corrosión en la armadura.

La corrosión en los elementos se forma por factores externos como las propiedades químicas del suelo o roca, filtraciones de agua, cambios climáticos, etc. Cabe mencionar que también se puede producir la corrosión bajo tensión la cual aparece en los anclajes cuando se someten a esfuerzos relativamente altos. Al someterse estos esfuerzos se pueden producir zonas frágiles en la armadura lo que puede generar una rotura repentina. Para ello, se debe cubrir el anclaje en toda su longitud.

En la zona de anclaje es preciso que, para garantizar una adecuada protección contra la corrosión, debe cumplir que la lechada de cemento tenga un recubrimiento mínimo de 2 a 3 cm. a su vez, es adecuado mencionar que en la inyección de la lechada el cemento no debe contener sulfatos en cantidades mayores al 4% en peso del cemento. A lo mencionado, se debe adicionar que en los anclajes se le coloca una vaina corrugada como elemento protector. Véase Figura 3.4.

En la zona libre, es común cubrir el tendón con un tubo de polietileno relleno de grasa anticorrosiva. Adicionalmente si los anclajes están constituidos por varios torones se utilizarán separadores para garantizar el espacio de 5 mm entre estos. En la cabeza del anclaje, se le debe de cubrir con cemento o grasa en una cubierta galvanizada.

Adicionalmente a lo expuesto, Hanna (1982), sugiere que es preciso tener conocimiento sobre los principales factores que ayudan a contribuir con el proceso de corrosión del acero, como:

- Resistividad del suelo.
- Factores microbiológicos
- Contenido de humedad, pues el aumento de este generar un ambiente adecuado para la corrosión bacterial.
- Contenido de sales en el suelo.
- Valor del pH, siendo el  $\text{pH} < 4$  correspondiente a suelos altamente ácidos, generando picaduras en el metal.
- Contenido orgánico y transferencia de oxígeno.

#### **3.4.2.3.4. Longitud de las Anclas**

La longitud total de un ancla debe ser diseñada, tal que, el bulbo de anclaje de este se pueda alojar detrás de la superficie potencial de falla real del talud, y que, a su vez, garantice un factor de seguridad para la superficie de falla por detrás de los anclajes. Fig. 3.12.

La suma total de la longitud de un anclaje es la adición de la longitud de la zona libre más la longitud del bulbo. Según Sabatini (1999), que por requerimientos de estabilidad no es recomendable usar anclas menores a 9 metros.

Algunos autores como Weatherby y Nicholson (1982), recomiendan que la longitud libre mínima (distancia entre el bulbo y la superficie del talud) debe de ser de 4.5 m para cables y 3 m para varillas, con el objeto de evitar las pérdidas de carga de tensionamiento debidas a la relajación y fatiga del acero, el suelo y la cabeza de los anclajes. Ucar (2002), menciona que es recomendable que la zona libre debe de tener una longitud mínima de 6 m, con el objeto de controlar adecuadamente la puesta en tensión y aminorar la influencia de los movimientos de la cabeza.

Para la longitud del bulbo, algunos autores como Johnson y Turner (2003), reportan que las longitudes de estos varían entre 3.5 m a 12 m, y que generalmente para suelos no se utilizan bulbos menores a 4.5 m (Sabatini, 1999).

Las longitudes totales del anclaje generalmente no exceden los 45 m. sin embargo, Ucar (2002) menciona que los anclajes por cables suelen tener una longitud mayor, en ocasiones mayores a los 80 m.

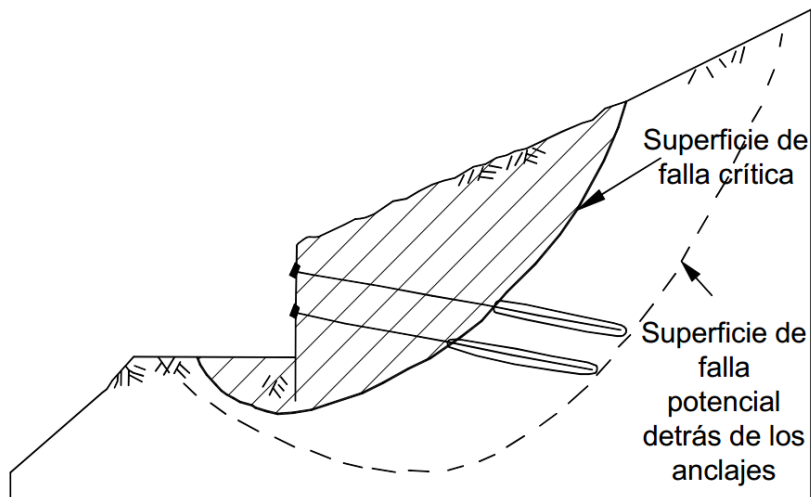


Fig. 3.12. La longitud total del anclaje debe garantizar un factor de seguridad tanto para la superficie potencial de falla antes de la puesta del anclaje y para la falla crítica detrás de los anclajes

#### 3.4.2.3.5. Ángulo de Inclinación de los Anclajes

Para realizar el diseño de los ángulos de anclaje, se debe de tomar en cuenta algunos criterios:

- La mayoría de anclajes se instalan teniendo un ángulo con la horizontal que varían de  $10^\circ$  a  $30^\circ$ .
- Es recomendable que los ángulos de los anclajes sean mayores a  $10^\circ$  para que los esfuerzos generados por la tensión de los cables se transmitan adecuadamente a la superficie de falla, y con esto se aumente la resistencia cortante del suelo deslizante.
- No es recomendable utilizar ángulos con la horizontal superiores a  $45^\circ$ , para evitar aumentos importantes de las fuerzas actuantes y disminución de la capacidad de carga horizontal del ancla (Weatherby y Nicholson, 1982).
- En muros verticales o semi verticales se sugiere instalar anclajes con un ángulo horizontal no mayor a  $30^\circ$  pues esto generaran sobrepresiones adicionales que desencadenara en una falla local del muro.

### **3.4.2.3.6. Bulbo de Anclaje**

El bulbo de anclaje es la parte que ancla, por medio de una lechada de cemento o mortero, al tendón o varilla con el suelo que se desea estabilizar, es por esto que se debe de conocer los criterios importantes para su diseño.

La longitud del bulbo depende de la carga y propiedades de resistencia al cortante que tiene el suelo, esta por lo general es mayor a 3 metros.

Es preciso señalar que con fines de diseño los esfuerzos del bulbo se asumen que son uniformes, sin embargo, el comportamiento de estos en la realidad son distintos, presentándose los esfuerzos máximos en la punta del bulbo.

De acuerdo a las propiedades mecánicas de los suelos, se deben de tomar algunas consideraciones para el adecuado diseño del bulbo:

- En rocas el comportamiento del bulbo de anclaje por lo general es adecuado, sin embargo, se debe de tener en cuenta que las capacidades de las rocas dependen de su estructura, resistencia a la compresión y composición; los cuales deben ser evaluados previamente al diseño.
- En los suelos granulares se han registrado comportamientos adecuados de los anclajes permanentes. Es recomendable la instalación de los anclajes en los suelos no cohesivos que cumplan con valores de penetración estándar  $N > 10$  golpes/pie.
- En los suelos arcilloso se han registrado con frecuencia problemas de capacidad a largo plazo. Se debe esperar comportamiento no satisfactorio de los bulbos en suelos cohesivos con resistencia a la compresión no confinada menor de 96 KPa y resistencias remoldeadas menores de 48 KPa (Suarez, 2009)
- Se recomienda no instalar anclajes en suelos orgánicos o rellenos.

#### **• Tipos De Bulbos**

Según Littlejohn (1990), los bulbos se clasifican de acuerdo a la forma de inyección (Figura.3.13):

- **TIPO A.** Son los bulbos que son inyectados a gravedad.

- **TIPO B.** Son los bulbos que son inyectados a presiones menores a los 145 psi. A medida que se realiza la inyección el bulbo aumenta su diámetro infiltrándose en el suelo.
- **TIPO C.** Es probablemente la técnica más utilizada ya que genera un bulbo de mayor tamaño, son bulbos inyectados a presiones mayores a los 290 psi.
- **TIPO D.** En la etapa de la perforación se forman campanas que se van rellenando de la lechada por gravedad.

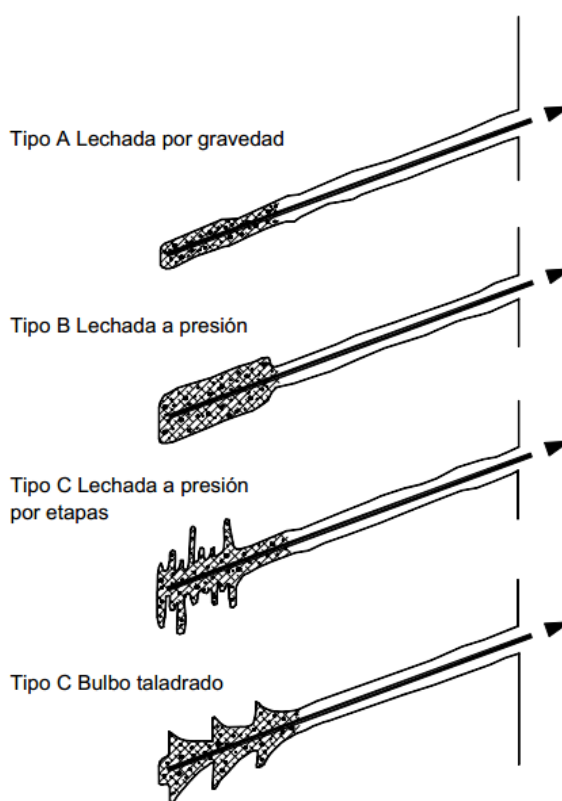


Fig. 3.13. Clasificación de anclajes de acuerdo a la presión de inyección (Modificado de Littlejohn, 1990)

- **Resistencia Entre El Bulbo Y El Suelo**

Es necesario conocer la resistencia que tendrá el bulbo con el suelo, para garantizar el adecuado funcionamiento del sistema. Se debe tener en cuenta que esta resistencia variara de acuerdo a las propiedades del suelo como también a la longitud y diámetro del bulbo, y a su vez de la presión de la inyección. Sabatini (1999) presenta una tabla en la que se muestran algunos factores típicos que se presentan en la transferencia de los esfuerzos en los bulbos pequeños, de acuerdo al tipo de suelo en la que se realizara el anclaje.

Tabla 3.4. Factores típicos que afectan la transferencia de esfuerzos en bulbos de diámetros pequeños (Sabatini, 1999).

FACTOR	TIPO DE SUELO	
	SUELO GRANULAR	SUELO COHESIVO
Propiedades del Suelo	Angulo de fricción, tamaño y distribución de los granos	Adhesión, índice plástico
Método de perforación	El uso de tubería de revestimiento aumenta los esfuerzos normales y de fricción.	El uso de lodos en la perforación disminuye la capacidad.
Longitud del bulbo	La resistencia aumenta al aumentar la longitud del bulbo hasta los 6 metros, con incrementos moderados hasta los 12 metros y muy poco incremento después de los 12 m	Incrementos continuos en suelos con resistencia no drenada menor de 96 KPa.
Diámetro del bulbo	Aumenta la resistencia al aumentar el diámetro hasta 10 centímetros y muy poco a partir de ese diámetro.	Aumenta la resistencia hasta un diámetro de 30 centímetros
Presión de inyección	La capacidad del ancla aumenta al aumentar la presión de inyección.	La capacidad del ancla aumenta solamente con inyección por etapas. Presiones iniciales muy altas deben evitarse.

A su vez, Littlejohn y Bruce (1975), presentaron una expresión con el que se puede calcular el esfuerzo al cortante del anclaje (Ec. 3.1)

$$\tau_a = \frac{T}{\pi * D * Lb} \quad \text{Ec. 3.1.}$$

Donde:

$\tau_a$ : Esfuerzo cortante permitido

$T$ : Tensión de diseño

$D$ : Diámetro del orificio

$Lb$ : Longitud del bulbo



#### **3.4.2.4. Diseño de Estructuras Ancladas**

Existen diferentes métodos para el diseño de las estructuras ancladas, los métodos más comunes son el método de la cuña anclada y los métodos de equilibrio límite.

Estos últimos son los métodos más recurrentes, por la facilidad de su ejecución, y ya que se utilizan parámetros de los análisis de estabilidad de Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer o Morgenstern y Price. El sistema consiste en colocar una serie de fuerzas vectoriales concentradas, simulando las anclas sobre las dovelas.

Estos análisis en la actualidad se realizan por medio de software especializados en el cálculo de los análisis de estabilidad.

El diseño de estas estructuras en el presente proyecto de tesis se realizará en el análisis del capítulo siguiente.

## **CAPÍTULO IV: COMPORTAMIENTO NUMÉRICO DE ANCLAJES PASIVOS Y ACTIVOS**

### **4.1. INTRODUCCIÓN**

En el presente capítulo, se desarrolla los conceptos teóricos previos al desarrollo de los cálculos numéricos y diseño de los anclajes pasivos y activos.

Para proceder con el cálculo y diseño de los anclajes en el presente proyecto de tesis, se describe en este capítulo, previo al desarrollo práctico, los diferentes métodos de cálculos de la resistencia última de los anclajes. Pasando por métodos como:

- Método Tradicional
- Método de Bustamante
- Propuesta de Habib
- Método de Anclajes en Rocas
- Método de Littlejohn
- Método de Ostermayer

En donde, además, se menciona los factores de eficiencia de la longitud del bulbo anclado para un óptimo procedimiento de cálculo para la relación entre la carga última del ancla con la longitud del bulbo.

Se continúa la redacción del capítulo mencionando y desarrollando las teorías de empuje de tierras pasivas y activas de Rankine y Coulomb, con ello los diagramas de presiones de tierra generadas por estos empujes.

Los comportamientos de los diagramas de presiones de tierra dependen de las deformaciones que se generan en los muros utilizados para la estabilidad del talud. Lo descrito anteriormente se hace mención para el caso de muros anclados y se presentan a continuación gráficas propuestas por la Federal Highway Administration en la cual se muestran los diagramas generados en este tipo de muros.

### **4.2. ANTECEDENTES DE CÁLCULOS Y DISEÑO DE ANCLAJES**

Para proceder con el diseño de los anclajes pasivos y activos que se analizarán en este proyecto de tesis; se procederá con la asistencia de software

especializados como el SLIDE. Esto nos ayudara a modelar el terreno en su estado natural como también con la adición de los factores externos que puedan hacer variar su estabilidad inicial.

Sin embargo, este software solo nos dará algunos parámetros de cargas que se transmitirán del suelo a los cables o barras de anclajes; pero, para realizar el diseño de las anclas se debe conocer los procedimientos y metodologías de cálculos de la fuerza que se producirán en las anclas y que los elementos resistentes sean escogidos adecuadamente.

Los métodos conocidos para el cálculo de la resistencia última de anclajes parten inicialmente de los estudios realizados en micropilotes; ya que, este sistema de estabilización fue el primer sistema de anclajes inyectados embebidos en el suelo. Este término Micropilote es llamado a una técnica de pilotaje la cual fue patentada en Italia entre los años 1950 – 1952, en las que se le conocía con el nombre de “Pali Radice”.

La primera aplicación documentada del sistema fue para el recalce de la Escuela A. Angiulli en Nápoles. Se utilizaron “Pali Radice” de 13 m de longitud, 100 mm de diámetro nominal y una armadura central de una barra de 12 mm. El terreno estaba constituido por arenas y cenizas volcánicas y puzolanas. (Lizzi, 1985) presentó los resultados del primer ensayo de carga. Se alcanzaron 46 T de carga con algo menos de 4 mm de asiento y según Lizzi a ese nivel de carga se produjo la fracturación del pie del pilote a una tensión de compresión de 45 Mpa. En todo caso la curva carga-asiento denota un comportamiento elástico. El asiento remanente tras un ciclo carga-descarga hasta 20 T fue del orden de 0,3 mm. (Romana, 2003).

Los métodos de instalación de los micropilotes son muy distintos, por lo cual es preciso realizar la clasificación de estos. El AETESS (Asociación de empresas constructoras que agrupa las especializadas en cimentaciones y trabajos del subsuelo), en España, los clasifica en tres categorías, según el tipo de inyección (Fig.4.1).

- Tipo 1: Inyección Única Global (IU)

Se realiza de una sola vez, rellenando la perforación a baja presión mediante un conducto que llega hasta el fondo.

- Tipo 2: Inyección Única Repetitiva (IR)

Se inyecta en varias fases y a través de varios puntos. Previamente se realiza la inyección IU.

- Tipo 3: Inyección Única y Selectiva (IRS)

La inyección se ejecuta en varias fases y a través de varios puntos, pudiendo controlar en cada uno de ellos la presión y el volumen alcanzado en cada fase de inyección. Previamente se realiza la inyección IU.

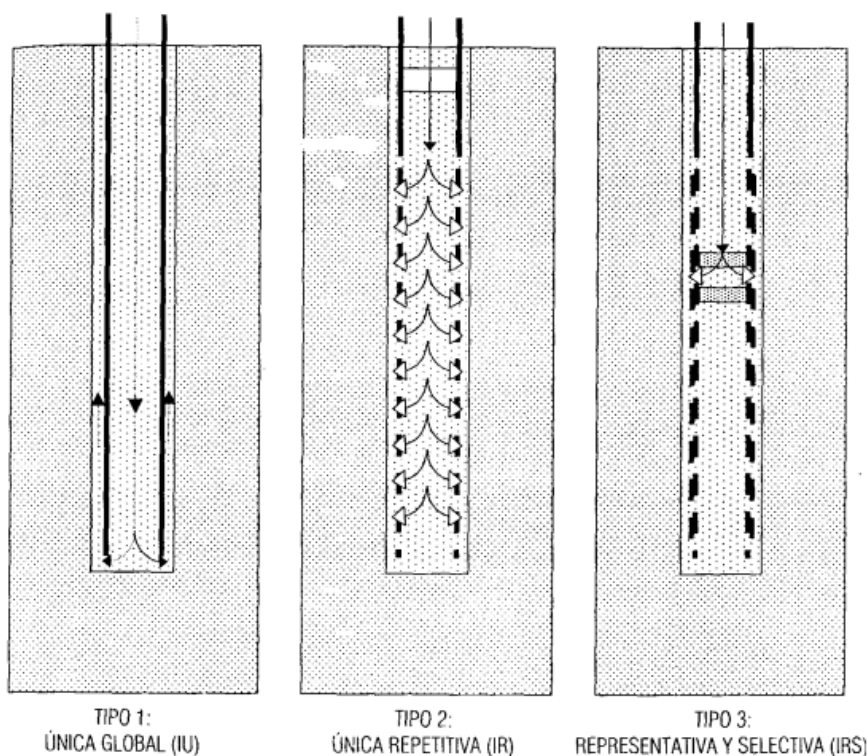


Fig. 4.1. Clasificación de los pilotajes (AETESS, 2000)

Esta clasificación sigue la clasificación francesa (Bustamante, 1986), la cual describe:

- Inyección IGU, en una sola pasada
- Inyección IRS en un proceso repetitivo o selectivo, mediante la introducción de un doble obturador en el tubo manguito que permite seleccionar el intervalo de inyección al nivel deseado y repetir la operación varias veces.

A su vez, se tiene la clasificación realizada por Bruce (1995), para la Federal Highway Administration (FHWA), la cual la diferencia por los tipos de bulbos utilizados, según se describe en el apartado “Bulbo de anclaje” del Capítulo III de la presente tesis.

### 4.3. MÉTODOS DE CÁLCULO PARA LA CARGA ADMISIBLE

Para el cálculo de las cargas admisibles de los anclajes, estos se basan en las investigaciones y experiencias en aplicaciones de Micropilotes; los cuales se llevaron a la aplicación de las estructuras ancladas. Los métodos de cálculo son descritos a continuación:

#### 4.3.1. Método Tradicional para “Pali Radice”

Método empírico para el cálculo de micropilotes propuesto por Lizzi (1985), con la siguiente ecuación:

$$P_{ult} = \pi * D * L * K * I \quad \text{Ec. 4.1.}$$

Donde:

$P_{ult}$ : Carga ultima del Palo Radice a compresión (sin coeficiente de seguridad)

$D$ : Diámetro del orificio

$L$ : Longitud del bulbo

$K$ : Coeficiente que representa el rozamiento por el fuste.

$I$ : Coeficiente adimensional que depende del diámetro.

Tabla 4.1. Coeficientes utilizados en la fórmula de Lizzi (1985)

Suelo	K (KPa)	Diámetro (cm)	I
Blando	50	10	1.00
Suelto	100	15	0.90
De compacidad media	150	20	0.85
Muy compacto, grava, arena	200	25	0.80

#### 4.3.2. Método de Bustamante

Bustamante (1985), propuso un método para el cálculo de los anclajes y micropilotes inyectados. Este método está basado en los numerosos ensayos de anclajes y micropilotes realizados en Francia; quienes están referidos a la categoría de inyección IGU (una sola fase) o IRS (varias fases).

Este método considera algunos aspectos relacionados a la lechada de cemento para la formación del bulbo, como la técnica de inyección, el número de inyecciones sucesivas y los volúmenes finales inyectados  $V_i$ , las presiones efectivas de inyección y los caudales de inyección y la naturaleza de la lechada.

Cuando la lechada es inyectada a una presión elevada, la misma penetra en parte en el suelo y además provoca una expansión de la cavidad formada por la herramienta de perforación en el terreno, del mismo modo que cuando hacemos un ensayo de presiometría, provocamos una expansión del suelo con una membrana que se dilata bajo una presión conocida (Leoni, 2002).

Bajo esta premisa Bustamante propone un método de cálculo de la capacidad de carga del bulbo basada en la "Presión Límite" del suelo, el cual es hallada en los ensayos de presiometría de Menard.

El ensayo de presiometría fue desarrollado en 1957 por el Ing. Louis Menard en Francia. Este ensayo consiste en introducir una sonda en una perforación del suelo, para posteriormente introducir una presión de agua a esta, lo suficiente para poder expandirla. Con estos datos, obtenemos las deformaciones en el terreno bajo las presiones que son necesarias aplicar a la sonda para producir dichas deformaciones. (Fig. 4.2.)

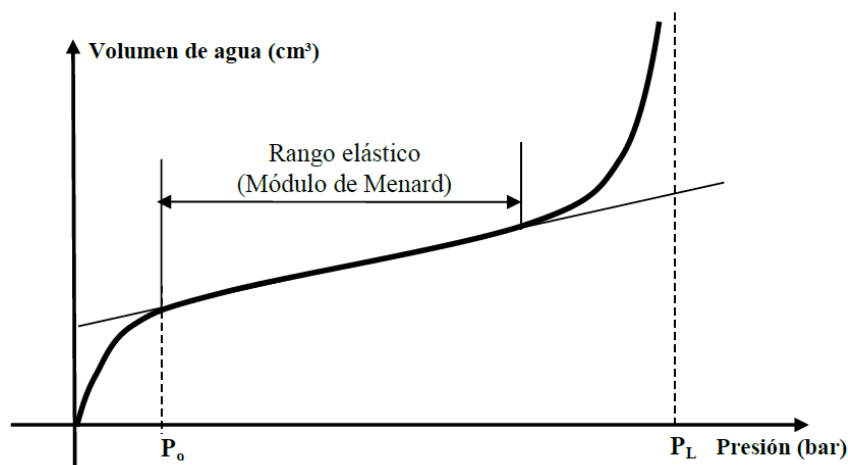


Fig. 4.2. Gráfico de resultados en ensayos de presiometría de Menard (Leoni, 2002)

Donde el punto  $P_0$  representa a la presión necesaria para que se inicie las deformaciones y el  $P_L$  representa la presión límite de rotura del suelo.

Adicionalmente a esto, Menard muestra una gráfica para poder estimar los valores de “Presión Límite” de un suelo, teniendo los valores de sus parámetros físicos como el ángulo de fricción interna. (Fig. 4.3.)

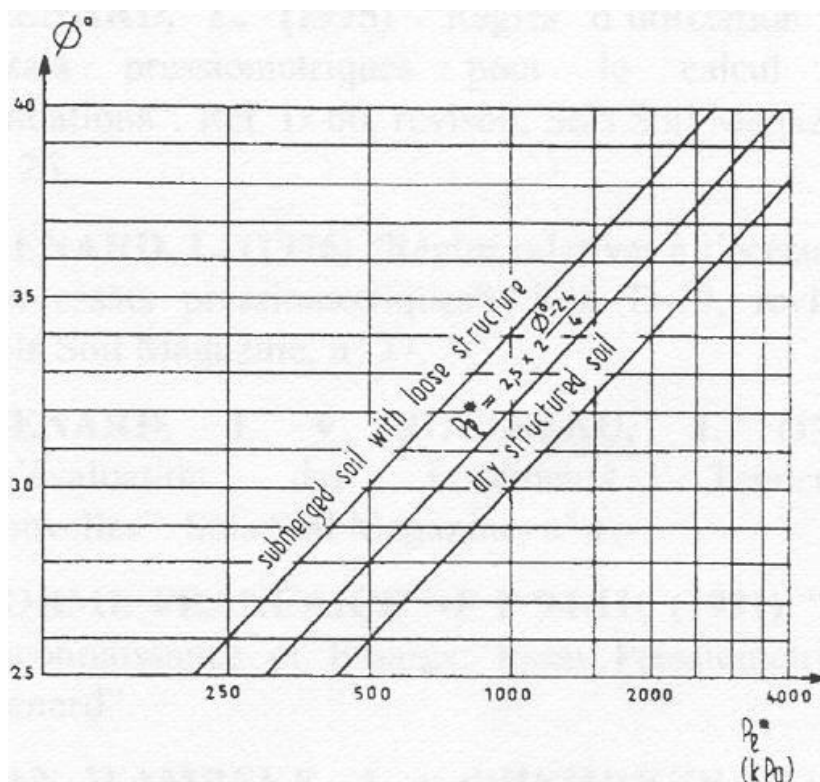


Fig. 4.3. Tabla de estimación de Presión Límite de suelo, con el ángulo de fricción interna

Como se hace notar el cuadro ofrecido por Menard obedece a una ecuación dada:

$$PL = 2.5 * 2^{\frac{\phi - 24}{4}} \quad \text{Ec. 4.2.}$$

Vale señalar que Menard recomienda aplicar el uso de esta tabla para cálculos de empuje de muros mas no para cálculo de estabilidad de una cimentación.

La expresión planteada por Bustamante está dada por, la carga límite de un micropilote a compresión, esta será:

$$QL = Qp + Qs \quad \text{Ec. 4.3.}$$

Donde:

QL: Carga limite en cabeza (sin incluir coeficiente de seguridad)

Qp: Resistencia por la punta limite

Qs: Resistencia limite por el fuste

$$Q_s = \sum \pi * D_i * L_i * q_{si} \quad \text{Ec. 4.3.}$$

Donde para capa i (ver Fig. 4.3.):

$D_{si}$ : Diámetro medio real ( $D_{si} = \alpha * D_{ni}$ )

$L_i$ : Longitud de la capa

$q_{si}$ : Resistencia unitaria por el fuste

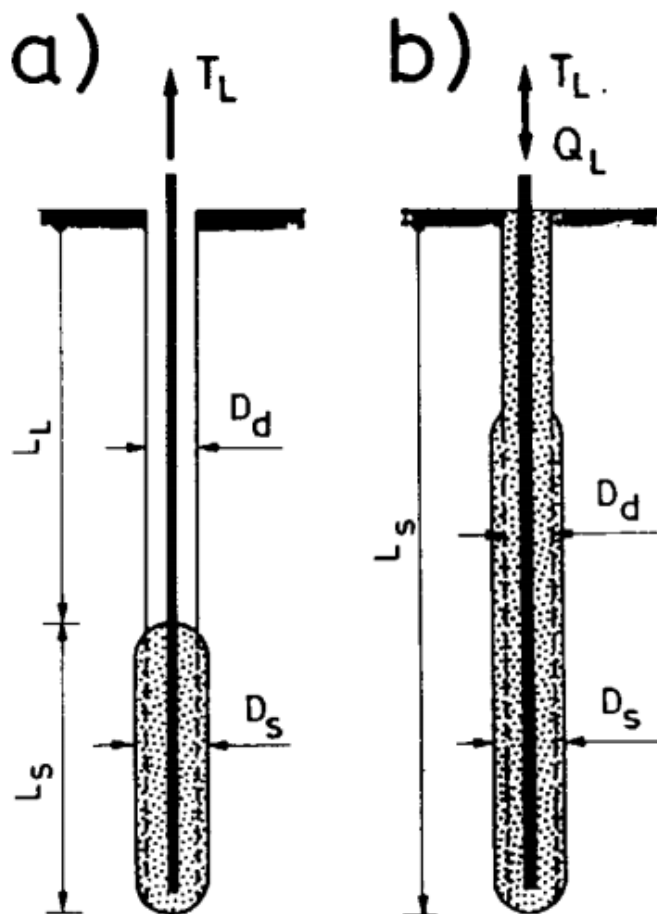


Fig. 4.4. Representación esquemática de un anclaje y de un micropilote. Nomenclatura para el cálculo por el Método de Bustamante (1985)

Según se indica en las formulas dadas, el diámetro real se estimara según el producto del diámetro nominal por un coeficiente  $\alpha$ , el cual se representa en la Tabla 4.2. Los valores de resistencia unitaria por el fuste  $q_s$  serán tomadas de los ábacos de Bustamante (Fig. 4.5 y Fig. 4.6).

Vale mencionar que los ábacos mostrados fueron construidos en base de los resultados de diferentes investigaciones de Bustamante (1985), Fujita (1977), Ostermayer y Scheele (1977), Ostermayer (1974) y otros.



Tabla 4.2. Coeficientes  $\alpha$  de incremento del diámetro  $D_n$  ( $D_s = \alpha * D_n$ ) de un micropilote inyectado (Bustamante 1996)

Suelos	Coeficiente $\alpha$		Cantidad mínima de lechada aconsejada $V_i$
	IRS *	IGU **	
Grava	1.8	1.3 a 1.4	1.5 Vs
Grava arenosa	1.6 a 1.8	1.2 a 1.4	1.5 Vs
Arena en grava	1.5 a 1.6	1.2 a 1.3	1.5 Vs
Arena gruesa	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 Vs
Arena mediana	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 Vs
Arena fina	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 Vs
Arena limosa	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 a 2.0 Vs para IRS 1.5 Vs para IGU
Limo	1.4 a 1.6	1.1 a 1.2	2.0 Vs para IRS 1.5 Vs para IGU
Arcilla	1.8 a 2.0		2.5 a 3.0 Vs para IRS 1.5 a 2.0 Vs para IGU
Marga	1.8	1.1 a 1.2	1.5 a 2.0 Vs para capa compacta
Marga – calcárea	1.8	1.1 a 1.2	
Creta alterada o fragmentada	1.8	1.1 a 1.2	2.0 a 6.0 Vs o más si la capa esta fracturada
Roca alterada o fragmentada	1.2 a 1.8	1.1	1.1 a 1.5 Vs si la capa esta finamente fisurada

			2.0 o más si la capa esta fracturada.
--	--	--	------------------------------------------

$V_s$ : Volumen del bulbo de sellado.

*IRS*: Inyección repetitiva y selectiva

*IGU*: Inyección Global Unificada

Para poder aplicar el método de Bustamante es preciso que efectivamente se realice una inyección a presión y que los volúmenes de lechada inyectada  $V_i$ , excedan de los volúmenes teóricos del bulbo previsto  $V_s$ . Debe inyectarse entre un 50% un 100% más sobre el volumen teórico para compensar las pérdidas de lechada por exudación en el terreno, las “pérdidas ligadas a la técnica de inyección” y para poder “tratar el suelo en la inmediata periferia del bulbo” (Romana, 2003).

Para el cálculo del  $Q_p$  (resistencia por la punta), se puede calcular por la regla simplificada la cual es:

$$Q_p = 0.15 * Q_s \quad \text{Ec. 4.4.}$$

Para anclajes la carga limite a tracción será:

$$Q_L = Q_s \quad \text{Ec. 4.5.}$$

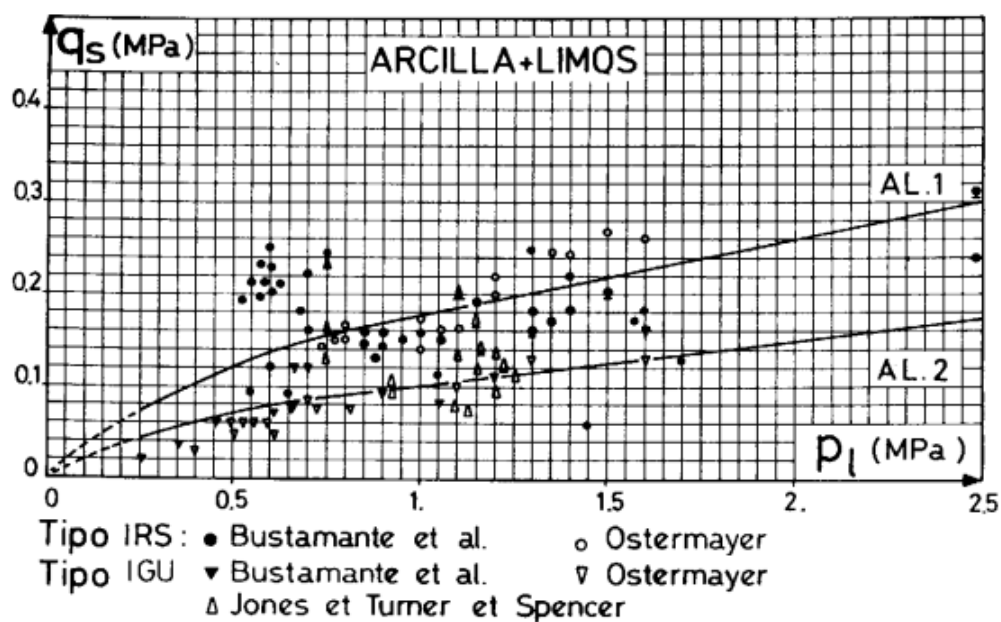
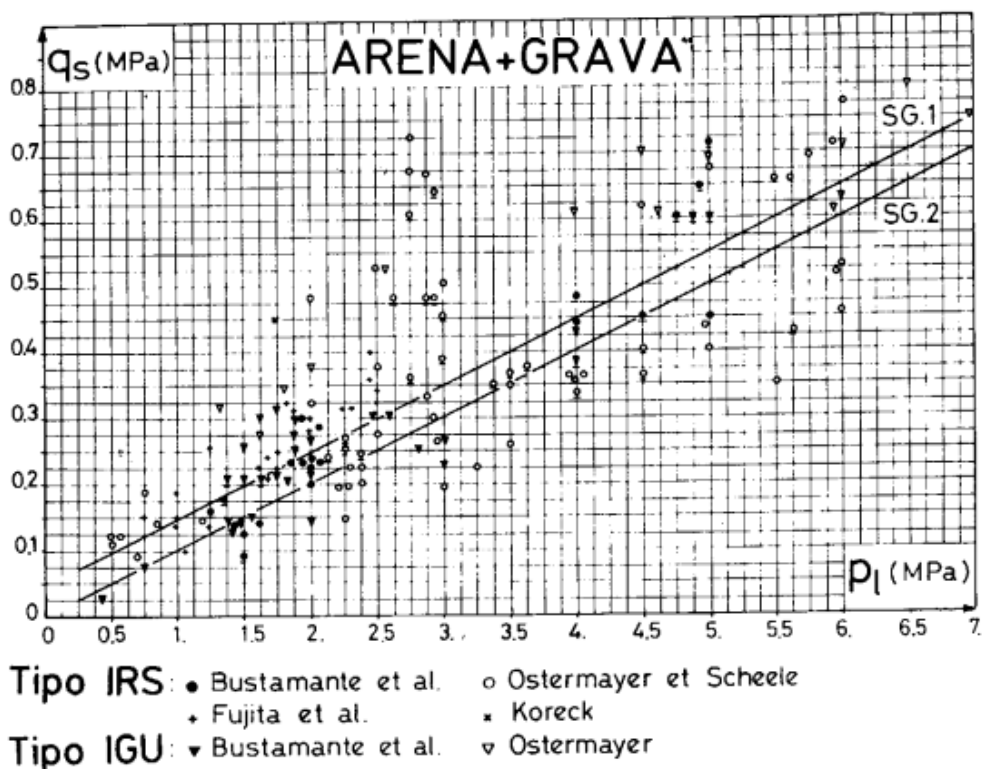
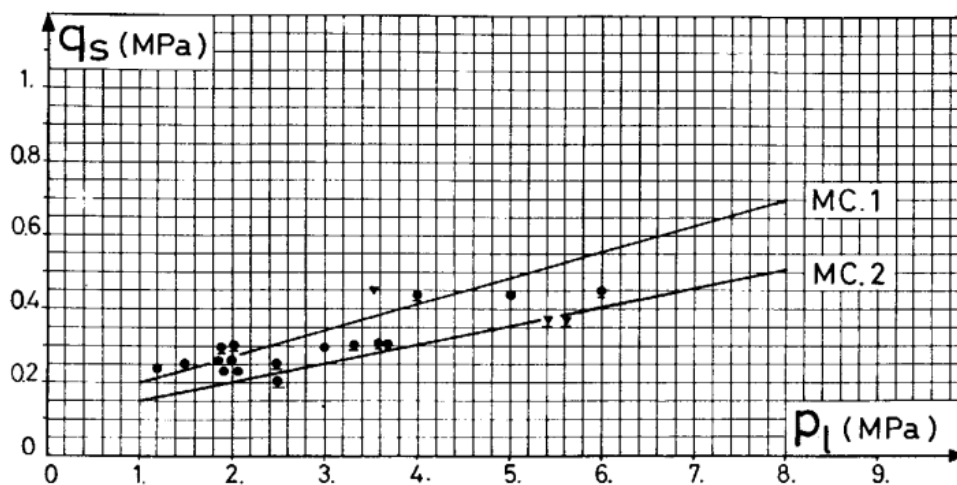


Fig. 4.5. Ábacos de Bustamante para la determinación de la resistencia unitaria por el fuste  $q_s$  en diversos suelos (IRS - 1, IGU - 2)

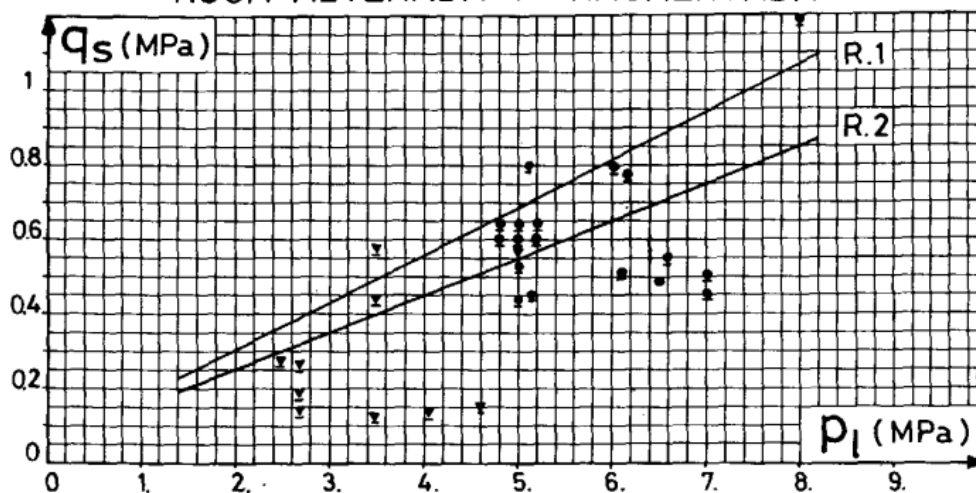
### CRETA ALTERADA Y FRAGMENTADA MARGAS Y MARGO-CALCAREA



Tipo IRS : ● Bustamante et al.

Tipo IGU : ▲ Bustamante et al.

### ROCA ALTERADA Y FRAGMENTADA



Tipo IRS: ● Bustamante et al.

Tipo IGU: ▼ Bustamante et al.

Fig. 4.6. Ábacos de Bustamante para la determinación de la resistencia unitaria por el fuste  $q_s$  en algunas rocas (IRS - 1, IGU - 2)

### 4.3.3. Propuesta De Habib

Habib (1989), propuso un método semi – empírico, partiendo de la propuesta de Bustamante, para el cálculo de la capacidad de carga del Bulbo.

$$P = \pi * D_s * L_s * q_s \quad \text{Ec. 4.6.}$$

Donde:

$P$ : Capacidad de carga del bulbo

$L_s$ : Longitud del bulbo

$$D_{si} = \alpha * D_d$$

$D_d$ : Diámetro de la perforación

$\alpha$ : Coeficiente (Tabla 4.2)

### 4.3.4. Método de Cálculo para Anclajes en Rocas

Por la alta resistencia de las rocas a comparación de los suelos, hace que el tipo de anclaje a utilizar sea el tipo flecha recta. En este tipo de anclaje el diámetro del bulbo es igual al del barreno. La expresión para el cálculo de la resistencia esta expresada por:

$$P = \pi * D * L * \tau_{ult} \quad \text{Ec. 4.7.}$$

Donde:

$P$ : Capacidad ultima

$D$ : Diámetro del bulbo

$L$ : Longitud de la zona de fijación

$\tau_{ult}$ : Resistencia ultima (friccionantes) en la interfase bulbo – roca.

Esta expresión no es más que la expresión que define la carga total del ancla igualada al producto del área en contacto con la resistencia friccionante de la roca. Littlejohn (1979), propuso las siguientes suposiciones para que la validez de la ecuación 4.7 se cumpla:

- El esfuerzo friccionante entre el bulbo y la roca está distribuido uniformemente.
- Los diámetros del barreno y bulbo son iguales
- La falla se presenta en forma de un desplazamiento relativo entre el perímetro del bulbo y la pared de la roca.

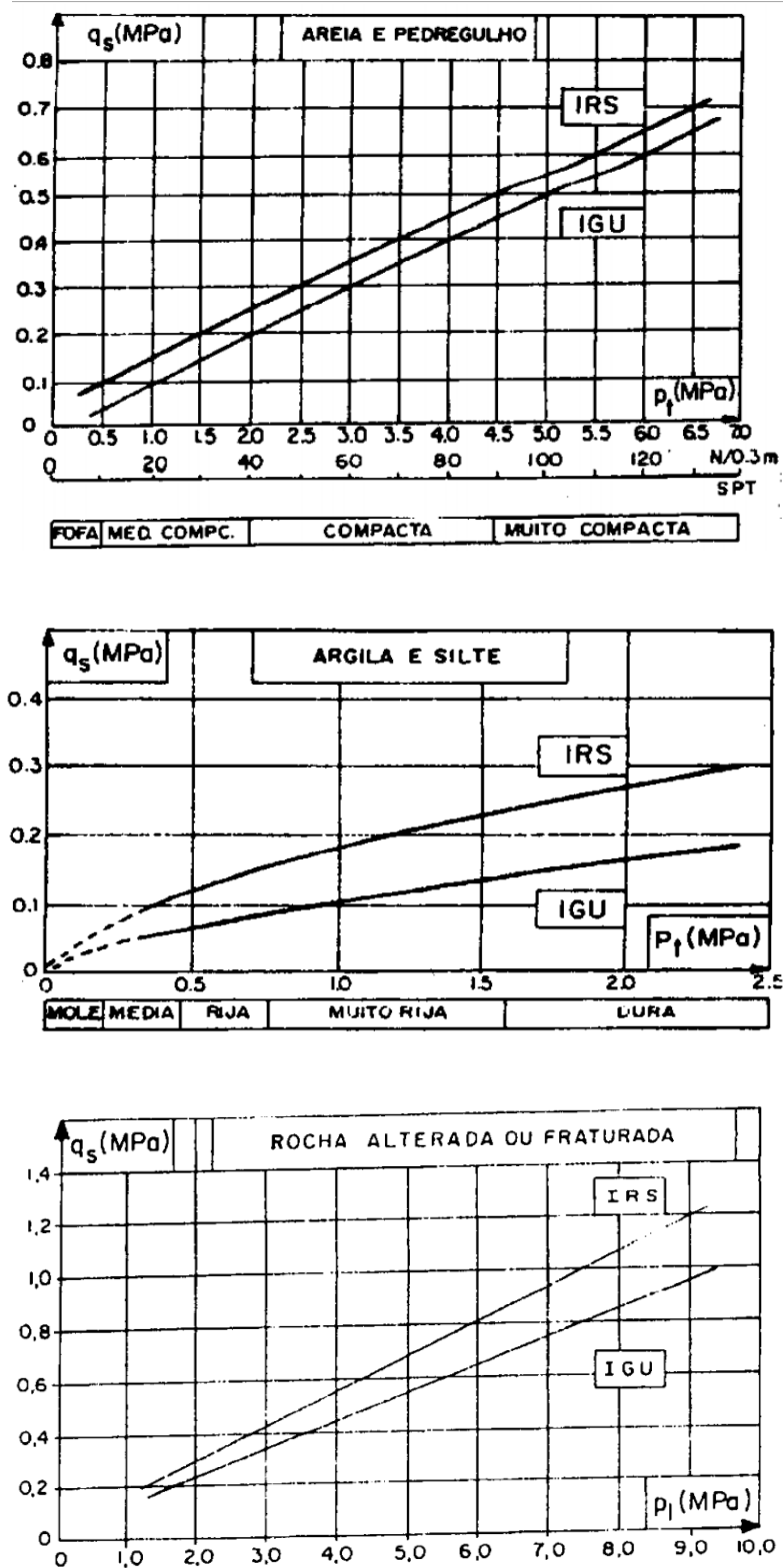


Fig. 4.7. Ábacos de Habib (1989). Adherencia para arenas y gravas. Adherencia para limos y arcillas. Adherencia para rocas alteradas o fracturadas.

- No existen discontinuidades o planos débiles a lo largo de los cuales pueda inducirse la falla.
- No hay desprendimientos locales en la superficie del bulbo de anclaje.

#### 4.3.5. Método de Littlejohn

La capacidad última de un anclaje, no solo depende del tipo de material en la que se anclará sino también otros factores importantes como el tipo de inyección a la que se someterá. Si la presión utilizada es baja, entonces el mortero penetrará en los vacíos del suelo y el diámetro del anclaje efectiva se incrementará un poco al del barreno. Para este tipo de anclaje Littlejohn (1970) propuso la siguiente expresión empírica:

$$P_{ult} = Lb * n * \tan \phi \quad \text{Ec. 4.8.}$$

Donde:

$P_{ult}$ : Capacidad de carga última del anclaje

$Lb$ : Longitud del bulbo de anclaje

$\phi$ : Angulo de fricción interna del suelo

$n$ : Factor que depende de la permeabilidad, del esfuerzo efectivo del suelo y presión de inyección. Littlejohn sugiere valores de:

$n$  entre 400 y 600 kN/m ( $k > 10^{-4}$  m/s), y entre 130 y 165 kN/m ( $10^{-4} < k < 10^{-6}$  m/s); siendo  $k$  factor de permeabilidad.

Si se conocen las dimensiones del anclaje, Littlejohn recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$P_{ult} = \pi * D * Lb * \sigma'_v * \tan \delta + (D^2 - d^2) * \gamma * Z * Nq \quad \text{Ec. 4.9.}$$

Donde:

$\delta$ : Angulo de fricción en el eje del bulbo, entre el suelo y la lechada de cemento

$D$ : Diámetro efectivo del bulbo.

$d$ : Diámetro efectivo de la perforación.

$\gamma$ : Peso específico del suelo.

$Z$ : Profundidad de sobrecarga en la parte superior del bulbo.

$\sigma'_v$ : Esfuerzo efectivo de contacto promedio sobre la longitud del bulbo.

$Nq$ : Factor de capacidad de carga.

$$Nq = e^{\pi \cdot \tan \phi} * \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad \text{Ec. 4.10.}$$

El uso de la ecuación 4.9 en la realidad se hace dificultoso aplicarlo, ya que los términos de “D” están relacionado a la porosidad del terreno y la permeabilidad de la lechada. Este término es difícil de precisar, sin embargo, existen estudios los cuales relacionan el término “D” con el diámetro “d” del barreno.

Tabla 4.3. Tamaño aproximado del bulbo en suelos no cohesivos.

Tipo de Suelo	D/d	Presión	Observaciones
Arena gruesa, gravas	<= 4	baja	Permeabilidad de la lechada
Arenas medianas densas	1.50 – 2.00	< 1,000 kN/m <sup>2</sup>	Permeabilidad de la lechada de cemento no significativa
Arenas muy densas	1.10 – 1.50	< 1,000 kN/m <sup>2</sup>	

Debido a la poca precisión del termino D y Nq se suele eliminar el segundo término de la ecuación, quedando como sigue:

$$Pult = K * \pi * D * Lb * \sigma'_v * \tan \delta \quad \text{Ec. 4.10.}$$

Donde:

*K*: Coeficiente de presión de tierra sobre el eje del anclaje

$\delta$ : Angulo de fricción en el eje del bulbo, entre el suelo y la lechada de cemento, cuyo valor es usualmente inferior al ángulo de fricción interna del suelo  $\phi$

El coeficiente “K” es un valor que está relacionado con los factores de presión de inyección, densidad relativa del suelo y método de construcción del anclaje, por tanto, la ecuación anterior puede quedar de la siguiente forma:

$$Pult = a * Pg * \pi * D * Lb * \tan \delta \quad \text{Ec. 4.10.}$$

Donde:

*Pg*: Presión de inyección de la lechada de cemento

*a*: Coeficiente adimensional inferior a la unidad ( $a < 1$ )



En la realidad se notó que el valor de  $\alpha$  depende de la permeabilidad del suelo. Su valor varía entre  $1/3 - 2/3$ .

Se puede deducir que la presión de fijación al terreno es menor que la presión máxima que se le aplica a la lechada de cemento. La causa de la generación de una cierta presión almacenada no está del todo comprendida, pero parece deberse a la generación de una capa filtrante en la interfase suelo-mortero (Hanna, 1982). En los suelos de granos gruesos el medio poroso tiene menor permanencia haciendo que la lechada inyectada se infiltre en los vacíos y que se disipen las presiones. Jorge (1970), estudio el comportamiento de las capacidades de carga vs la presión de inyección sometida en diferentes medios (Fig. 4.8.). Se observa por ejemplo que en las calizas duras se alcanzan altas resistencias con poco incremento de presión; y por el contrario en materiales menos firmes como la margas se requieren de altas presiones para obtener una capacidad de carga aceptable.

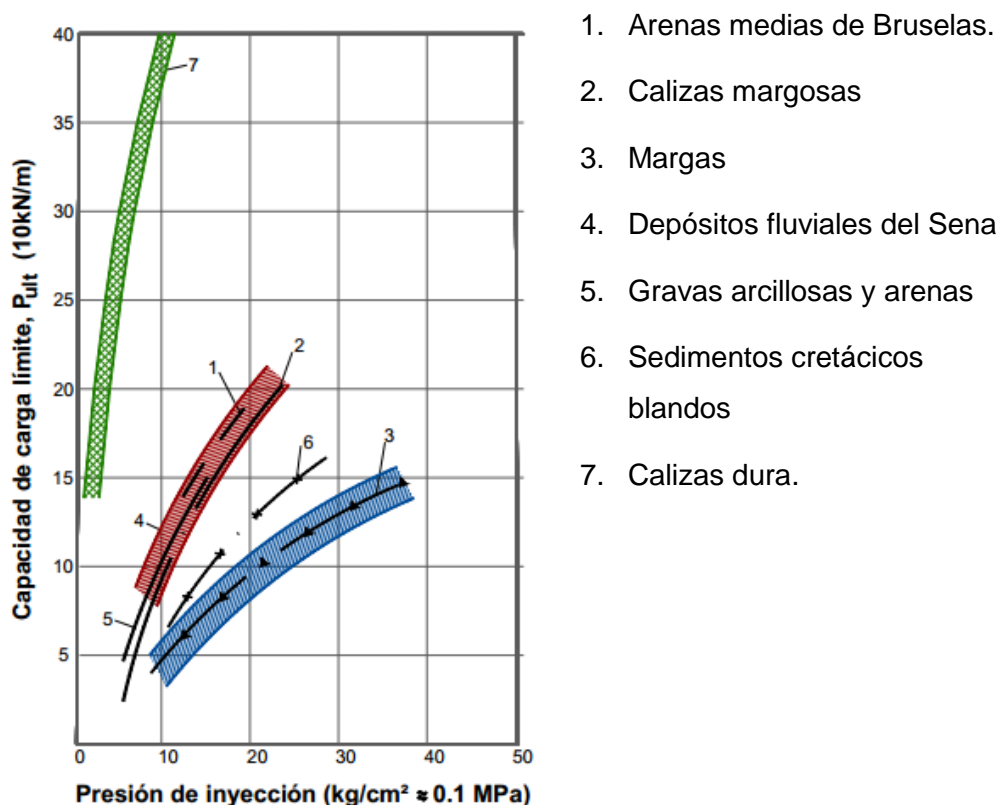


Fig. 4.8. Influencia de la presión de inyección en la capacidad última de anclajes en distintos tipos de suelos (Jorge, 1970)

### 4.3.6. Método de Ostermayer

Debido a la incertidumbre de elaborar expresiones matemáticas que logren hallar la capacidad de carga última de un anclaje. Se utilizan expresiones gráficas que permitan el cálculo de estas cargas últimas.

Una de estas gráficas fue elaborada por Ostermayer (1977) y colaboradores de la Universidad de Múnich, gracias a un exhaustivo trabajo de investigación en la que se hicieron pruebas a 30 anclajes, con una inclinación de 20° respecto a la horizontal, los cuales posteriormente fueron llevados a la falla. Fig. 4.9.

Según las investigaciones se visualiza en la gráfica que la capacidad de carga última se incrementan con la densidad, coeficiente de uniformidad y longitud del bulbo de anclaje.

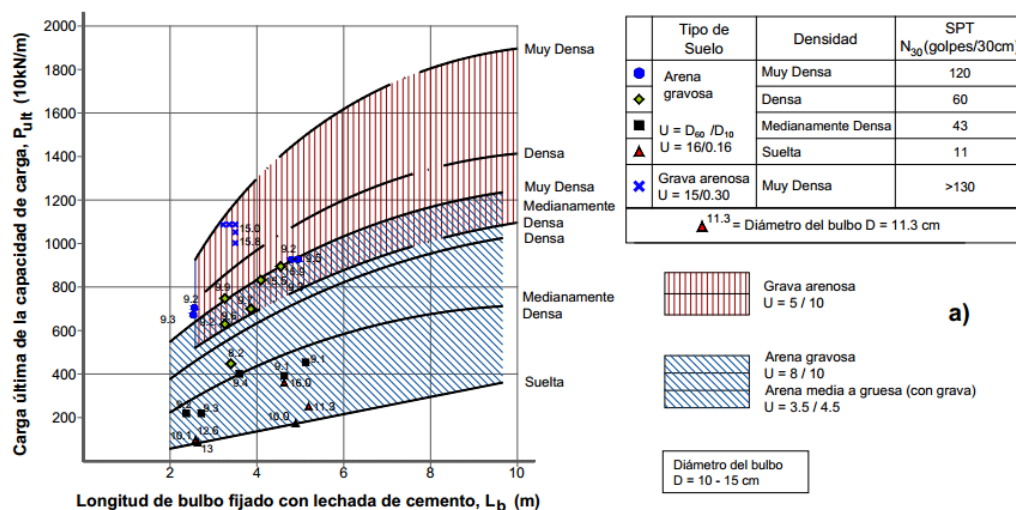


Fig. 4.9. Capacidad última en función de la longitud de adherencia para distintos tipos de suelos (Ostermayer y Scheele, 1977)

Teniendo en cuenta que existe un esfuerzo de adherencia en la zona de anclaje entre el bulbo y el suelo, dada por la expresión:

$$P_{ult} = \tau_{ult} * A \quad \text{Ec. 4.10.}$$

Donde:

$P_{ult}$ : Carga última.

A: Área de contacto entre el bulbo y el suelo.

$\tau_{ult}$ : Esfuerzo último en la interfase bulbo y suelo.

Por lo observado en las investigaciones de Ostermayer el valor de  $\tau_{ult}$  se incrementa con la compactación del suelo y grosor de los granos. También es conocido que  $\tau_{ult}$  disminuye con el incremento de la longitud del bulbo es por ello que, Ostermayer considera que un bulbo con longitudes considerables es antieconómico, recomendando unas longitudes razonables de 6 a 7 metros.

#### 4.3.7. Factor de Eficiencia en la Longitud de Anclaje

Las expresiones anteriores para el cálculo de la carga ultima de un ancla como por ejemplo la de la ecuación 4.10. Indican que la distribución de esfuerzos es uniforme.

Sin embargo, la capacidad ultima no es proporcional con la longitud de anclaje según se vio en las gráficas de Ostermayer (Figura 4.10). Para describir la no linealidad de la capacidad ultima respecto a la longitud del bulbo en la expresión se le adiciona el producto del factor de eficiencia, esto nos daría:

$$P_{ult} = \tau_{ult} * A * f_{eff} \quad \text{Ec. 4.11.}$$

Borley (1995), propone una expresión para el Factor de Eficiencia, el cual es el producto del desarrollo de pruebas de anclajes llevados a la falla en diferentes tipos de suelos. Esta expresión está dada por:

$$f_{eff} = 1.6 * L_b^{-0.57} \quad \text{Ec. 4.12.}$$

La grafica de esta expresión está representada por:

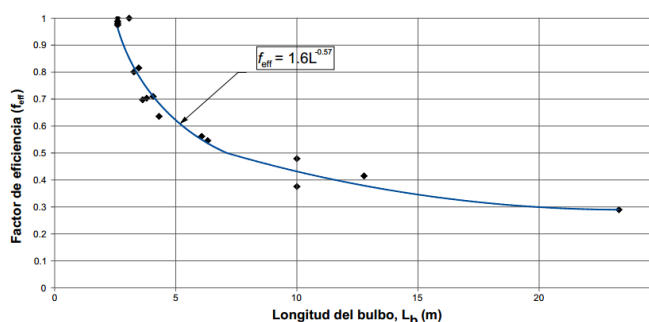


Fig. 4.10. Reducción de la Eficiencia del anclaje vs la longitud del bulbo de anclaje (Barley, 1995)

#### 4.4. EMPUJE DE TIERRAS

Toda estructura de retención de tierra debe ser evaluada a nivel local por medio del hallazgo de su factor de seguridad. Esta se mide mediante el cociente de las fuerzas que inducen al deslizamiento o volteo de la estructura versus las que van en contra de estas. Las mayores fuerzas que inducen a la falla de las estructuras son el empuje lateral de tierra, el cual el ingeniero debe de conocer la magnitud y dirección para poder realizar el diseño adecuado. El empuje de tierra tiene diferente comportamiento de acuerdo al estado en que se encuentra el suelo.

##### 4.4.1. Teoría de Rankine para Presiones Activas y Pasivas

Considerando una masa de terreno horizontal, con una profundidad infinita y apoyado en una pared lisa, se encuentra una porción de masa de suelo que se encuentra bajo la acción de esfuerzos verticales " $\sigma_v$ " y horizontales " $\sigma_h$ " bajo una profundidad "z".

$$\sigma_h = K_0 * \sigma_v = K_0 * \gamma * z \quad \text{Ec. 4.11.}$$

Donde:

$K_0$ : Coeficiente de empuje

$\sigma_h$ : Esfuerzo horizontal

$\sigma_v$ : Esfuerzo vertical

$\gamma$  : Densidad de suelo

Si mantenemos la pared estática, sin producir desplazamiento de la masa de suelo, Fig. 4.9 (a), se considerará una condición en reposo del suelo. En esta condición los esfuerzos verticales  $\sigma_1$  serán mayores a los horizontales  $\sigma_3$ , sin producirse falla alguna.

El coeficiente de empuje en esta condición de reposo será:

$$K_0 = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} \quad \text{Ec. 4.12.}$$

Esta condición representada en el Circulo de Mohr (Fig. 4.11.) no llega a tocar la línea de ruptura, por lo tanto, no representa una condición de falla (Circulo 1).

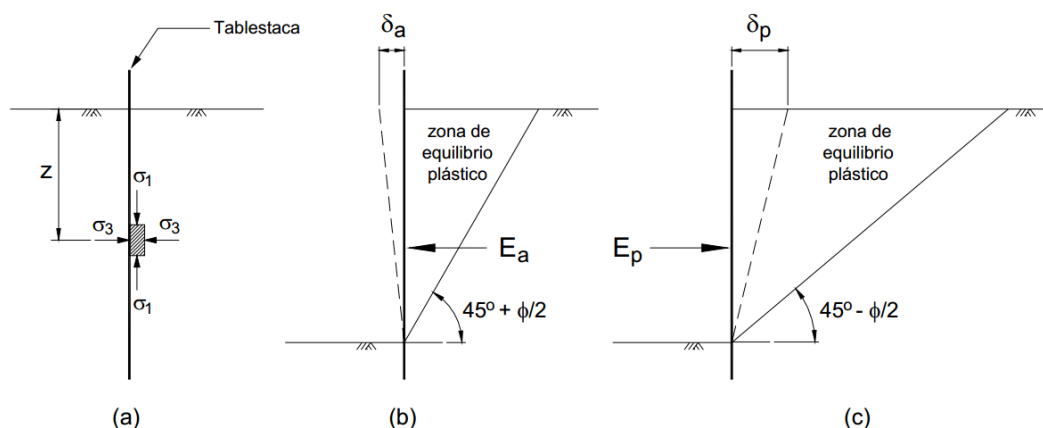


Fig. 4.11. Condición del suelo en reposo (a), activa (b) y pasiva (c)

Si la pared fronteriza al suelo se desplaza a la izquierda un valor de  $\delta_a$  (Fig. 4.11. b), entonces, la masa de suelo sufrirá un decrecimiento en su esfuerzo principal menor (esfuerzo horizontal), esto produce que la masa de suelo se vea forzado a desarrollar su resistencia al corte hasta llegar a la línea de ruptura (Circulo 2), en este punto el coeficiente de empuje activo será:

$$K_a = \frac{\sigma_{3a}}{\sigma_{1a}} \quad \text{Ec. 4.13.}$$

Al someterse a la pared un fuerza contraria, esta se desplazara a la derecha un valor de  $\delta_p$  (Fig. 4.11. c), entonces, el esfuerzo principal menor de la masa de suelo se incrementará de tal forma que ahora será el mayor. El circulo de falla se acrecentará hasta bordear la línea de ruptura (Circulo 3), esta será representada por la condición pasiva del suelo, el cual su coeficiente será:

$$K_p = \frac{\sigma_{1p}}{\sigma_{3p}} \quad \text{Ec. 4.14.}$$

Según las geometrías de falla del suelo en las acciones pasivas y activas, se notan que la superficie de falla producido por el empuje activo es menor que la superficie de falla producido por el empuje pasivo; es por esto que el suelo dispone de una mayor resistencia al corte y es por esto que es más difícil llevarlo a la falla.

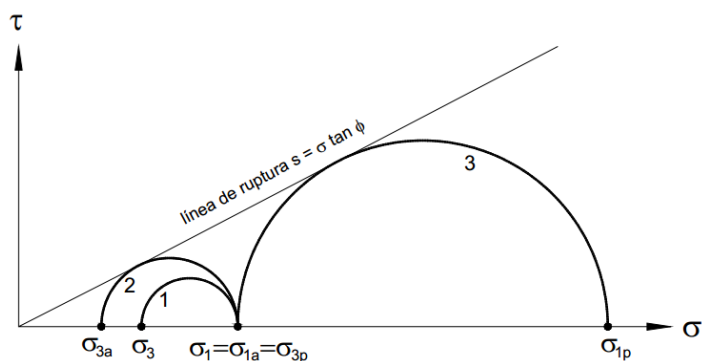


Fig. 4.12. Representación de los esfuerzos principales en el Circulo de Mohr.

Los coeficientes activos y pasivos suelen expresarse en función del ángulo de fricción interna del suelo. Sin embargo, estas expresiones nacen desde la formación de los esfuerzos principales en el círculo de Mohr, que por medio de operaciones matemáticas se llegan a una expresión general en función de la densidad, profundidad, cohesión y ángulo de fricción interna.

Teniendo el círculo de Mohr con los valores de esfuerzos principales de una masa de suelo en el estado activo (Fig.4.13), se procede a realizar las operaciones de la siguiente manera:

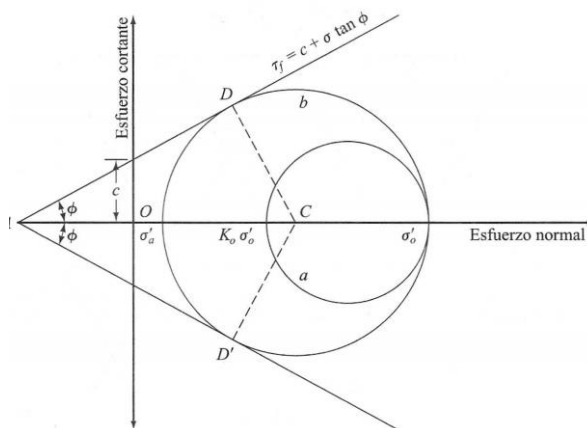


Fig. 4.13. Representación de los esfuerzos principales en el Circulo de Mohr.

Teniendo:

$$\sin \phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC}$$

Pero:

$$CD: \text{Radio del círculo de falla} = \frac{\sigma'_0 - \sigma'_a}{2}$$

$$AO = c' * \cot \phi$$

$$OC = \frac{\sigma'_0 + \sigma'_a}{2}$$

Reemplazando:

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma'_0 - \sigma'_a}{2}}{c' * \cot \phi + \frac{\sigma'_0 + \sigma'_a}{2}}$$

$$\sigma'_a = \sigma'_0 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} - 2c' \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi}$$

Se sabe que:

$$- \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \left( \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2$$

$$- \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi} = \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Por lo tanto, la expresión total quedaría:

$$\sigma'_a = \gamma z \left( \left( \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 - 2c' \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right) \quad \text{Ec. 4.15.}$$

Esta expresión aplicada a suelos no cohesivos,  $c' = 0$ , y reemplazando la variación de profundidad de  $\sigma'_0$ :

$$\sigma'_a = \sigma'_0 \left( \left( \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \right)$$

En razón del coeficiente de la presión activa la expresión sería:

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_0} = \left( \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \quad \text{Ec. 4.16.}$$

Teniendo el mismo criterio de evaluación y procedimiento matemático, la expresión para el esfuerzo pasivo será:

$$\sigma'_p = \gamma z \left( \left( \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 + 2c' \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \right) \quad \text{Ec. 4.17.}$$

Desembocando en la siguiente expresión:

$$K_p = \left( \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \right)^2 \quad \text{Ec. 4.18.}$$

Nótese que las expresiones matemáticas de los coeficientes pasivos y activos son inversas entre si y que los valores de  $K_a$  son inferiores a los valores de  $K_p$ , esto es concordante con la afirmación que el suelo presenta mayor resistencia en el estado pasivo.

#### 4.4.1.1. Diagramas de Presiones de Rankine

De las expresiones desarrolladas anteriormente Ec.4.15. y Ec. 4.17., se pueden escribir de las siguientes maneras:

$$P_a = K_a \gamma z - 2c\sqrt{K_a} \quad \text{Ec. 4.19.}$$

$$P_p = K_p \gamma z + 2c\sqrt{K_p} \quad \text{Ec. 4.20.}$$

Donde:

$P_a$ : Presión activa

$P_p$ : Presión pasiva

Entonces, para hallar el empuje respectivo se debe de calcular el área del perfil de las presiones activas y pasivas, multiplicado por un ancho unitario. esto nos dará los valores de  $E_a$  y  $E_p$ :

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2cH\sqrt{K_a} \quad \text{Ec. 4.21.}$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2cH\sqrt{K_p} \quad \text{Ec. 4.22.}$$

Donde:

$E_a$ : Empuje activo

$E_p$ : Empuje pasivo

$H$ : Altura del muro



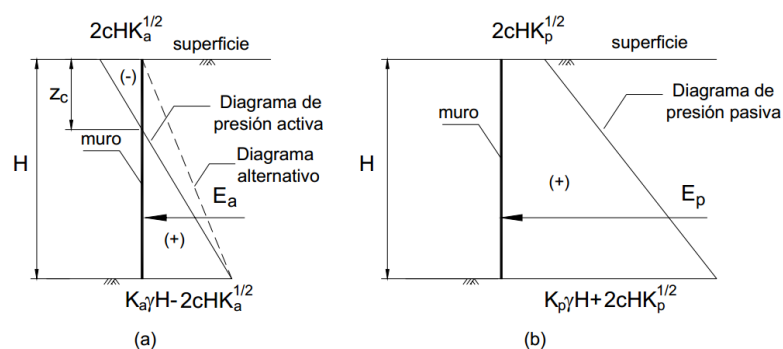


Fig. 4.14. Diagramas de presiones y empujes activos (a) y pasivos (b).

#### 4.4.2. Teoría De Coulomb

La teoría de Rankine supone que las paredes que contienen a las masas de suelo son lisas, sin embargo, en la realidad los muros de retención tienen un grado de aspereidad y las fuerzas de corte se desarrollan entre el muro y el relleno de tierra. Coulomb (1776), propone una teoría de presiones activas y pasivas en empuje de tierras teniendo en cuenta la fricción del muro. Suponiendo una cuña de suelo formado por la frontera del muro, la superficie de falla (la cual es un plano) y la inclinación del relleno. El triángulo de equilibrio de fuerzas de esta cuña está dado por el peso del suelo ( $W$ ), la fuerza de empuje ( $P_a$ ) la cual su línea de acción forma un ángulo ( $\delta$ ) con la normal de la cara de la pared del muro ( $\delta = 2/3 * \phi$ ) y finalmente la resultante que forma con la normal de la superficie de falla un ángulo igual al ángulo de fricción interna ( $\phi$ ). Esta representación se hace en la Figura 4.15.

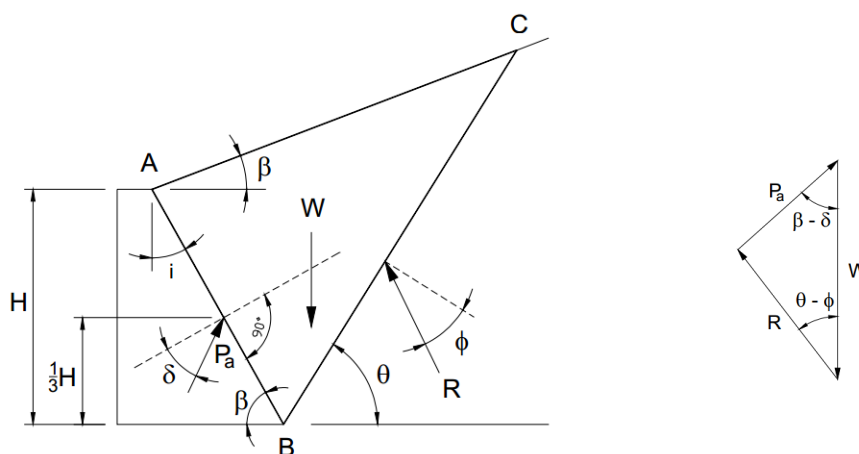


Fig. 4.15. Representación de la cuña de suelo y el equilibrio de fuerzas para el cálculo de empujes pasivos y activos de Coulomb

Realizando operaciones matemáticas desde el triángulo de equilibrio de fuerzas se llega a las siguientes expresiones de coeficientes activos y pasivos.

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2(\beta) * \text{sen}(\beta - \delta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) * \text{sen}(\beta + \alpha)}}\right)^2} \quad \text{Ec. 4.23.}$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2(\beta) * \text{sen}(\beta + \delta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta) * \text{sen}(\beta + \alpha)}}\right)^2} \quad \text{Ec. 4.24.}$$

Donde:

$\beta$ : Angulo de inclinación de la superficie del relleno con la horizontal

$\phi$ : Angulo de fricción interna

$\delta$ : Angulo de fricción del muro con el suelo.

Si los valores de  $\beta$ ,  $\delta$  y  $\alpha$  son igual a cero, las expresiones de empuje de coulomb dan igual a las expresiones de empuje de Rankine, esto demuestra la semejanza entre estas dos teorías. Al considerar la fricción entre el suelo y el muro se consigue una reducción en el empuje; por ello se puede decir que los coeficientes de Rankine son expresiones más conservadoras de las presiones activas y pasivas de un suelo.

#### 4.5. DIAGRAMA DE PRESIONES EN LOS ANCLAJES

Las deformaciones producidas en un muro a causa de los empujes laterales de tierra dependen de la naturaleza y restricciones que se colocan en el muro. Mientras que, en un muro de gravedad las deformaciones producidas en este son rotacionales ya que se considera un cuerpo muy rígido; en los anclajes el empuje de tierra induce deformaciones dependiendo de las restricciones que se les impongan a sus desplazamientos.

Agregando a lo descrito anteriormente, Henry (1986), concluyo en sus estudios que las deformaciones de los muros flexibles determinan la forma de la distribución del diagrama de presiones de tierra. Figura 4.16.

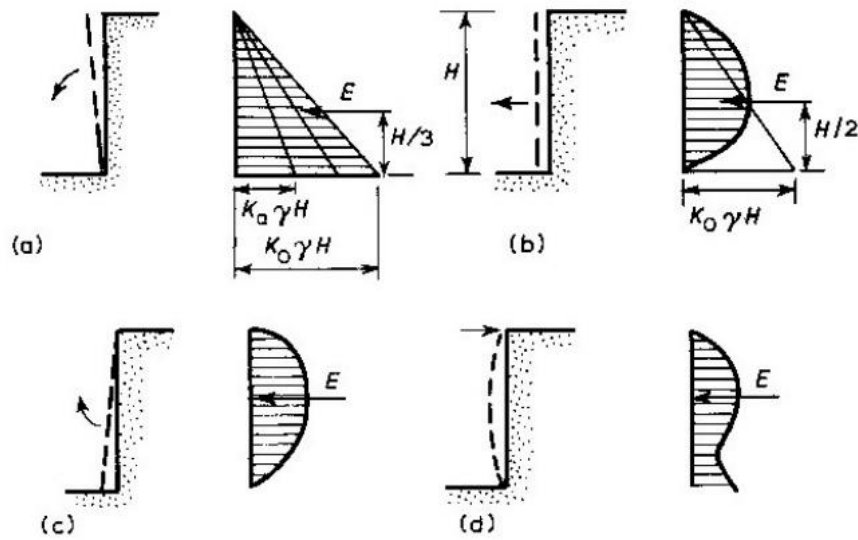


Fig. 4.16. Diagramas de Presiones inducidas por las deformaciones del muro flexible. Henry (1986)

Por lo expuesto anteriormente, para realizar el cálculo de las cargas y el empuje total de tierra en un muro anclado. No es posible hallarla con la distribución triangular del empuje activo de Rankine. Es por esto, que en la actualidad se recomienda recurrir a diagramas semiempíricos como el del FHWA (1999), basados en los diagramas propuestos por Terzaghi y Peck (1967), las cuales representan el diagrama de presiones en el respaldo del muro anclado.

Vale mencionar que, estos diagramas se aplican exclusivamente para suelos homogéneos.

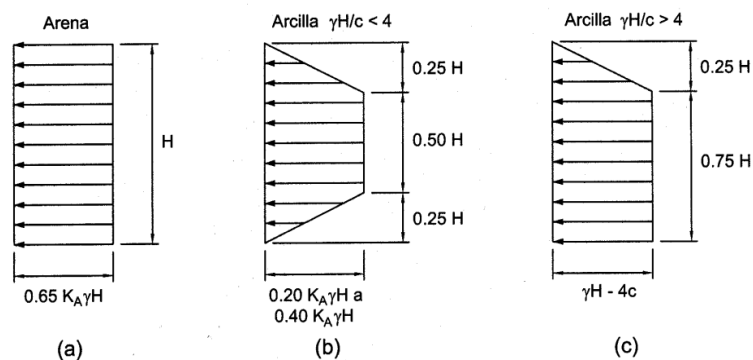


Fig. 4.17. Diagramas de Presión aparente propuesta por Terzaghi y Peck (1967). a) Arena Seca o Húmeda, b) y c) arcillas

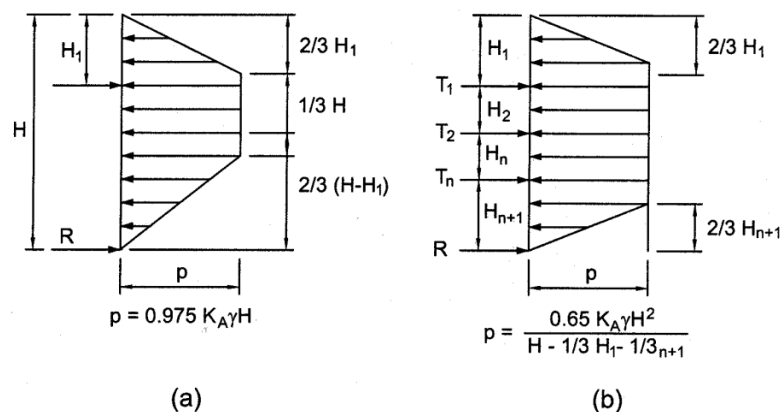


Fig. 4.18. Diagramas de presión aparente para Arenas FHWA (1999). a) Diagrama para un nivel de ancla y b) Diagrama para diferentes niveles

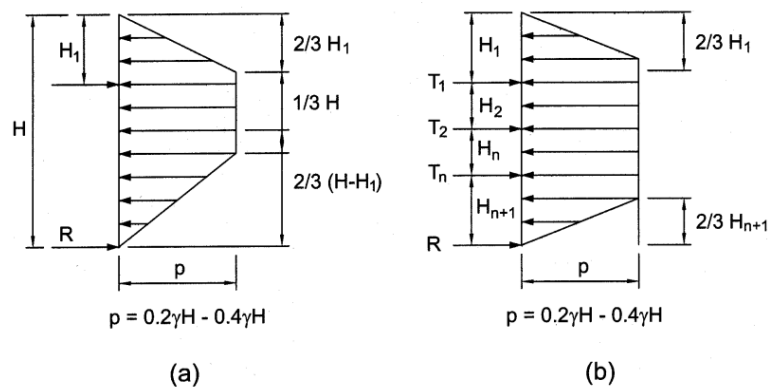


Fig. 4.19. Diagramas de presión aparente para Arcillas firmes y duras FHWA (1999). a) Diagrama para un nivel de ancla y b) Diagrama para diferentes niveles

## **CAPÍTULO V: EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL SUELO DE FUNDACIÓN CON ANCLAJES – CASO ESTUDIADO**

### **5.1. INTRODUCCIÓN**

Es a partir de este capítulo donde comienza el desarrollo práctico de la tesis, y se pone en práctica todo el marco teórico previo que se realizó en los capítulos anteriores.

Para el desarrollo del capítulo se comenzará con la descripción del área de estudio poniendo en contexto la ubicación del terreno a estudiar, la topografía, características y propiedades del suelo encontrados; para esto nos valdremos de datos arrojados por estudios previos, los cuales serán presentados en el progreso de esta sección.

### **5.2. DESCRIPCIÓN DEL AREA DE ESTUDIO**

El área estudiada se encuentra en el AA.HH. Cerro Candela el cual pertenece al distrito de Imperial, en la provincia de Cañete perteneciente a la Región Lima. Las coordenadas UTM de la zona de estudio son 352299.00 m E, 8557833.00 m S.

El objetivo de la tesis es realizar el estudio de la estabilización de talud por medio del uso de anclajes activos y pasivos, y llegar a las conclusiones de la estabilización por este medio. Para esto, se usará la morfología del terreno en la que se asienta el Reservoirio apoyado que abastece de agua potable a la localidad. El estudio de la estabilización del talud en la que está ubicado la fundación del reservoirio, obedece a la localización de este, la forma del terreno, el material y la zonificación sísmica en donde se halla. Pues, al combinarse estos factores de riesgo en un escenario de sismo severo, esto podría producir un colapso de esta estructura y/o deslizamiento de terreno que pueda perjudicar a las viviendas que se postraran en las laderas de este.



Fig. 5.1. Imagen satelital de la localización de la zona de estudio del proyecto.

### 5.3. ESTUDIOS BÁSICOS

Para comenzar con el planteamiento y la modelación del talud debemos contar con los estudios básicos del terreno. Estos principalmente son los estudios topográficos y los estudios de mecánica de suelos, estos datos serán introducidos en los softwares especializados.

#### 5.3.1. Estudios Topográficos

Estos están realizados con el uso de estación total dándonos las curvas de nivel separadas cada 2.00 m, y las coordenadas del reservorio que servirá como estudio de tesis. En el plano topográfico se realizó dos cortes en la planta, las cuales pasan por el reservorio apoyado en donde la estabilidad de su fundación será motivo de estudio. Figura 5.2.

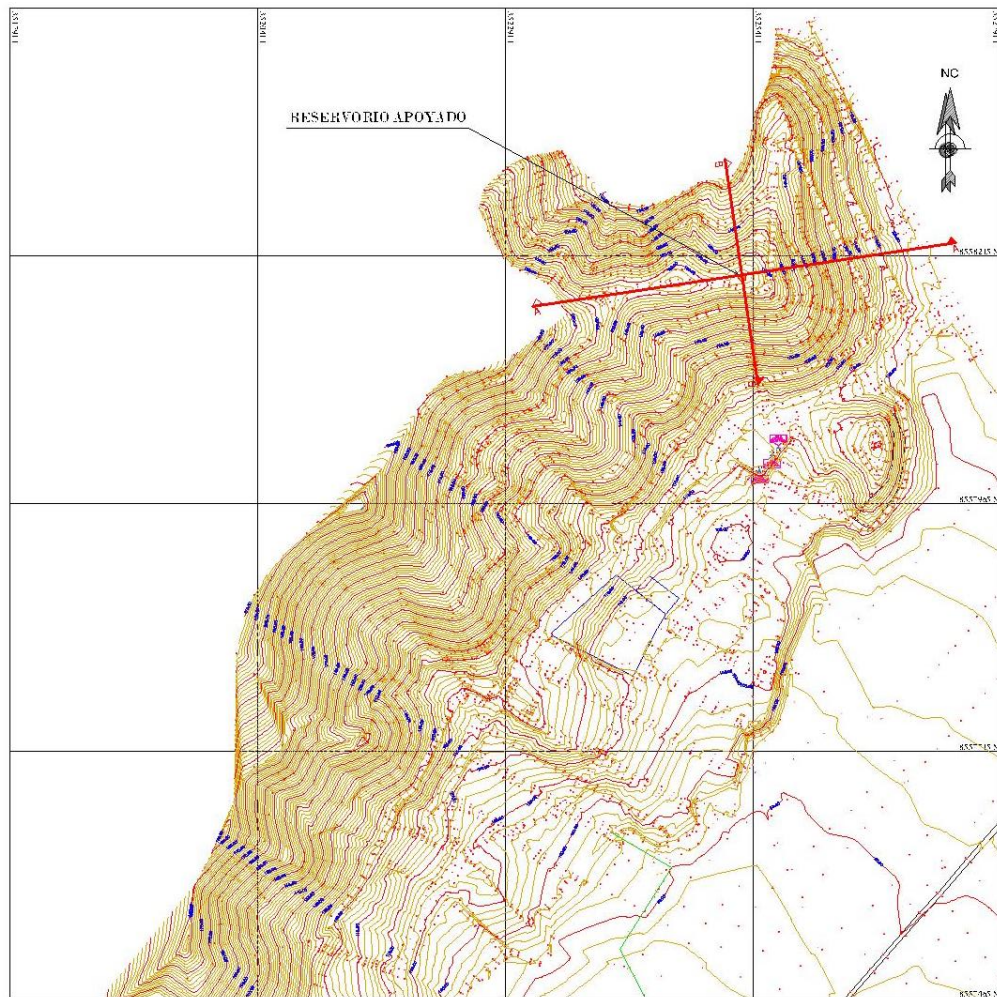


Fig. 5.2. Plano topográfico y cortes para perfiles longitudinales.

Estos trazos que cruzan el reservorio serán los cortes A y B, quienes a continuación se presentan los perfiles longitudinales.



Fig. 5.3. Perfil longitudinal del corte A.

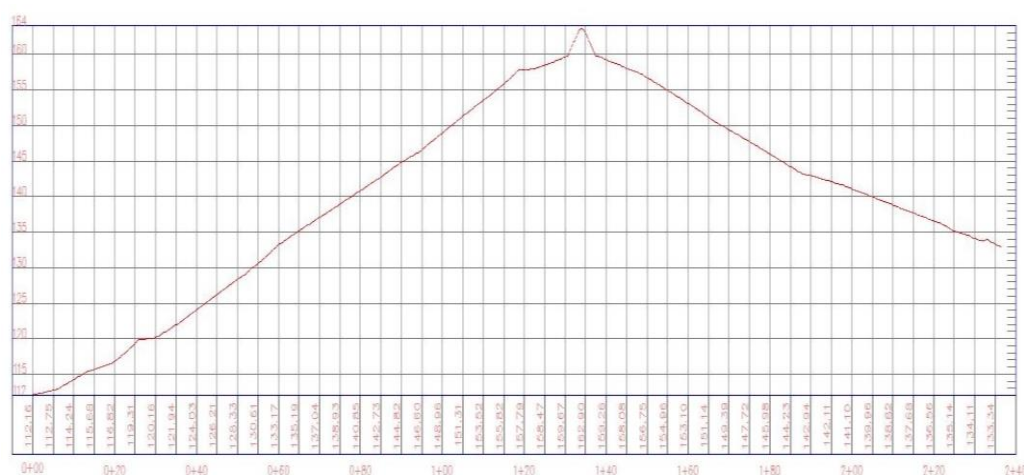


Fig. 5.4. Perfil longitudinal del corte B.

Como se hace notar de estos dos perfiles longitudinales se escoge el perfil que represente la condición más desfavorable para su estabilidad. Y es con este, que se trabajara el análisis correspondiente a esta tesis.

### 5.3.2. Estudios de Mecánica de Suelos

Los datos de los estudios de mecánica de suelo, fueron tomados de muestras de suelo de calicatas de hasta 2.50 metros de profundidad; los cuales se llevaron a laboratorio para realizar los ensayos de granulometría, propiedades físicas, y la obtención de los parámetros de suelos (cohesión y ángulo de fricción interna) que



son producto del ensayo de Corte Directo. Estos datos son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla. 5.1. Resultados del análisis del estudio de mecánica de suelos.

<b>ENSAYO DE CORTE DIRECTO</b>			
<b>Espécimen:</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
Lado (cm):	6.00	6.00	6.00
Altura (cm):	2.544	2.544	2.544
Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> ):	1.64	1.64	1.64
Humedad Inicial (%):	12.93	12.93	12.93
Humedad Saturada (%):	21.25	20.98	22.54
Esfuerzo Normal (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.50	1.00	1.50
<b>Deformación Unitaria</b>	<b>Esfuerzo Cortante (kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
0.5	0.09	0.15	0.25
1.0	0.11	0.27	0.30
2.0	0.13	0.35	0.61
3.0	0.16	0.42	0.69
4.0	0.23	0.49	0.76
5.0	0.28	0.56	0.81
7.0	0.31	0.62	0.89
9.0	0.33	0.69	0.95
11.0	0.35	0.72	0.99
13.0	0.38	0.74	1.03
15.0	0.38	0.76	1.05

---

Angulo de Fricción Interna ( $\phi$ ):	30.16°
Cohesión aparente del suelo (C) (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.04
Clasificación de suelo (SUCS)	GC - GM

#### 5.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Para lograr el diseño óptimo de los anclajes, debemos evaluar la estabilidad del terreno en los diferentes escenarios que será sometido el campo, partiendo desde su estado natural hasta finalmente sometidos a fuerzas externas como el peso de las estructuras y la fuerzas pseudoestáticas producto de los sismos.

Se hace mención que para la elaboración de los análisis de la tesis se optara por escoger al perfil más pronunciado, por tanto, menos estable y desfavorable. Bajo esta premisa, se escogerá como perfil longitudinal de estudio, al perfil "A".

Se debe tener en cuenta que el presente proyecto de tesis tiene como finalidad la evaluación de la estabilidad del terreno mediante el uso de los anclajes pasivos y activos, razón por la cual, se debe poner en contexto que el área a analizar es un terreno que en la actualidad no se encuentra poblado, sin embargo, se tiene como recursos los planos topográficos y catastrales los cuales describen que los terrenos ya se encuentran lotizados y que en un futuro se harán obras civiles (construcción de pistas y veredas, saneamiento, como también la construcción de las viviendas) y de movimientos de tierra como cortes y rellenos para la preparación de la habilitación urbana del terreno. Es bajo este criterio que se tomará en cuenta los trabajos de cortes y rellenos del perfil longitudinal (Fig. 5.5.), puesto que, se debe de analizar el escenario final en que el AA. HH. se poblará en el futuro. Seguidamente se procederá a colocar todas las cargas de gravedad y de sismos para la evaluación respectiva.

Otro punto importante a considerar, es que, en el presente proyecto de tesis, se considerará que todo el terreno mantendrá las mismas características de suelo apoyándonos en los resultados del estudio de suelos, elaborados en un perfil técnico de obras de saneamiento, los cuales se encuentran aprobados por el gobierno local.

Para realizar los cálculos computacionales nos apoyaremos del software SLIDE.

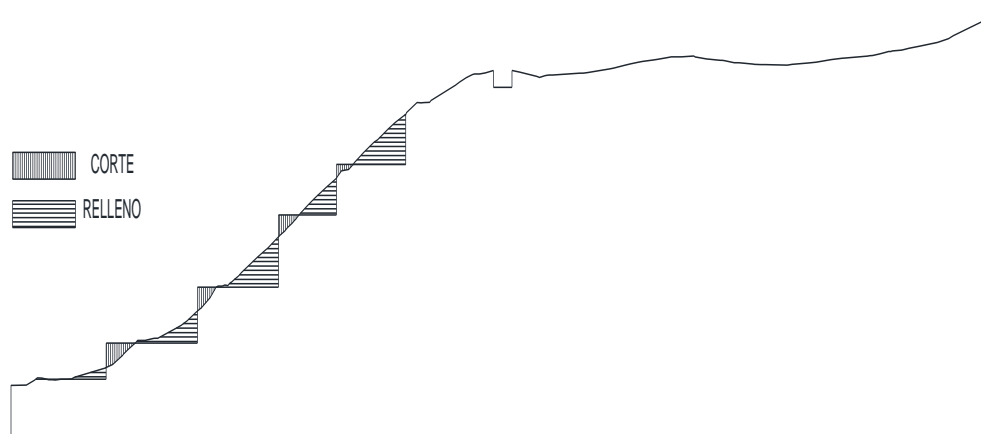


Fig. 5.5. Proyección de corte y relleno en el talud del Perfil longitudinal A (Elaboración Propia).

#### 5.4.1. Análisis Estático

##### 5.4.1.1. Análisis Estático Del Terreno En Estado Natural

Se someterá al terreno, a los análisis estáticos en diferentes escenarios, partiendo desde el análisis de estabilidad del terreno en equilibrio, sin cargas de gravedad como el del reservorio apoyado, ni estructuras que puedan someter cargas al relieve. Esto se realizará con la finalidad de verificar su factor de seguridad y ver su comportamiento en estado natural.

A partir de los análisis mostrados en el talud (ver figuras 5.6, 5.7 y 5.8; en Anexos), se puede denotar la variación de los factores de seguridad de acuerdo a cada método de análisis.

Tabla. 5.2. Valores de factor de seguridad, del análisis estático en el talud en estado natural (Elaboración propia)

	BISHOP	SPENCER	MORGENSTERN-PRICE
Factor de Seguridad Mínimo	1.458	1.457	1.456

Estos valores cumplen físicamente los factores de seguridad para que el talud en su estado natural se encuentre en estado de reposo, puesto que los valores mínimos de sus factores de seguridad son mayores a 1.00. Sin embargo, según la norma CE. 020 “Estabilización de Suelos y Taludes”, del Reglamento Nacional de Edificaciones, los factores de seguridad en cualquiera de estos métodos no estarían cumpliendo el valor mínimo establecido, el cual es de 1.50 en

solicitaciones estáticas. Se puede concluir entonces, que el talud en su estado actual no cumple con lo establecido en la norma.

#### 5.4.1.2. Análisis Estático Del Talud Sometido A Cargas De Gravedad

Posteriormente, se someterá al terreno bajo las cargas de gravedad las cuales serán el peso de las estructuras como viviendas y/o pistas y veredas que estarán apoyadas en los terrenos horizontales sometidos a cortes y rellenos. Por cuestiones practica esta carga será representada por la sobrecarga vehicular establecida por las normas de la ASSTHO 2002 la cual será una carga lineal equivalente a una altura de 0.60 m. Por tanto, el cálculo de esta carga lineal será de:

$$q_{SC Vehicular} = H * \gamma = 0.60 \text{ m} * 1.64 \text{ Tn/m}^3 = 0.984 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{Ec. 5.1.}$$

$$W_{SC} = q * L = 0.984 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m} = 0.984 \frac{\text{Tn}}{\text{m}} = 9.84 \text{ KN/m} \quad \text{Ec. 5.2.}$$

Donde:

$H$ : Altura equivalente para el cálculo de la sobrecarga vehicular = 0.60 m (ASSTHO 2002)

$\gamma$ : Densidad del material de relleno, que en este caso se asumirá el mismo material encontrado en el terreno.

Según el cálculo presentado en la ecuación 5.2, el valor de la ecuación 5.1. es multiplicada por 1m ya que el análisis se hace por cada 1 metro del segmento del talud. Para fines prácticos, el valor de la sobrecarga vehicular será de 10 KN/m.

A su vez, también se tendrá en cuenta que se debe de adicionar la carga de gravedad del reservorio apoyado. Para esto, se deberá de realizar un pequeño metrado de cargas para hallar el peso que el reservorio distribuirá en el terreno.

**CARGA VIVA:** Sera la carga asumida por el peso del agua. Este peso será asumido como un reservorio lleno en la totalidad del volumen de la estructura.

$$Vol \text{ Agua} = \frac{\pi * Di^2}{4} * H = \frac{\pi * 6.7^2}{4} * 3 = 105.77 \text{ m}^3 \quad \text{Ec. 5.3.}$$

$$Wl = Vol \text{ Agua} * \gamma_a = 105.77 \text{ m}^3 * 1 \text{ Tn/m}^3 = 105.77 \text{ Tn} \quad \text{Ec. 5.4.}$$

Donde:

$D_i$ : Diámetro interno del reservorio = 6.70 m (dato proporcionado en el cálculo estructural de reservorio)

$H$ : Altura del reservorio = 3.00 m (dato proporcionado en hoja técnica)

$\gamma_a$ : Densidad del agua

$W_l$ : Carga Viva del reservorio.

**CARGA MUERTA:** Serán aquellas asumidas por el peso de los elementos de concreto armado, en este caso serán los muros laterales de la cuba como también de la losa superior e inferior

$$Vol\ Muro = (\pi * D_e) * H * E = (\pi * 7) * 3 * 0.15 = 9.89\ m^3 \quad Ec. 5.5.$$

$$Vol\ Losa\ Inferior = \frac{\pi * D_e^2}{4} * H = \frac{\pi * 7^2}{4} * 0.15 = 5.77\ m^3$$

$$Vol\ Losa\ Superior = \frac{\pi * D_e^2}{4} * H = \frac{\pi * 7^2}{4} * 0.15 = 5.77\ m^3$$

$$Vol\ Concreto = 21.43\ m^3$$

$$W_d = Vol\ Concreto * \gamma_c = 21.43\ m^3 * 2.40 \frac{Tn}{m^3} = 51.43\ Tn \quad Ec. 5.6.$$

Donde:

$D_e$ : Diámetro externo del reservorio = 7.00 m (dato proporcionado en el cálculo estructural de reservorio)

$E$ : Espesor de los muros y losas = 0.15 m (dato proporcionado en hoja técnica)

$\gamma_c$ : Densidad del concreto

$W_d$ : Carga Muerta del reservorio.

Por lo tanto, la carga total proporcionado por el reservorio, distribuidos en toda la su área, será de:

$$W_u = W_l + W_d = 105.77\ Tn + 51.43\ Tn = 157.20\ Tn \quad Ec. 5.7.$$

Esta carga puntual deberá ser transformada en una carga lineal distribuida en el eje del perfil que se habrá que analizar, el cual posteriormente será llevado al programa.

El área de apoyo de la carga distribuida total será análoga a un área rectangular en la cual el lado en dirección del perfil del talud será de 7.00 m. Por tanto, se tendrá:

$$\text{Area de apoyo} = \frac{\pi \cdot De^2}{4} = \frac{\pi \cdot 7^2}{4} = 38.48 \text{ m}^2$$

$$\text{Area analoga} = De * L = 7 * L = 38.48 \text{ m}^2$$

Siendo:

$$L = 5.50 \text{ m}$$

Entonces, la carga lineal distribuida en el sentido del modelo de análisis será:

$$W \text{ lineal} = 157.20/5.50 = 28.58 \text{ Tn/m} \quad \text{Ec. 5.8.}$$

Asumiremos, por tanto, por seguridad que:

$$W \text{ lineal} = 30.00 \frac{\text{Tn}}{\text{m}} = 300 \text{ KN/m}$$

Este valor será llevado posteriormente al programa Slide para comenzar con el análisis.

A partir de los análisis locales y globales mostrados en el talud, los cuales se muestran en los anexos (de la Figuras 5.9 a la figura 5.26), sometidos a cargas estáticas posterior a los trabajos de corte y relleno, se puede denotar la variación de los factores de seguridad de acuerdo a cada método de análisis.

*Tabla. 5.3. Valores de factor de seguridad, del análisis estático locales y globales en el talud bajo cargas gravedad (Elaboración propia).*

	FACTOR DE SEGURIDAD		
	BISHOP	SPENCER	MORGENSTERN-PRICE
MURO 1	1.207	1.237	1.193
MURO 2	1.042	1.071	1.038
MURO 3	0.995	0.990	0.996

MURO 4	1.076	1.080	1.082
MURO 5	1.037	1.037	1.045
<b>GLOBAL</b>	<b>1.651</b>	<b>1.648</b>	<b>1.647</b>

Según la tabla 5.3. se muestran que los valores de factor de seguridad en los análisis locales de cada muro cumplen por poco en su mayoría con el factor de seguridad mayor a 1, a excepción del muro 3 que cuenta con valores por debajo de la unidad. Sin embargo, ninguno de los valores de los análisis locales cumple con el valor mínimo de 1.50 que indica la norma. Punto aparte son los valores de factor de seguridad del análisis global, que indican valores por arriba del valor mínimo de 1.50.

#### **5.4.2. Análisis Pseudo-Estático**

##### **5.4.2.1. Análisis Pseudo - Estático del terreno en Estado Natural**

Al haber sometido al terreno en estado natural a una evaluación de su factor de seguridad, en cargas de reposo, se verificó que el talud se encuentra en equilibrio, puesto que, que su factor de seguridad es mayor que la unidad. Sin embargo, las cargas permanentes que afectarán al talud no solo serán estáticas, sino también se verá afectado bajo cargas externas como las cargas dinámicas de sismos.

Bajo esta afirmación, la evaluación de estabilidad de todos los taludes, se debe de realizar bajo cargas sísmicas. Para el cálculo de esta carga se debe de recurrir al Método Pseudo-estático, el cual consiste en colocar una carga horizontal y vertical a la masa de tierra que se desea estabilizar. La carga horizontal y vertical es el producto del coeficiente sísmico horizontal (KH) y del coeficiente sísmico vertical (KV) multiplicado cada uno por la masa del terreno.

Tal como se explica en el Capítulo II de la presente tesis, el coeficiente sísmico horizontal (KH) es igual a la máxima aceleración pico esperada en el sitio.

Para hallar la máxima aceleración del sitio nos apoyaremos del Mapa de Isoaceleraciones sísmicas (Fig. 2.10), este mapa de isoaceleraciones está a su vez abalado por el Mapa de Zonificaciones que está contemplado en la norma E 030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones, actualizada el año 2018; en ella nos indica que la zona a estudiar (Imperial –

Cañete – Lima), se encuentra registrado con una aceleración esperada de 0.45 (Zona 4).

Este valor se debe de multiplicar por el valor adimensional que se encuentra entre  $1/3$  y  $2/3$ , tal como se explica en el Capítulo II ya mencionado. Por razones, de practicidad y seguridad se escogerá el valor medio de este rango el cual es 0.5. Por tanto:

$$KH = A * 0.5 = 0.45 * 0.5 = 0.225 \quad \text{Ec. 5.9}$$

A continuación, se procederá a hallar el valor de KV la cual es  $(2/3) * KH$ ; el fundamento teórico de esta metodología de cálculo, se encuentra registrado también en Capítulo II de la presente tesis. Por consiguiente, el valor de KV será:

$$KV = 2/3 * KH = 2/3 * 0.225 = 0.15 \quad \text{Ec. 5.10}$$

Teniendo el valor del coeficiente sísmico horizontal y vertical se procederá a realizar el análisis pseudo-estáticos en diferentes escenarios.

A partir de los análisis mostrados en el talud (figuras 5.27, 5.28 y 5.29; ver Anexos), sometidos a cargas pseudo-estáticas en estado natural del terreno, se puede denotar la variación de los factores de seguridad de acuerdo a cada método de análisis.

Tabla. 5.4. Valores de factor de seguridad, del análisis pseudo estático en el talud en estado natural (Elaboración propia).

	BISHOP	SPENCER	MORGENSTERN-PRICE
Factor de Seguridad	0.932	0.930	0.930
Mínimo			

Se denota que los valores son menores que la unidad, esto indica que se puede producir una inestabilidad física, y por consiguiente las fuerzas externas superarían a las fuerzas resistentes dentro del plano de corte. También es preciso acotar que por consiguiente no se cumple con lo establecido en la Norma CE 020 “Estabilización de suelos y taludes” la cual indica que el valor mínimo del factor de seguridad del talud en condiciones sísmicas debe ser mayor a 1.25.



#### 5.4.2.2. Análisis Pseudo-Estático del Talud sometido a todas las Cargas Participativas

Adicionalmente al análisis en estado natural con cargas pseudo-estáticas, a continuación, se procederá a colocar todas las cargas participativas, teniendo en cuenta los trabajos que se realizarían en el terreno después de los cortes y rellenos. Para esto se evaluará el talud por segmentos (análisis locales), teniendo en cuenta cada corte al cual asignaremos como Muro 1, 2, 3, 4 y 5, y finalmente veremos el comportamiento del talud en un análisis global.

A partir de los análisis mostrados en el talud (figuras 5.30 a figura 5.47; ver Anexos), sometidos a cargas pseudo-estáticas posterior a los trabajos de corte y relleno, y con la adición de todas las cargas estáticas, se puede denotar la variación de los factores de seguridad de acuerdo a cada método de análisis.

*Tabla. 5.5. Valores de factor de seguridad, del análisis pseudo estático locales y globales en el talud bajo cargas de gravedad y cargas sísmicas (Elaboración propia).*

	FACTOR DE SEGURIDAD		
	BISHOP	SPENCER	MORGENSTERN-PRICE
MURO 1	1.016	1.037	1.035
MURO 2	0.929	0.962	0.951
MURO 3	0.887	0.927	0.918
MURO 4	0.948	0.980	0.970
MURO 5	0.905	0.940	0.930
<b>GLOBAL</b>	<b>1.051</b>	<b>1.050</b>	<b>1.050</b>

Los valores señalados en el cuadro indican que, bajo la acción combinada de cargas estáticas como dinámicas, los taludes de cada segmento serán menor a la unidad, indicando que no cumplen con equilibrio físico. A la vez se denota que tanto los valores de los análisis locales como el análisis global no cumple con el valor mínimo de 1.25, para cargas sísmicas, establecido en la norma CE 020, y que, por tanto, el talud es inestable y que por consiguiente se encuentran en la necesidad de realizar obras de estabilización que, en este caso, se logran con el uso de anclajes.

### 5.4.3. Análisis de Estabilidad del Talud con el Uso de Anclajes

Habiendo realizado los análisis estáticos y pseudo estáticos correspondientes al talud de estudio. Se procederá ahora a realizar los análisis del talud adicionando las fuerzas compensativas de los anclajes, para llegar al Factor de Seguridad de diseño esperado, según la norma lo establece.

Estas serán halladas con los análisis internos que realiza el software SLIDE.

Para los anclajes activos el software utiliza la siguiente ecuación 5.1. para el cálculo del factor de seguridad.

$$FS = \frac{\text{Fuerzas de resistencia} + TN * \tan\phi}{\text{Fuerza de actuantes} - TS} \quad \text{Ec. 5.1.}$$

Donde:

*TN*: Componente normal a la base de la superficie de falla

*TS*: Componente de corte de la fuerza aplicada a la superficie de falla

Mediante la expresión dada se denota que el software asume al anclaje activo como una fuerza que hace disminuir a las fuerzas actuantes, antes de producirse el movimiento de la masa de tierra.

Para los anclajes pasivos el software utiliza en su algoritmo de cálculo la ecuación 5.2, la cual se muestra que la componente de la fuerza de los anclajes es tomada como una adición a las componentes de las fuerzas resistentes, ya que esta se activa mediante el movimiento de la masa de tierra.

$$FS = \frac{\text{Fuerzas de resistencia} + TN * \tan\phi + TS}{\text{Fuerza de actuantes}} \quad \text{Ec. 5.2.}$$

El análisis del talud se realizará colocando anclajes de diferentes características en cada uno de los cortes del talud, tanto para los anclajes activos y pasivos, y se procederá a realizar un análisis local de cada uno de los muros, con el fin de ver el comportamiento bajo diferentes escenarios y finalmente lograr un factor de seguridad mayor a 1.25, según recomienda la norma. Estos escenarios serán dados a partir de los ángulos de inclinación de los anclajes ( $\beta$ ) y de las separaciones entre anclajes (*S*). Vale indicar que se trabajara con el factor de

seguridad dado por el método de Morgenstern-Price. Se hace mención que se simula una construcción de muros anclados por paños, tal como se realiza en los métodos constructivos tradicionales.

#### 5.4.3.1. Análisis de Estabilidad con Anclajes Activos

Se procede a realizar el análisis local de cada muro con los anclajes activos, bajo varios escenarios. Como se hace notar se modela cada escenario hasta llegar a un factor de seguridad de 1.25, bajo el método Morgenstern-Price, con la finalidad de analizar el comportamiento de cada una. Estos resultados se reflejan en la figura 5.48 a la figura 5.92, en los Anexos.

Realizado los análisis locales de cada muro de anclaje previstos en el corte, se procederá a realizar el análisis global de todo el talud, con las mismas distribuciones de cargas, separaciones, inclinación de anclaje y factor de seguridad mínimo local de 1.25; con la finalidad de ver el comportamiento bajo estas condiciones y verificar su factor de seguridad. Por tanto, los análisis globales serán los siguientes. Estos resultados se reflejan en la figura 5.93 a la figura 5.101, en los Anexos.

Bajo los escenarios mínimos de cargas ultimas de cada anclaje para llegar a factor de seguridad mínima local de 1.25, se exponen los resultados de factor de seguridad global del talud, siendo lo mencionado expuestos en la Tabla 5.6.

Tabla. 5.6. Valores de factor de seguridad  $> 1.00$ , del análisis global del talud con anclajes activos, bajo los diferentes escenarios (Elaboración propia).

MURO	S (m)	Inclinación de anclaje ( $\beta$ )		
		30°	25°	20°
GLOBAL	3.00	1.076	1.069	1.062
	2.00	1.074	1.066	1.061
	1.00	1.072	1.066	1.061

Se aprecia que los factores de seguridad mínimos son mayores a 1.00 indicando que el talud físicamente se encuentra estable, sin embargo, es menor a 1.25, lo cual indica a su vez que no cumple con el factor de seguridad mínimo de la norma. Bajo estos resultados, es preciso señalar que para lograr llegar al factor de 1.25 se deben de aumentar las cargas ultimas de cada y/o algunos anclajes; y a su vez aumentar la longitud de algunos anclajes, puesto que la superficie de falla cambiara.

Con la finalidad de demostrar lo descrito anteriormente, se realiza el modelamiento de los diferentes escenarios para que el conjunto de muros y sus anclajes puedan cumplir con el  $FS > 1.25$ ; generándose unas mayores longitudes de anclas como también del aumento de las fuerzas últimas en cada una de ellas. Bajo estos modelamientos se denota que los anclajes aumentan sus longitudes en 40 m, y/o en 50 m, ya que las superficies de fallas varían en sus ubicaciones.

Todos estos valores son mostrados en la Tabla 5.7, y sus respectivos gráficos se muestran en las figuras 5.102 a la figura 5.110, en los Anexos.

Tabla. 5.7. Valores de factor de seguridad  $> 1.25$ , del análisis global del talud con anclajes activos, bajo los diferentes escenarios (Elaboración propia).

MURO	S (m)	Inclinación de anclaje ( $\beta$ )		
		30°	25°	20°
GLOBAL	3.00	1.266	1.253	1.254
	2.00	1.259	1.256	1.255
	1.00	1.255	1.257	1.264

Como se mencionó, esto generó varios escenarios, haciendo que los análisis de los comportamientos de los anclajes tengan muchas variables; la cual se alejara de los objetivos de este proyecto de tesis. Es por ello, que para realizar los análisis y comparaciones de resultados solo se usaran los análisis locales realizados.

#### **5.4.3.2. Análisis de Estabilidad con Anclajes Pasivos**

De la misma manera que se realizó los análisis para los anclajes activos se tomaran los mismos escenarios para el análisis de los anclajes pasivos. De esta manera se tendrán los resultados expuestos en las figuras 5.111, a la figura 5.155; en los Anexos.

A su vez, al igual que se realizó en los análisis de anclajes activos se procederá a hacer el análisis global de los anclajes pasivos para ver el comportamiento de este, bajo los escenarios de análisis locales realizados anteriormente. Por tanto, los análisis globales serán los reflejados en las figuras 5.156 a la figura 5.164, de los Anexos.

Bajo los escenarios mínimos de cargas últimas de cada anclaje pasivo para llegar a factor de seguridad mínima local de 1.25, se exponen los resultados de factor de seguridad global del talud, siendo lo mencionado expuestos en la Tabla 5.8.

Tabla. 5.8. Valores de factor de seguridad  $> 1.00$ , del análisis global del talud con anclajes pasivos, bajo los diferentes escenarios (Elaboración propia).

MURO	S (m)	Inclinación de anclaje ( $\beta$ )		
		30°	25°	20°
GLOBAL	3.00	1.071	1.069	1.066
	2.00	1.071	1.069	1.067
	1.00	1.070	1.068	1.066

Del mismo modo en que se explicó en el análisis global de los anclajes activos también se aprecia que los factores de seguridad mínimos son mayores a 1.00 indicando que el talud físicamente se encuentra estable, sin embargo, es menor a 1.25, lo cual indica a su vez que no cumple con el factor de seguridad mínimo de la norma. Lo cual es preciso indicar que se deben de realizar variaciones a los diferentes anclajes para llegar a un factor de seguridad mínima de 1.25 dándonos muchos escenarios y variaciones de anclajes.

Sin embargo, para demostrar lo mencionado, al igual que en los anclajes activos se plantearán algunos de estos escenarios, modelados en el programa y se expondrán los resultados de factor de seguridad en la Tabla N° 5.9.

Tabla. 5.9. Valores de factor de seguridad > 1.25, del análisis global del talud con anclajes pasivos, bajo los diferentes escenarios (Elaboración propia).

MURO	S (m)	Inclinación de anclaje ( $\beta$ )		
		30°	25°	20°
GLOBAL	3.00	1.253	1.259	1.251
	2.00	1.252	1.251	1.249
	1.00	1.263	1.253	1.251

Como se aprecian en los valores de la Tabla N° 5.9, estos dan factores de seguridades mayores a 1.25, asegurando que cumplan con lo indicado con la norma.

Para obtener estos valores se aprecia en las imágenes de las figuras 5.165 a la figura 5.173, que las longitudes de los anclajes distan de los mostrados en las figuras con los valores mostrados en la Tabla N° 5.8, puesto que es necesario aumentar las longitudes de estos anclajes en un orden de 40 a 45 metros, y adicionalmente aumentar las cargas ultimas que soporten los anclajes pasivos por cada metro lineal que se encuentre dentro de la curva de falla.

## 5.5. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

De los cálculos realizados mediante el software SLIDE se denotan los siguientes resultados para anclajes activos y pasivos.

### 5.5.1. Análisis de los Resultados para Anclajes Activos

Los resultados de las cargas ultimas de los anclajes activos, en cada escenario, se plasman en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10. Valores de cargas ultimas de anclajes (Ton), de acuerdo al ángulo de inclinación del anclaje y de la separación de ellas. (Elaboración Propia)

MURO	S (m)	Inclinación de anclaje ( $\beta$ )		
		30°	25°	20°
M1	3.00	3.57	3.55	3.48
	2.00	2.46	2.58	2.40
	1.00	1.45	1.41	1.39
M2	3.00	8.63	8.38	8.05
	2.00	7.20	6.91	6.85
	1.00	3.15	3.07	3.01
M3	3.00	12.37	11.92	11.70
	2.00	8.55	8.30	8.13
	1.00	4.50	4.35	4.26
M4	3.00	11.00	10.55	10.47
	2.00	5.10	5.03	4.93
	1.00	2.73	2.61	2.58
M5	3.00	17.33	17.25	17.10
	2.00	8.52	8.45	8.47
	1.00	4.33	4.33	4.30

Los resultados de los análisis locales de cada muro, dados en la Tabla 5.10, se muestran en los siguientes gráficos para una mejor visualización de su comportamiento.

**Muro 1**

Grafico 5.1. Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 1, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).

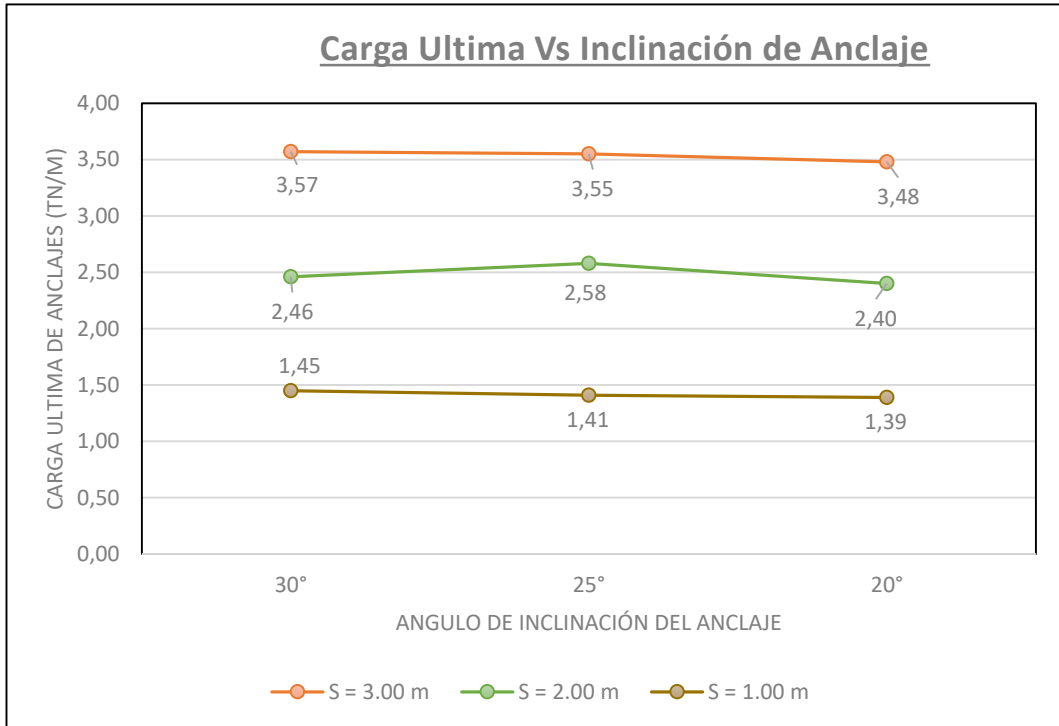
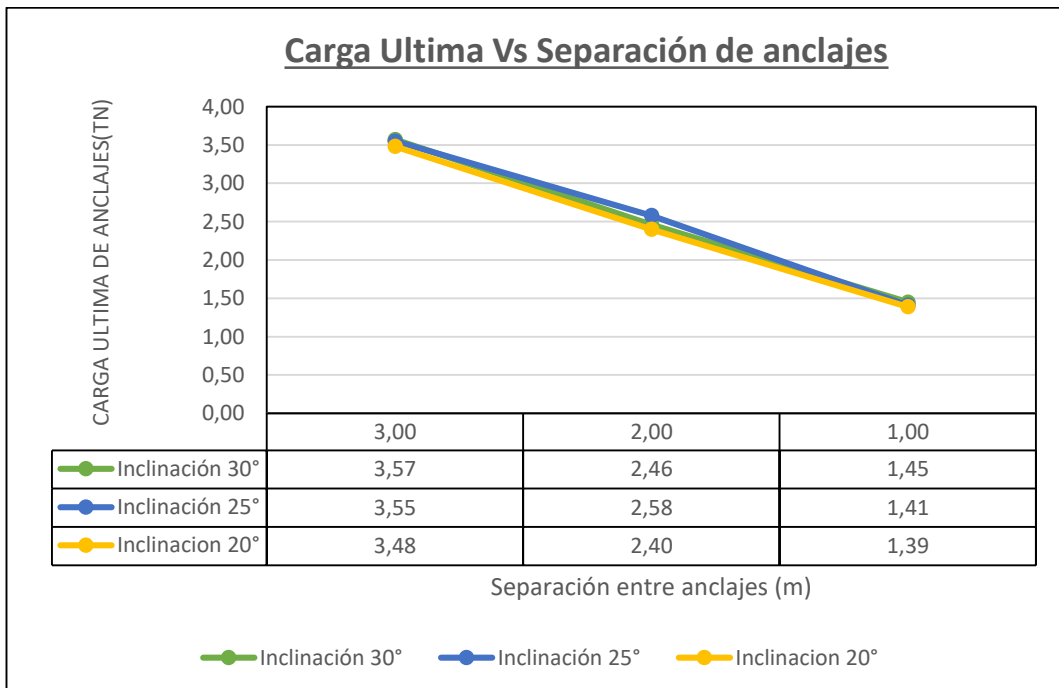


Grafico 5.2. Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 1, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).



## Muro 2

Grafico 5.3. Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 2, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).

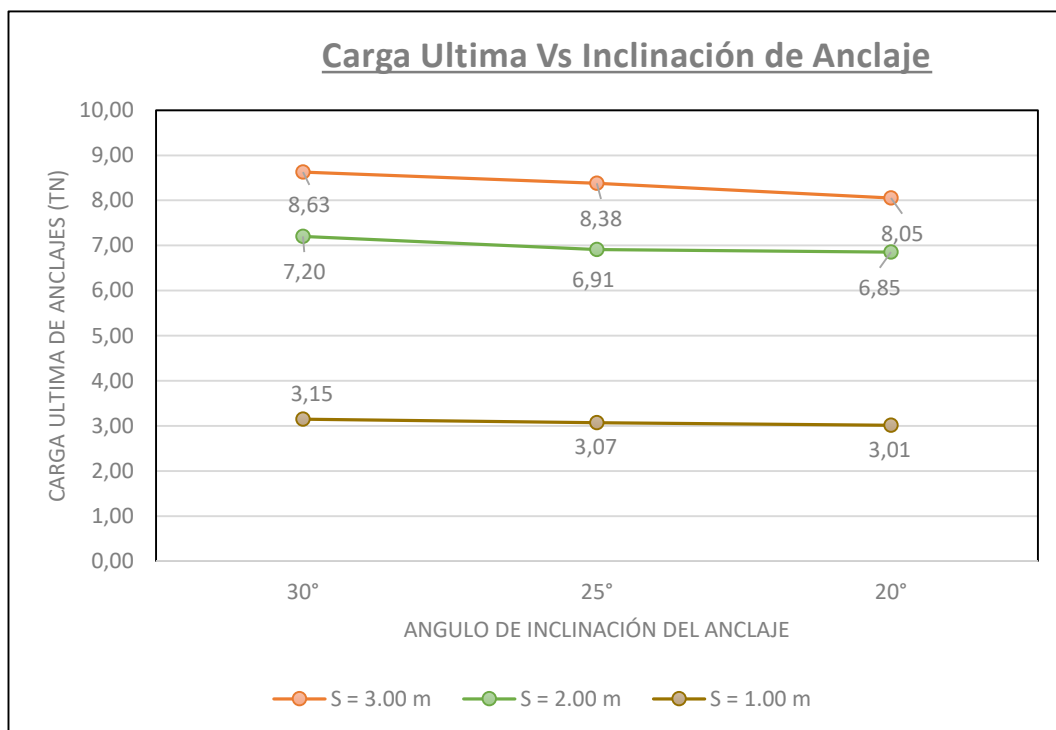
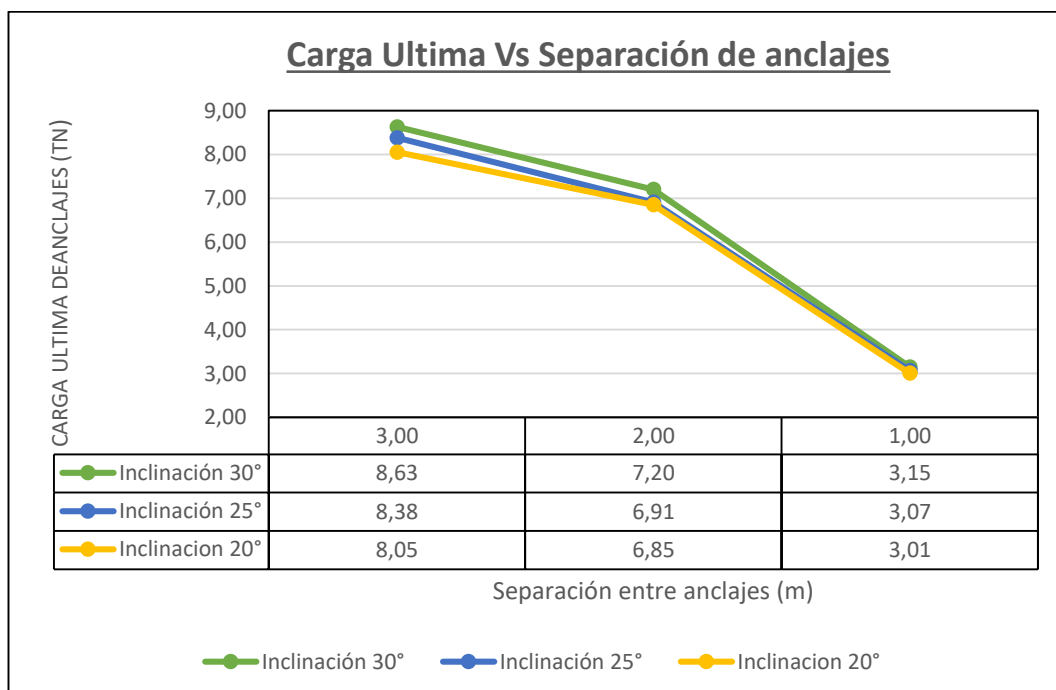


Grafico 5.4. Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 2, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia)





### Muro 3

Grafico 5.5. Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 3, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia)

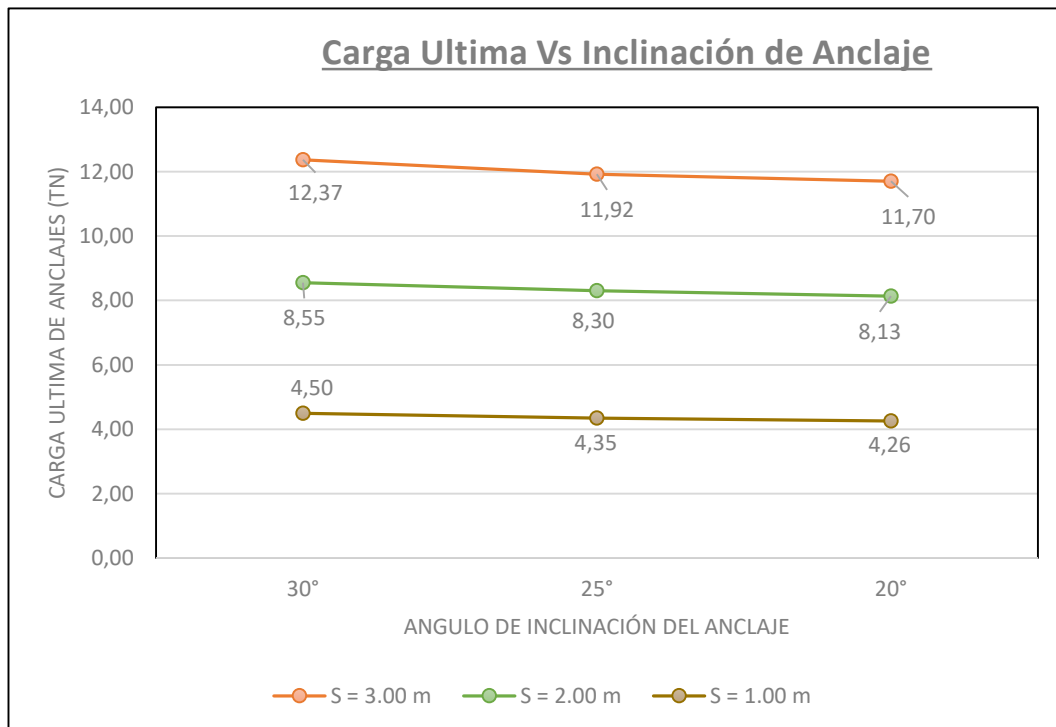
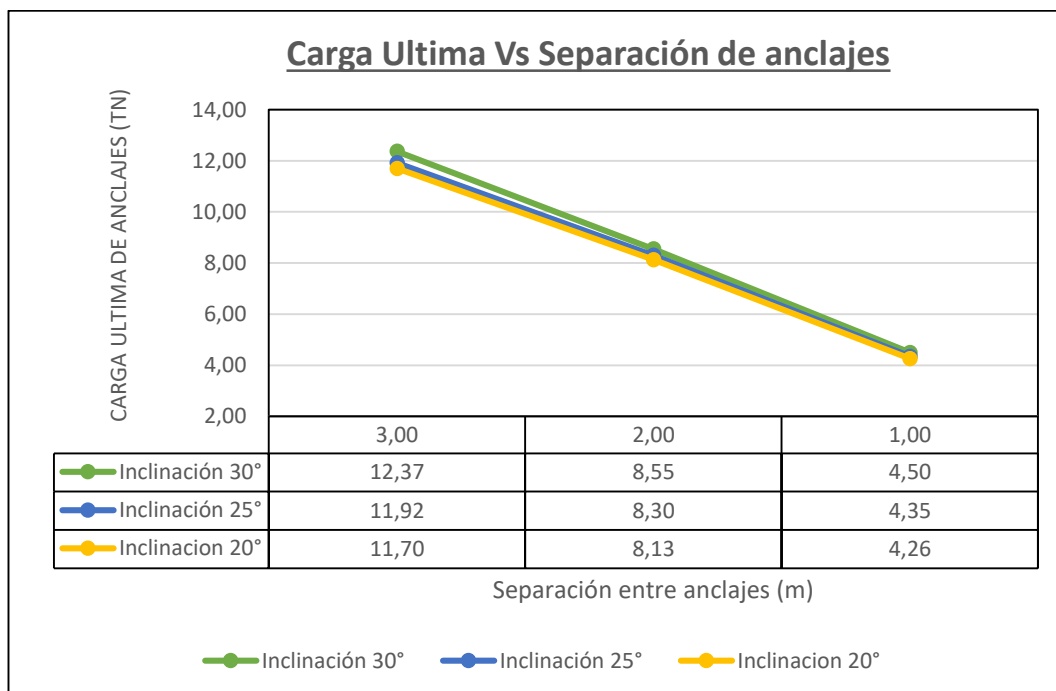


Grafico 5.6. Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 3, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia)



### Muro 4

Grafico 5.7. Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 4, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).

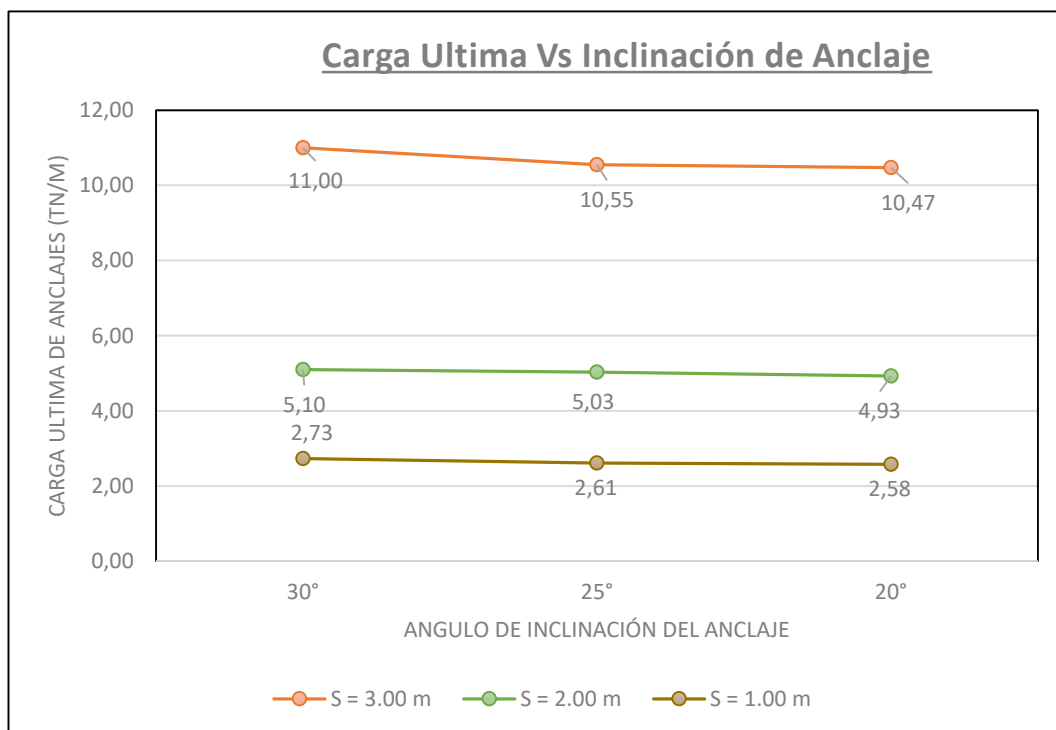
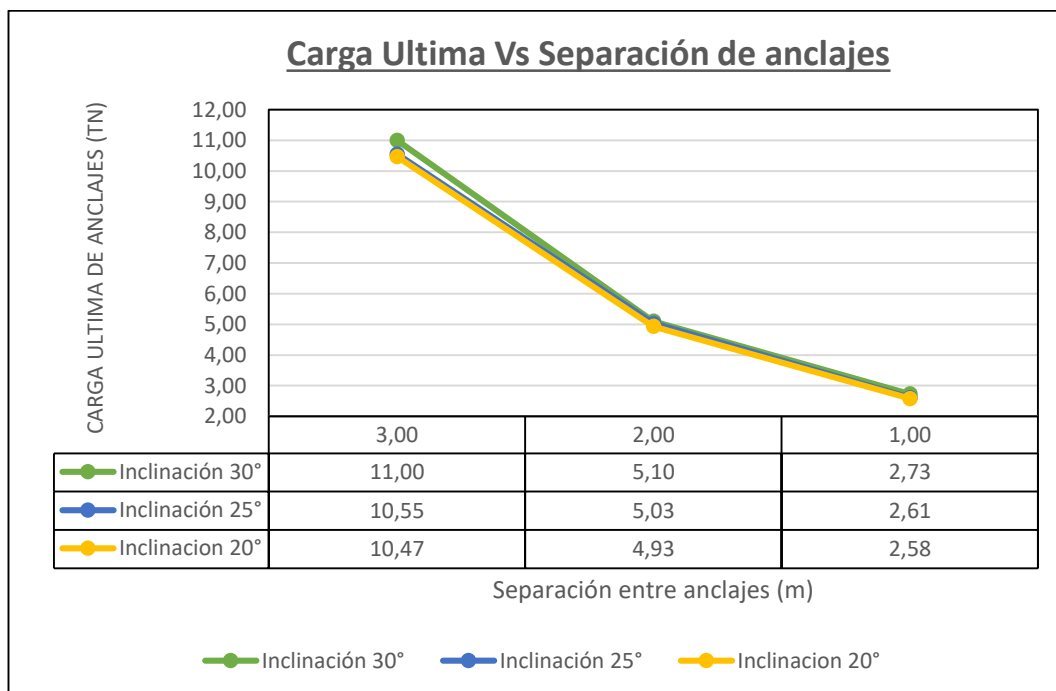


Grafico 5.8. Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 4, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).



## Muro 5

Grafico 5.9. Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 5, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).

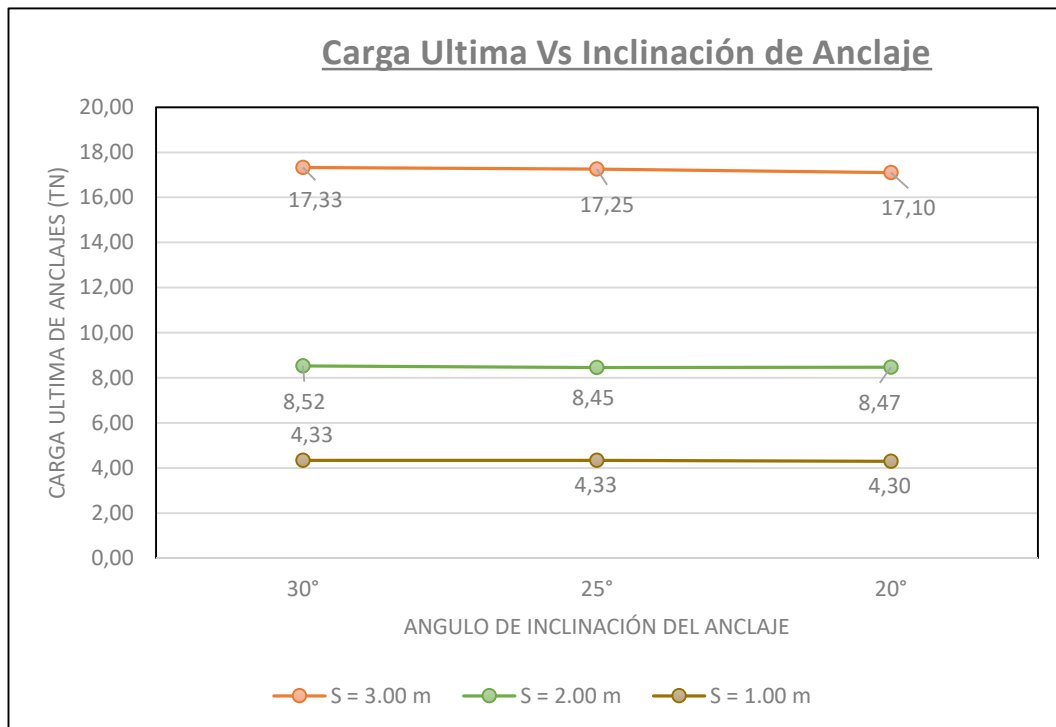
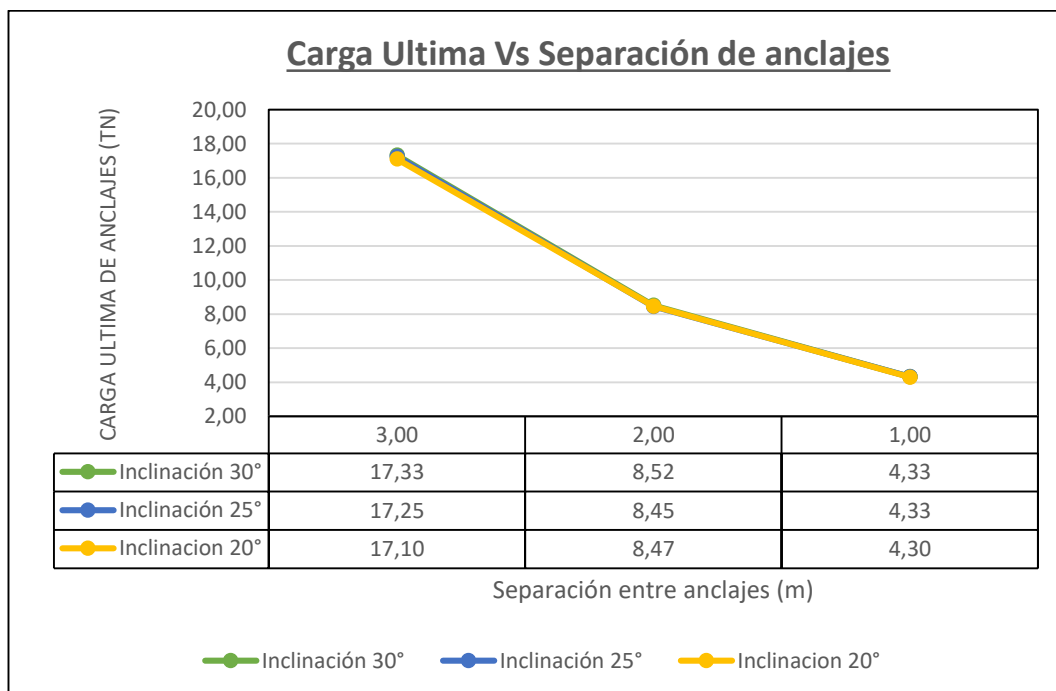


Grafico 5.10. Visualización de la fuerza en los anclajes activos del Muro 5, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).



### 5.5.2. Análisis de los Resultados para Anclajes Pasivos

Las cargas últimas de los anclajes pasivos dependen de la longitud de las anclas; ya que, tal como se mencionó en el fundamento teórico, la carga del anclaje trabaja en toda la extensión de su longitud, a diferencia de los anclajes activos que solo se presentan en el bulbo de anclaje. Adicionalmente a que estas longitudes deban cruzar la curva de falla global para que el talud sea estable, estas pueden manejarse de acuerdo a los factores de seguridad que se requieran. Sin embargo, en este caso, se buscó que las fuerzas aplicadas sean tal que se pueda llegar al factor de seguridad mínima requerida de 1.25 requerida en la norma CE 0.20 del RNE, y que finalmente se puedan hacer una comparación con los anclajes activos bajo las mismas condiciones de factor de seguridad. Los anclajes que serán materia de análisis y comparaciones serán aquellas que presenten mayor carga última. Todas las cargas últimas de los anclajes pasivos se exponen en el Tabla 5.11.

Tabla 5.11. Valores de cargas últimas de anclajes pasivos (Ton), de acuerdo al ángulo de inclinación del anclaje y de la separación entre ellas. (Elaboración Propia)

MURO	S (m)	Inclinación de anclaje ( $\beta$ )		
		30°	25°	20°
M1	3.00	5.26	5.29	5.25
	2.00	4.10	4.05	4.10
	1.00	2.37	2.37	2.40
M2	3.00	11.35	11.33	11.35
	2.00	9.52	9.39	9.33
	1.00	4.51	4.46	4.54
M3	3.00	19.62	19.92	20.10
	2.00	14.16	14.27	13.65
	1.00	7.18	7.69	8.04
M4	3.00	14.97	14.18	14.50
	2.00	8.16	8.33	8.31
	1.00	4.67	4.70	4.79
M5	3.00	23.38	23.79	23.23
	2.00	13.00	13.27	13.60
	1.00	6.94	6.97	7.58

Los valores resultantes en la Tabla 5.11 se exponen en un listado de gráficos, para una mejor visualización del comportamiento de cada una bajo cada escenario analizado.

**Muro 1**

Grafico 5.11. Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 1, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).

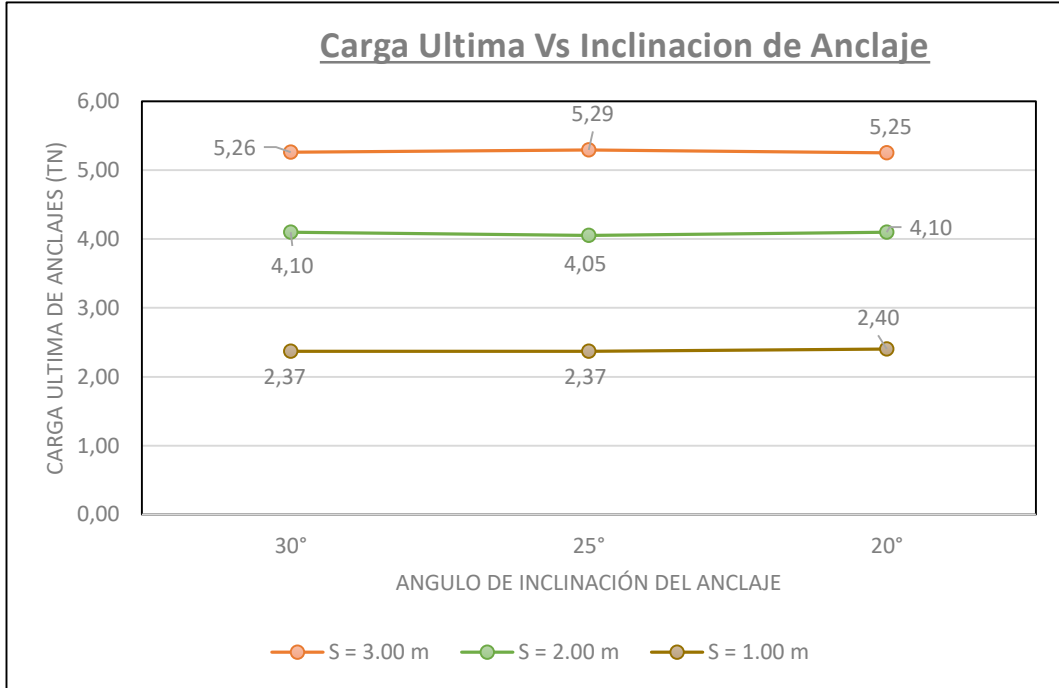
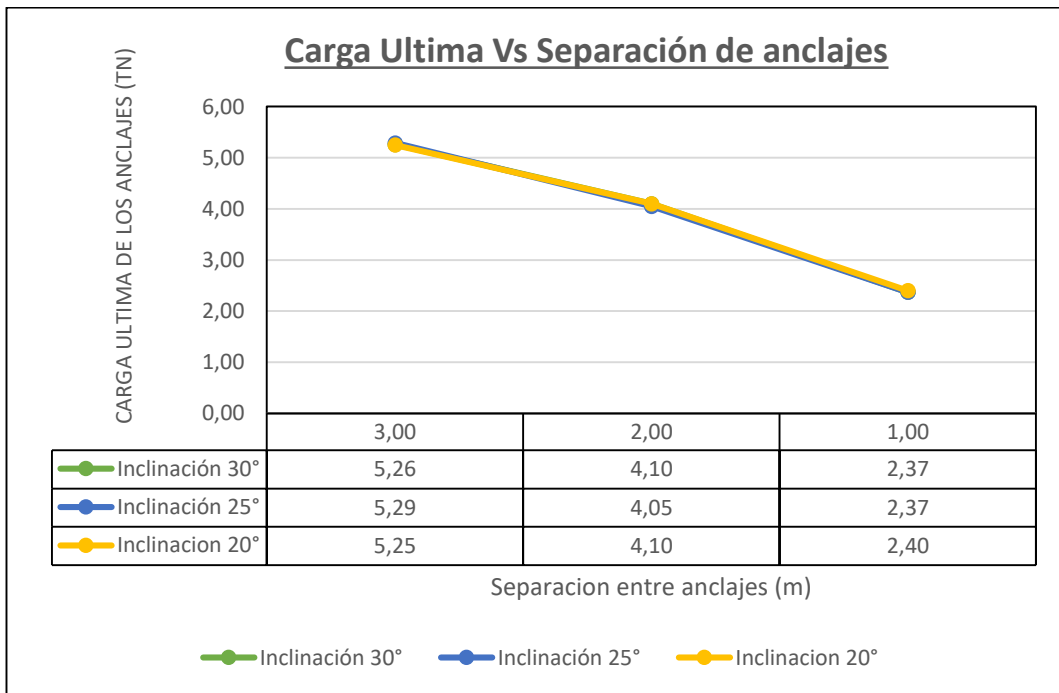


Grafico 5.12. Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 1, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).



**Muro 2**

Grafico 5.13. Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 2, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).

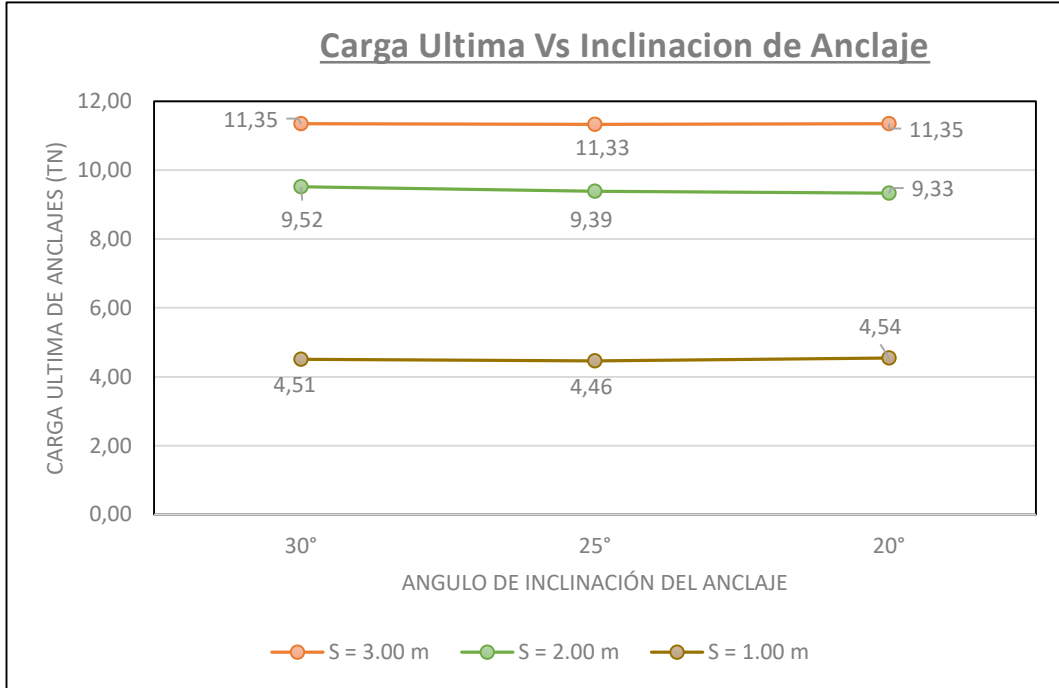
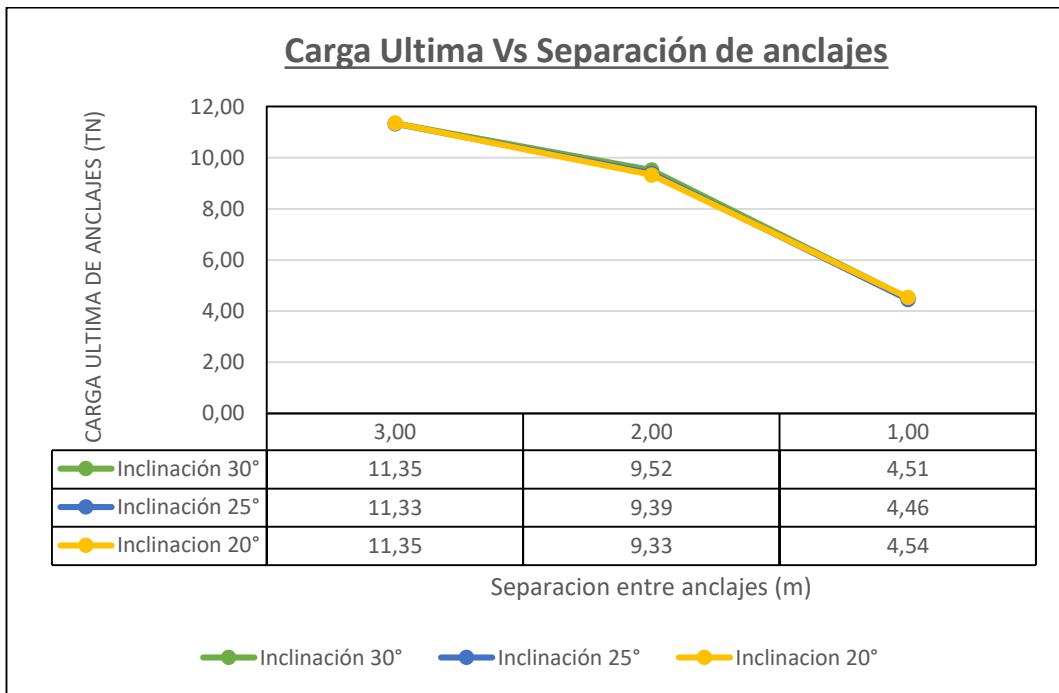


Grafico 5.14. Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 2, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).



### Muro 3

Grafico 5.15. Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 3, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).

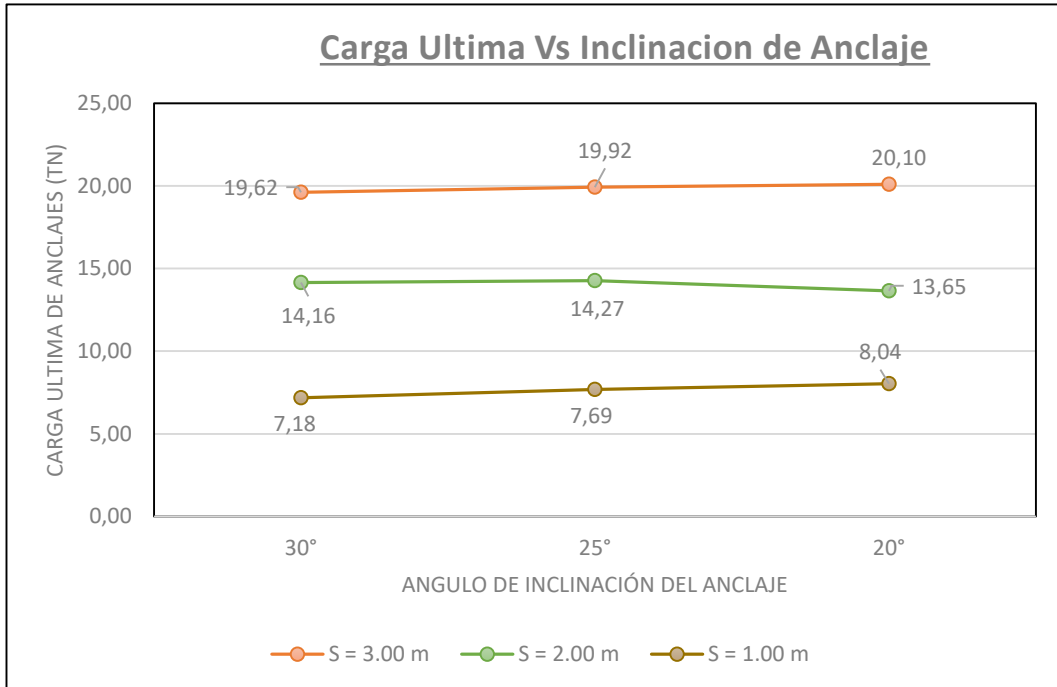
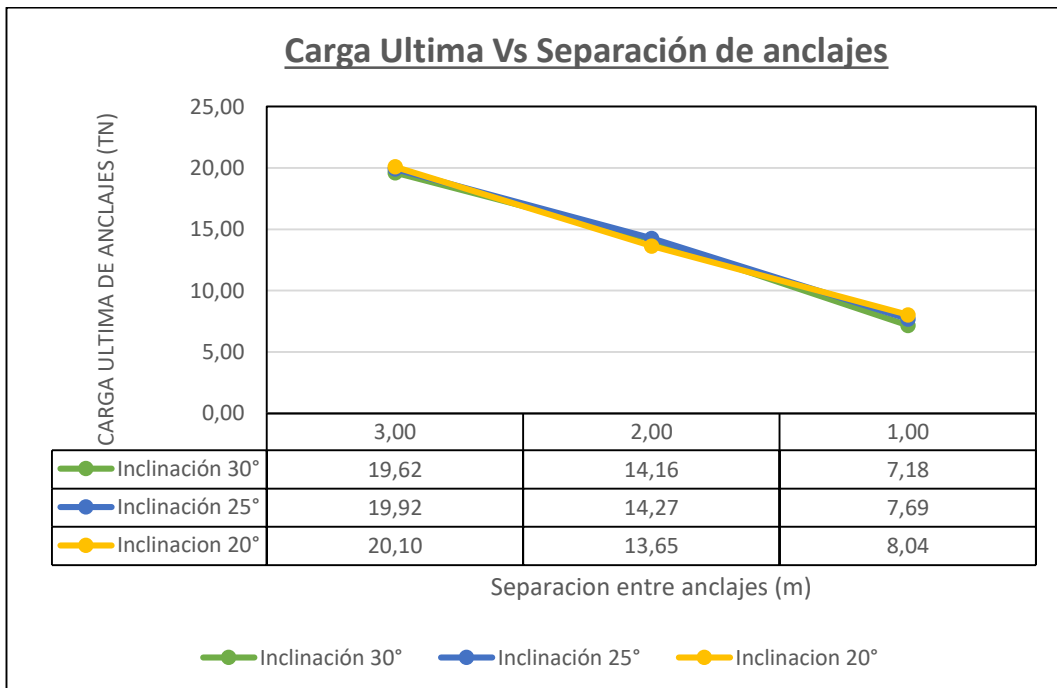


Grafico 5.16. Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 3, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).



### Muro 4

Grafico 5.17. Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 4, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).

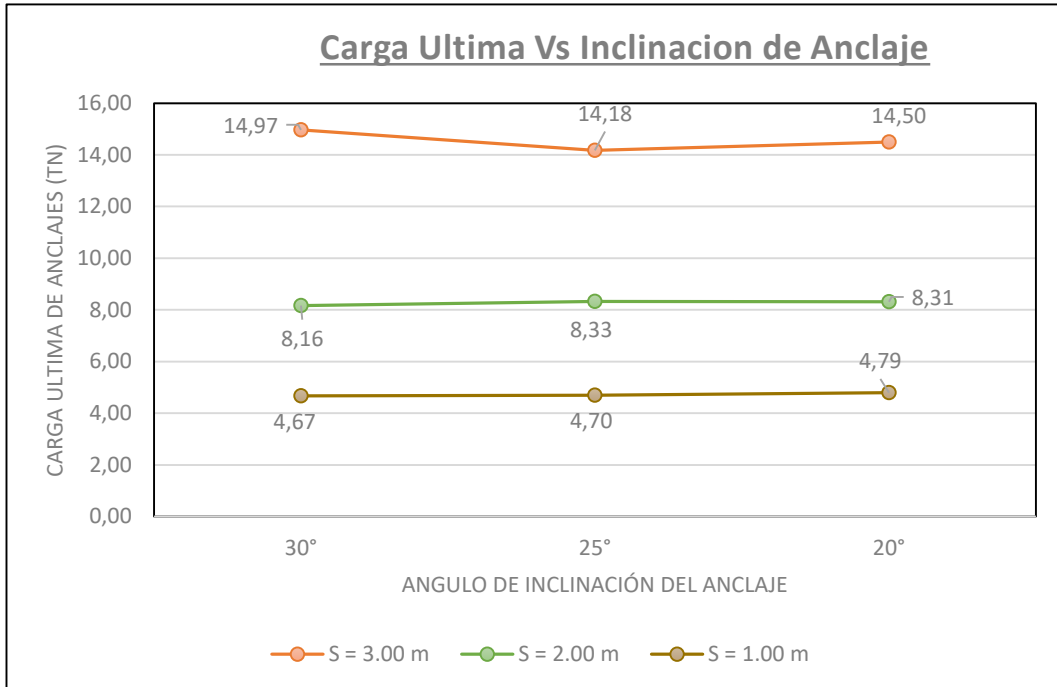
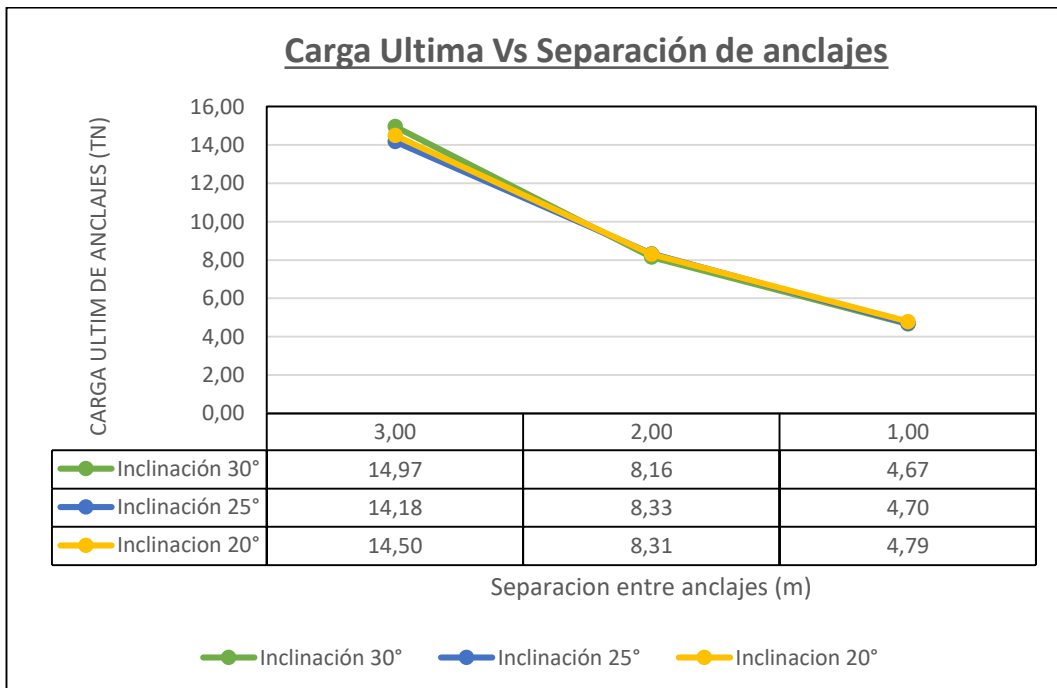


Grafico 5.18. Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 4, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).





**Muro 5**

Grafico 5.19. Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 5, respecto a la inclinación del mismo. (Elaboración Propia).

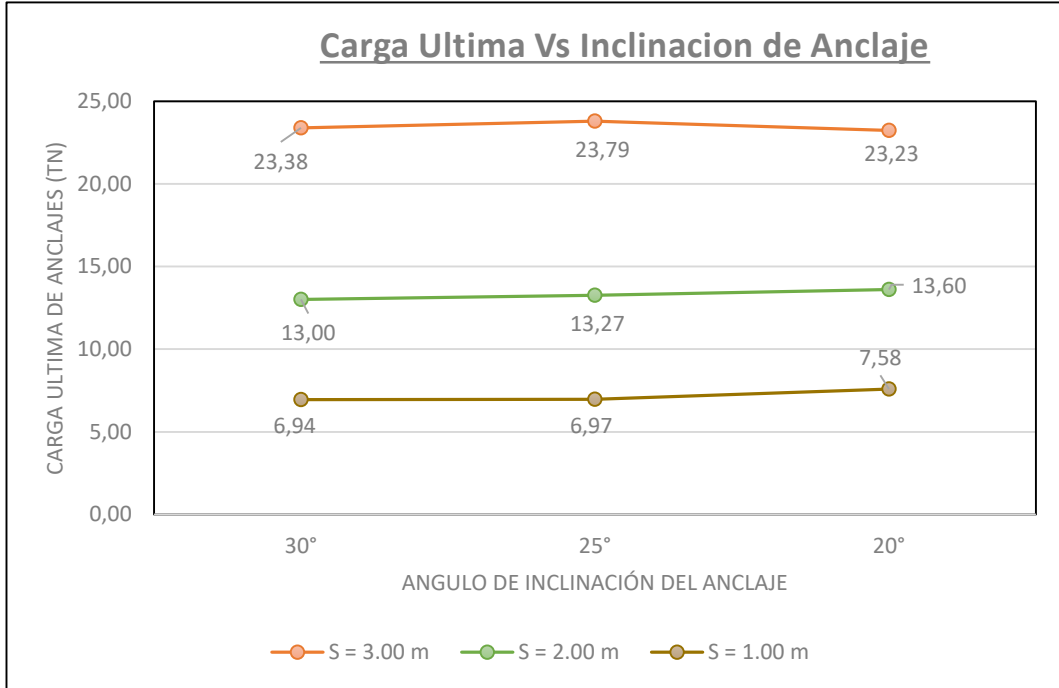
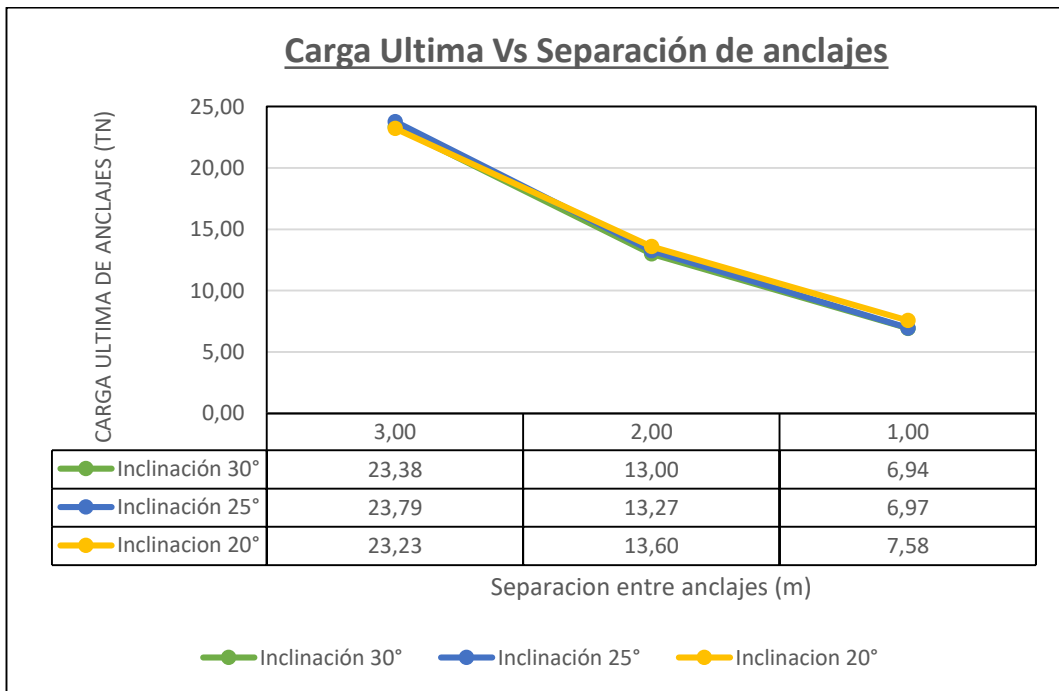


Grafico 5.20. Visualización de la fuerza en los anclajes pasivos del Muro 5, respecto a la separación de los mismos. (Elaboración Propia).



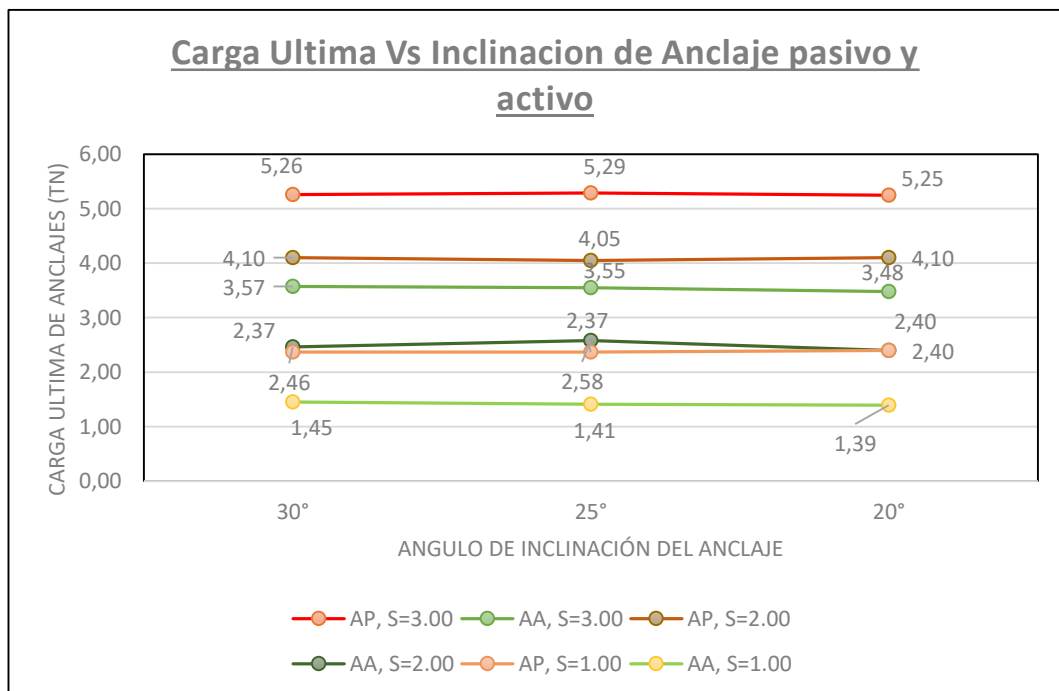
### 5.5.3. Análisis comparativo de los Resultados para Anclajes Activos y Pasivos

Obtenidos los resultados de los anclajes activos y pasivos es preciso realizar un análisis comparativo para ver los comportamientos de los anclajes en cada escenario.

De los gráficos de los anclajes activos y pasivos expuestos anteriormente, se realiza una compilación de estos resultados llevándolo a un solo gráfico (donde AA= Anclaje activo, AP= Anclajes pasivos y S=Separación), en la que se pueda visualizar las diferencias y similitudes entre estos.

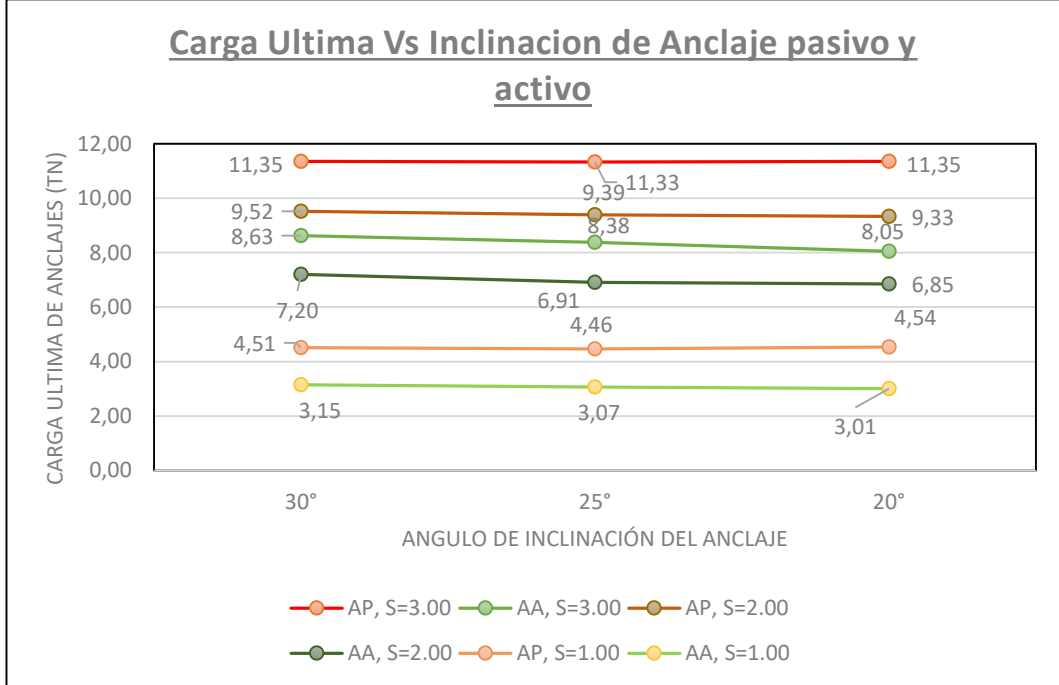
#### Muro 1

Grafico 5.21. Comportamiento de los anclajes activos y pasivos en el Muro 1, bajo los mismos escenarios. (Elaboración Propia).



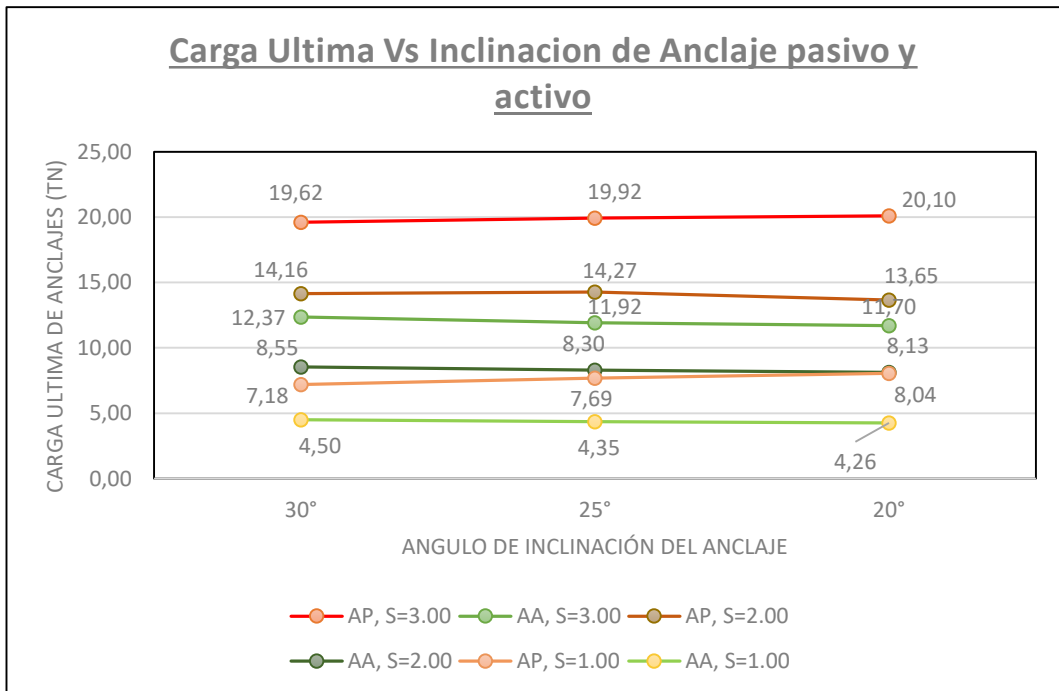
**Muro 2**

Grafico 5.22. Comportamiento de los anclajes activos y pasivos en el Muro 2, bajo los mismos escenarios. (Elaboración Propia).



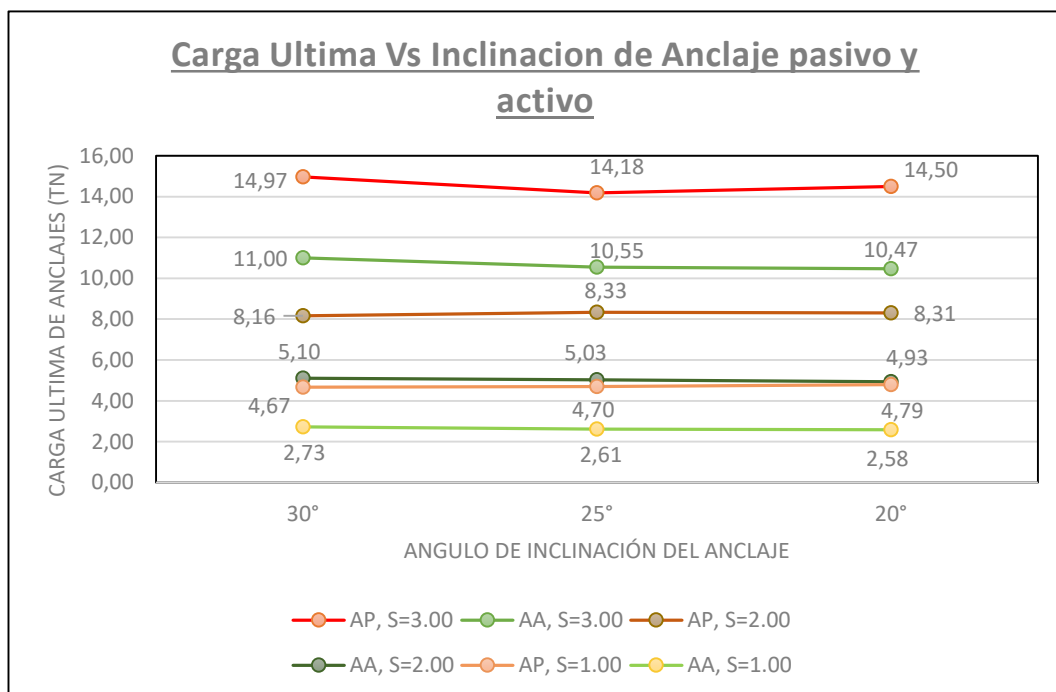
**Muro 3**

Grafico 5.23. Comportamiento de los anclajes activos y pasivos en el Muro 3, bajo los mismos escenarios. (Elaboración Propia).



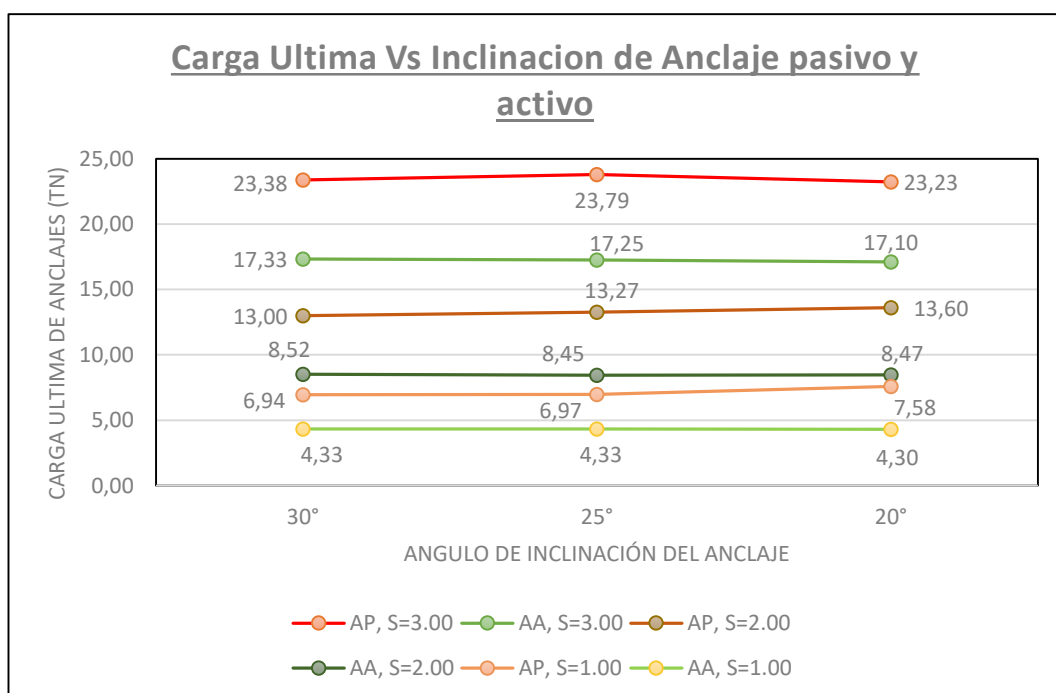
### **Muro 4**

Grafico 5.24. Comportamiento de los anclajes activos y pasivos en el Muro 4, bajo los mismos escenarios. (Elaboración Propia).



### **Muro 5**

Grafico 5.25. Comportamiento de los anclajes activos y pasivos en el Muro 5, bajo los mismos escenarios. (Elaboración Propia).



## 5.6. CÁLCULO DE BULBOS DE ANCLAJES

Habiendo realizado el modelamiento del talud en cada escenario y utilizando los anclajes activos y pasivos, se halló las fuerzas compensativas que soportaran cada ancla, para poder estabilizar el talud. Seguidamente se procederá a realizar el cálculo del bulbo que se necesario para poder contener dichas fuerzas en suelo.

Teniendo en cuenta el marco teórico descrito en el Capítulo IV de la presente tesis se utilizará la Metodología de Bustamante para realizar el diseño de las longitudes de los bulbos de anclajes. Según esta metodología, el cálculo de la carga ultima obedece a la ecuación 4.6.

$$P = \pi * D_s * L_s * q_s$$

Donde:

*P*: Capacidad de carga del bulbo

*L<sub>s</sub>*: Longitud del bulbo

$$D_{si} = \alpha * D_d$$

*D<sub>d</sub>*: Diámetro de la perforación

*α*: Coeficiente

Los valores de capacidad de carga fueron calculados en los apartados anteriores, en base al modelamiento realizado. Los diámetros de bulbo serán escogidos teóricamente. Y los valores de separación entre anclajes y la variación de las longitudes de bulbo serán analizadas bajo la estabilidad de cada anclaje.

El valor de *q<sub>s</sub>* (esfuerzo de carga del bulbo), serán halladas de acuerdo a los ábacos de Bustamante indicadas en la Fig. 4.4. Arena + Grava. Para esto previamente se debe calcular los valores de Presión Limite del material, el cual será hallado mediante cuadro de la Fig. 4.2.

Teniendo como dato el Angulo de Fricción interna  $\phi = 30.16^\circ$ , se procede a hallar según la ecuación 4.2.

$$PL = 2.5 * 2^{\frac{\phi-24}{4}} = 727 \text{ KPa} = 0.727 \text{ MPa}$$

Llevándose este valor de “PL” al ábaco de Bustamante, nos arrojará un valor de  $q_s = 0.125 \text{ MPa} = 12.5 \text{ Tn/m}^2$ .

Bajo estos valores hallados procederemos a realizar los análisis, cálculos y diseños de los anclajes activos y pasivos. Por tanto, los datos usados en para el cálculo de las longitudes de bulbo en los anclajes activos y pasivos serán:

$$q_s = 12.5 \text{ Tn/m}^2$$

$$D_d = 0.20 \text{ m (asumido)}$$

$$FS = 1.50 \text{ (Factor De seguridad)}$$

$$D_s = 0.32 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.60$$

De esta manera son calculados los bulbos necesarios para poder soportar las cargas ultimas que estabilizaran el talud, los cuales son mostrados en la Tabla 5.12 y la Tabla 5.13.

Es necesario mencionar que en la Tabla 5.13 se muestran los valores de longitudes de los anclajes pasivos que debe sobrepasar la superficie de falla, para que tenga la suficiente capacidad de adherencia del ancla sobre el suelo y resistir las fuerzas friccionantes.

Tabla 5.12. Valores de longitudes de bulbos de anclajes activos (m), calculados según el Método de Bustamante (Elaboración Propia)

**ANCLAJES ACTIVOS**

MURO	S (m)	INCLINACIÓN DE ANCLAJE ( $\beta$ )								
		30°			25°			20°		
		Fu (tn)	Fu (tn) x FS	Lb (m)	Fu (tn)	Fu (tn) x FS	Lb (m)	Fu (tn)	Fu (tn) x FS	Lb (m)
M1	3.00	3.57	5.36	<b>0.426</b>	3.55	5.33	<b>0.424</b>	3.48	5.22	<b>0.415</b>
	2.00	2.46	3.69	<b>0.294</b>	2.58	3.87	<b>0.308</b>	2.40	3.60	<b>0.286</b>
	1.00	1.45	2.18	<b>0.173</b>	1.41	2.12	<b>0.168</b>	1.39	2.09	<b>0.166</b>
M2	3.00	8.63	12.95	<b>1.030</b>	8.38	12.57	<b>1.000</b>	8.05	12.08	<b>0.961</b>
	2.00	7.20	10.80	<b>0.859</b>	6.91	10.37	<b>0.825</b>	6.85	10.28	<b>0.818</b>
	1.00	3.15	4.73	<b>0.376</b>	3.07	4.61	<b>0.366</b>	3.01	4.52	<b>0.359</b>
M3	3.00	12.37	18.56	<b>1.477</b>	11.92	17.88	<b>1.423</b>	11.70	17.55	<b>1.397</b>
	2.00	8.55	12.83	<b>1.021</b>	8.30	12.45	<b>0.991</b>	8.13	12.20	<b>0.970</b>
	1.00	4.50	6.75	<b>0.537</b>	4.35	6.53	<b>0.519</b>	4.26	6.39	<b>0.509</b>
M4	3.00	11.00	16.50	<b>1.313</b>	10.55	15.83	<b>1.259</b>	10.47	15.71	<b>1.250</b>
	2.00	5.10	7.65	<b>0.609</b>	5.03	7.55	<b>0.600</b>	4.93	7.40	<b>0.588</b>
	1.00	2.73	4.10	<b>0.326</b>	2.61	3.92	<b>0.312</b>	2.58	3.87	<b>0.308</b>
M5	3.00	17.33	26.00	<b>2.069</b>	17.25	25.88	<b>2.059</b>	17.10	25.65	<b>2.041</b>
	2.00	8.52	12.78	<b>1.017</b>	8.45	12.68	<b>1.009</b>	8.47	12.71	<b>1.011</b>
	1.00	4.33	6.50	<b>0.517</b>	4.33	6.50	<b>0.517</b>	4.30	6.45	<b>0.513</b>

Tabla 5.13. Valores de longitudes de anclajes pasivos que sobrepasan la superficie de falla (m), calculados según el Método de Bustamante (Elaboración Propia)

**ANCLAJES PASIVOS**

MURO	S (m)	INCLINACIÓN DE ANCLAJE ( $\beta$ )								
		30°			25°			20°		
		Fu (tn)	Fu (tn) x FS	Lb (m)	Fu (tn)	Fu (tn) x FS	Lb (m)	Fu (tn)	Fu (tn) x FS	Lb (m)
M1	3.00	5.26	7.89	<b>0.628</b>	5.29	7.94	<b>0.631</b>	5.25	7.88	<b>0.627</b>
	2.00	4.10	6.15	<b>0.489</b>	4.05	6.08	<b>0.483</b>	4.10	6.15	<b>0.489</b>
	1.00	2.37	3.56	<b>0.283</b>	2.37	3.56	<b>0.283</b>	2.40	3.60	<b>0.286</b>
M2	3.00	11.35	17.03	<b>1.355</b>	11.33	17.00	<b>1.352</b>	11.35	17.03	<b>1.355</b>
	2.00	9.52	14.28	<b>1.136</b>	9.39	14.09	<b>1.121</b>	9.33	14.00	<b>1.114</b>
	1.00	4.51	6.77	<b>0.538</b>	4.46	6.69	<b>0.532</b>	4.54	6.81	<b>0.542</b>
M3	3.00	19.62	29.43	<b>2.342</b>	19.92	29.88	<b>2.378</b>	20.10	30.15	<b>2.399</b>
	2.00	14.16	21.24	<b>1.690</b>	14.27	21.41	<b>1.703</b>	13.65	20.48	<b>1.629</b>
	1.00	7.18	10.77	<b>0.857</b>	7.69	11.54	<b>0.918</b>	8.04	12.06	<b>0.960</b>
M4	3.00	14.97	22.46	<b>1.787</b>	14.18	21.27	<b>1.693</b>	14.50	21.75	<b>1.731</b>
	2.00	8.16	12.24	<b>0.974</b>	8.33	12.50	<b>0.994</b>	8.31	12.47	<b>0.992</b>
	1.00	4.67	7.01	<b>0.557</b>	4.70	7.05	<b>0.561</b>	4.79	7.19	<b>0.572</b>
M5	3.00	23.38	35.07	<b>2.791</b>	23.79	35.69	<b>2.840</b>	23.23	34.85	<b>2.773</b>
	2.00	13.00	19.50	<b>1.552</b>	13.27	19.91	<b>1.584</b>	13.60	20.40	<b>1.623</b>
	1.00	6.94	10.41	<b>0.828</b>	6.97	10.46	<b>0.832</b>	7.58	11.37	<b>0.905</b>



## CONCLUSIONES

- Se ha realizado el análisis geotécnico para la estabilización de la fundación del reservorio apoyado en el sector del Cerro Candela del Distrito del Imperial, mediante el uso de anclajes pasivos y activos como alternativa de estabilización.
- Del terreno en estudio se generó dos perfiles topográficos, de los cuales se trabajó con el perfil con mayor pendiente topográfica. También es preciso indicar que se asumió las mismas características geotécnicas del suelo en el talud, dados por los resultados del estudio de mecánica de suelos, realizados en el terreno.
- El análisis de estabilidad en condiciones estáticas, del terreno en estado natural sin alteraciones, arroja valores de factores de seguridad menores a 1.50 los cuales indica que, en estas condiciones no cumplen con lo establecido en la norma CE 020 “Estabilización de Suelos y Taludes”. Por otro lado, también se hizo un análisis del terreno en un escenario de cortes y rellenos, simulando los trabajos futuros que se necesitaran para las obras de habitación urbana que se ejecutaran en la superficie de este talud. Los resultados de los análisis locales de cada muro bajo cargas estáticas de gravedad fueron cercanos a la unidad, dándonos por ejemplo en el “Muro 3”, valores menores a 1.00 que indican que bajo el escenario de corte y relleno y expuestos a las cargas de pavimentos y estáticas de edificaciones cercanas, el talud será propenso a fallar.
- Los valores de factor de seguridad arrojados en el análisis pseudo estático (aproximación dinámica) del terreno en estado natural sin alteraciones, son menores a 1.00 indicando que se podría producir una inestabilidad física y consiguientemente, que los valores estimados en estas condiciones no cumplen con lo establecido en la norma CE 020 “Estabilización de Suelos y Taludes”.
- En el escenario del perfil topográfico bajo los trabajos de cortes y rellenos, y expuestos a todas las cargas de gravedad y adicionalmente las cargas dinámicas, se muestran que los factores de seguridad de los análisis locales son en un 80% menores a 1.00, siendo solo el “Muro 1” un talud físicamente estable, puesto que su valor es mayor que la unidad; del mismo modo esto se

repite en los resultados de los análisis globales. Sin embargo, es preciso comentar que ninguno de ellos (los análisis locales y globales) cumple con el mínimo previsto a la norma CE 020 “Estabilización de Suelos y Taludes”, que es 1.25. Esto nos da un indicativo que bajo las cargas previstas los muros deben ser estabilizados; que en este caso se usara los anclajes activos y también pasivos y proceder a un análisis de su comportamiento.

- Por otro lado, se demostró en los análisis globales con el uso de los anclajes pasivos y/o activos, que los factores de seguridad eran mayores que 1.00 demostrando que son físicamente estables, mas no lo suficiente para llegar al mínimo requerido por la norma. Sin embargo, para lograr esta condición se debe de aumentar las cargas ultimas de cada línea de anclaje y a la vez aumentar las longitudes de anclas para asegurar que estas crucen las superficies de fallas o en el caso de los anclajes activos sea mayor las longitudes para conseguir mayores fuerzas compensativas. Es en este punto que se empieza a visualizar uno de las primeras desventajas de los anclajes pasivos frente a los activos, ya que depende de la longitud del ancla para que las fuerzas crezcan proporcionalmente, pues estos trabajan bajo el mecanismo del movimiento pasivo del talud; se hace difícil conseguir en el mercado anclajes de longitudes grandes para que puedan ser una opción de estabilización global.
- Se puede apreciar en los gráficos 5.11 al 5.20, de los resultados de las cargas ultimas de los anclajes activos y pasivos vs las separaciones de anclajes y/o ángulo de inclinación, que se muestra, que los valores de las cargas ultimas de los anclajes decrecen a medida que la separación de las mismas aminora; esto es predecible ya que al aminorar las distancias entre ellas la cantidad de anclajes aumenta y por consiguiente las fuerzas contributivas se reducen. Por otra parte, también se puede apreciar que no existe mayor diferencia entre las cargas ultimas y los ángulos de inclinación en cada escenario de separación de anclajes, pero, sin embargo, se hace notar que existe una leve tendencia a la reducción de estas a medida que el ángulo decrece.
- Los gráficos 5.21 al 5.25, muestran el comportamiento comparativo de los anclajes activos y pasivos en cada Muro. De estos gráficos podemos concluir, que, en cada escenario, los anclajes pasivos necesitan mayor carga ultima para ser capaces de estabilizar el talud a comparación de los anclajes activos;

los cuales necesitan menor carga para llegar al factor de seguridad esperado. También, podemos observar que en cada gráfico existe un denominador común que se repite en los escenarios expuestos, el cual es que las curvas de los Anclajes Pasivos separados a 1.00 m de distancia (AP, S=1.00) se asemejan a las curvas de los Anclajes Activos separados a 2.00 m (AA, S=2.00), logrando valores de fuerzas similares; y también que en otros muros las curvas de Anclajes Pasivos de 2.00 m de separación (AP, S=2.00), tienden a acercarse a los valores de los Anclajes Activos de 3.00 m de separación (AA, S=3.00) como en el caso de los "Muro 2 y 3". Se concluye entonces que bajo estos escenarios topográficos del talud estudiado y con las propiedades mecánicas de suelo dadas, se necesitaría mayor cantidad de anclajes pasivos que de anclajes activos, para lograr un factor de seguridad que asegure la estabilidad del talud; es decir, para que la eficiencia de los anclajes pasivos se asemeje a la de los activos, se debe de reducir las separaciones entre estos.

## RECOMENDACIONES

- De las conclusiones previas referidas a los cuadros comparativos de los anclajes pasivos y activos, en donde se observa que, al disminuir la distancia entre las anclas, las eficiencias de anclajes pasivos se asemejan a los activos, es preciso señalar que estas cumplen dichas conclusiones bajo las condiciones descritas anteriormente; sin embargo, se recomienda que se realicen los ensayos necesarios y/o modelaciones de acuerdo a los escenarios que se presenten en obras futuras.
- Por la naturaleza del comportamiento de los anclajes pasivos, los cuales trabajan cuando se presentan deformaciones en el talud, no se recomienda el uso de estos en este tipo de estructuras ya que en la parte superior de cada muro se encontrarían obras de pavimentación o edificaciones, que forman parte de un proyecto de habilitación urbana en este sector, los cuales admitirían deformaciones o asentamientos en estos, y de esta forma se correría riesgo generar inestabilidades de las obras futuras. A ello se le adiciona que para lograr un factor de seguridad mínimo de 1.25 según establece la norma en el análisis global, se deben aumentar las longitudes de anclajes y disminuir el espaciamiento entre ellos, generando encarecimiento de la obra.
- Finalmente se recomienda realizar en investigaciones futuras de análisis dinámicos, para tal se deben estimar los paramétricos adecuados para este análisis además del uso de una técnica numérica, por ejemplo, elementos finitos o diferencias finitas.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ale, J. (2007). *Método de Estabilización de Taludes Mediante Estructuras de Suelo Reforzado*, Tesis de Grado, FIC UNI, Lima.
- Campos, J. (2017). *Diseño de propuestas constructivas Soil Nailing para estabilidad de taludes en sitios de la Red Nacional de Telecomunicaciones del ICE*, Proyecto final de graduación, Escuela de Ingeniería en Construcción, Instituto Tecnológico de Costa Rica, Costa Rica.
- Cañari, M. (2001). *Análisis de la Estabilidad de Taludes de la Costa Verde*, Tesis de Grado, FIC UNI, Lima.
- Das, B. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, Editorial CENGAGE Learning, IV Edición, DF.
- Das, B. (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentación*, Editorial Thompson, IV Edición, DF.
- García, F. (2005). *Análisis y Diseño de Estabilidad Sísmica de Taludes en Suelos y Rocas - Caso Curvas de Leona*, Tesis de Grado, FIC UNI, Lima.
- Leoni, A. (2002). *Apuntes de Micropilotes y Anclajes*, Universidad Nacional de La Plata, Buenos Aires.
- Macedo, A. (2016). *Análisis Comparativo de la Ejecución de Anclajes Pasivos y Permanentes en un Suelo Aluvional*, Informe de Competencia Profesional, FIC UNI, Lima.
- Monroy, R. (2007). *Anclajes en Suelos*, Tesis de Postgrado, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México.
- Petley, D. N., Higuchi T., Petley D. J., Bulmer M. H., Carey J. (2005). *Development of progressive landslide failure in cohesive materials Geology*; March 2; v. 33; no. 3; pp. 201–204.
- Poma, H. (2013). *Taludes Reforzados con Anclajes Permanentes Pasivos – Aplicación al proyecto Toromocho*, Informe de Suficiencia, Facultad de Ingeniería Civil UNI, Lima.
- Puelles, J. (2011). *Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo aplicación a excavaciones profundas en Lima Metropolitana*, Tesis de Postgrado, FIC UNI, Lima.

- Reglamento Nacional de Edificaciones (2017). *Norma CE020 - Norma de Estabilización de Suelos y Taludes*, Editorial Macro, IV Edición, Lima.
- Rengifo, J. (2015). *Muros anclados en arenas, análisis y comparación de técnicas de anclajes*, Tesis de Grado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Suarez, J. (2009). *Deslizamientos – Análisis Geotécnico*, Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Bucaramanga.
- Suarez, J. (2009). *Deslizamientos – Técnicas de Remediación*, Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Bucaramanga.
- Ucar, R. (2002). *Manual de Anclajes en Obras de Tierra*, Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Mérida.
- 2D Limit Equilibrium Slope Stability for Soil and Rock Slopes (Slide). (2003). *User's Guide*, Rocscience Inc.
- Varnes, D. (1978). *Slope movement types and processes*. In: *Special Report 176, Landslides: Analysis and Control* Transportation and Road Research Board, National Academy of Science, Washington D. C., 11-33.

## ANEXOS

### ANÁLISIS ESTÁTICO

### ANÁLISIS ESTÁTICO DEL TERRENO EN ESTADO NATURAL

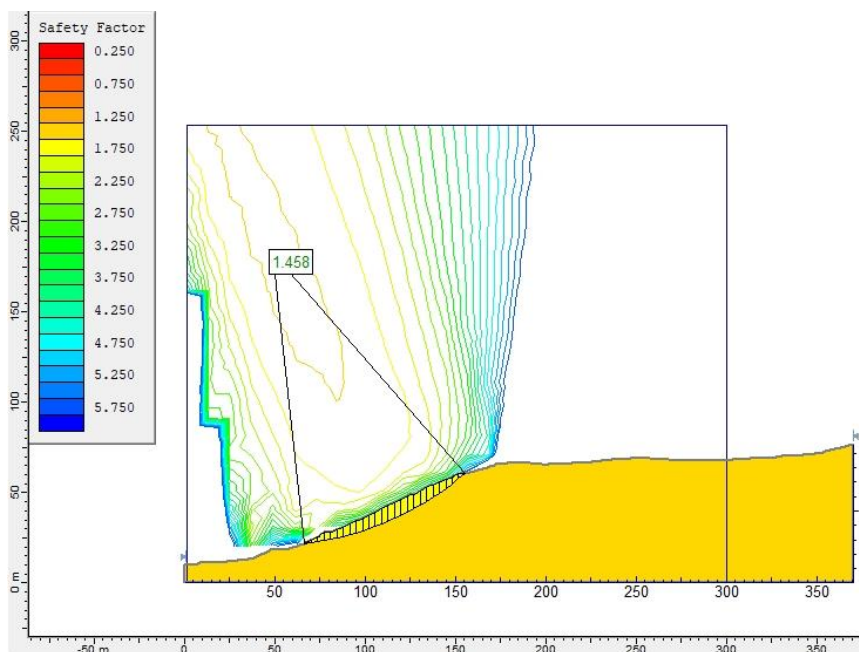


Fig. 5.6. Análisis estático del talud con el Método de Bishop

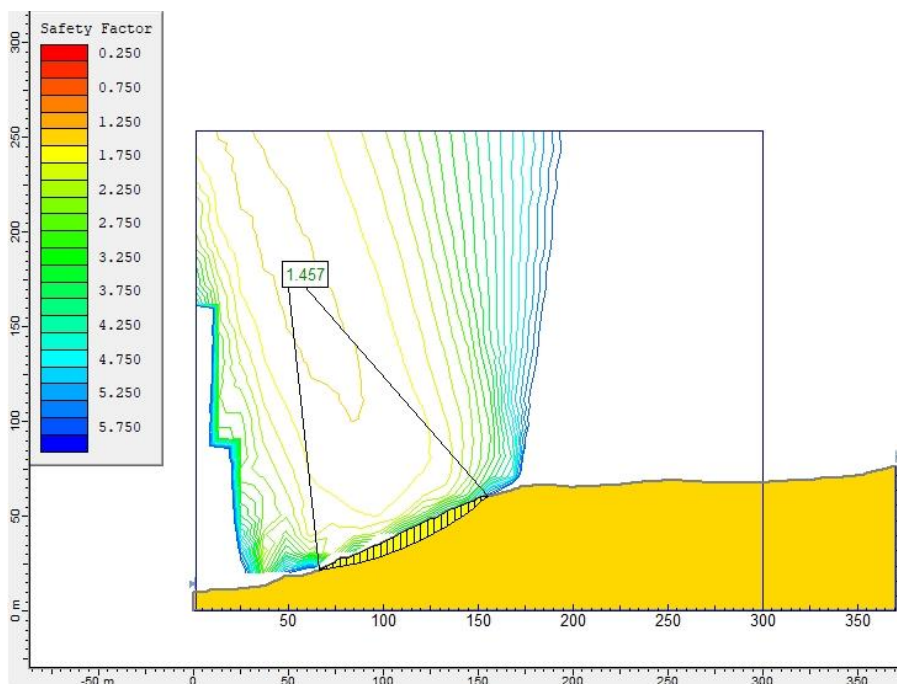


Fig. 5.7. Análisis estático del talud con el Método de Spencer

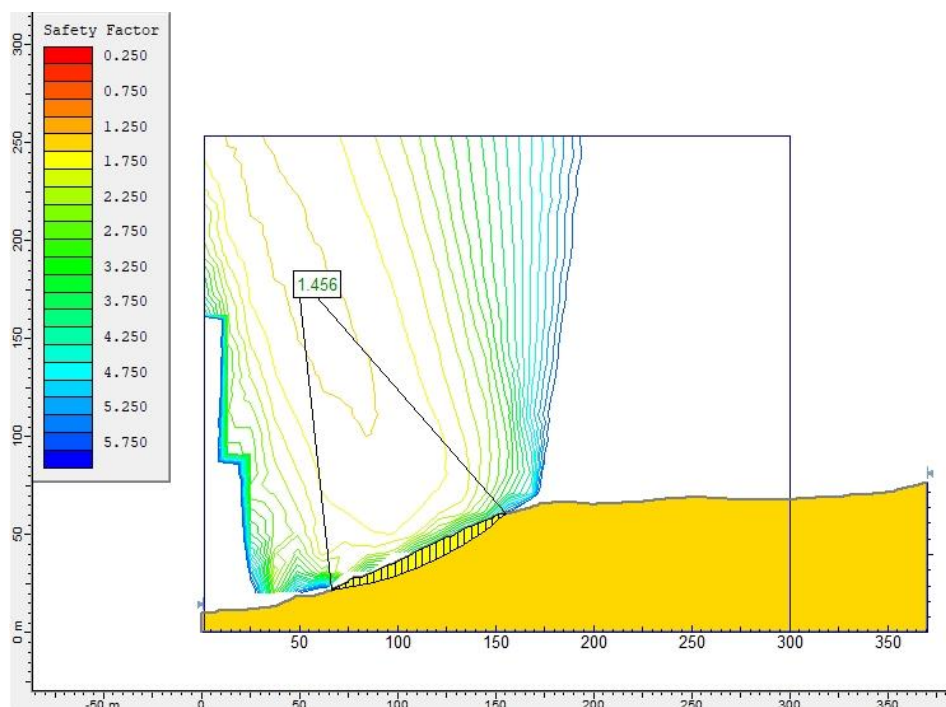


Fig. 5.8. Análisis estático del talud con el Método de Morgenster-Price

## ANÁLISIS ESTÁTICO DEL TALUD SOMETIDO A CARGAS DE GRAVEDAD

### ANÁLISIS MÉTODO BISHOP

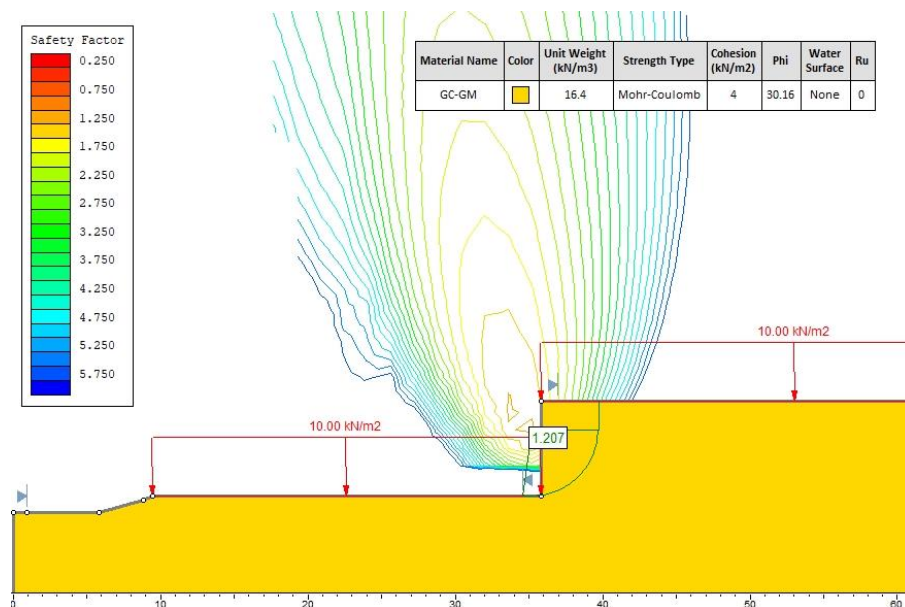


Fig. 5.9. Análisis estático del "Muro 1" en estado natural bajo el Método de Bishop



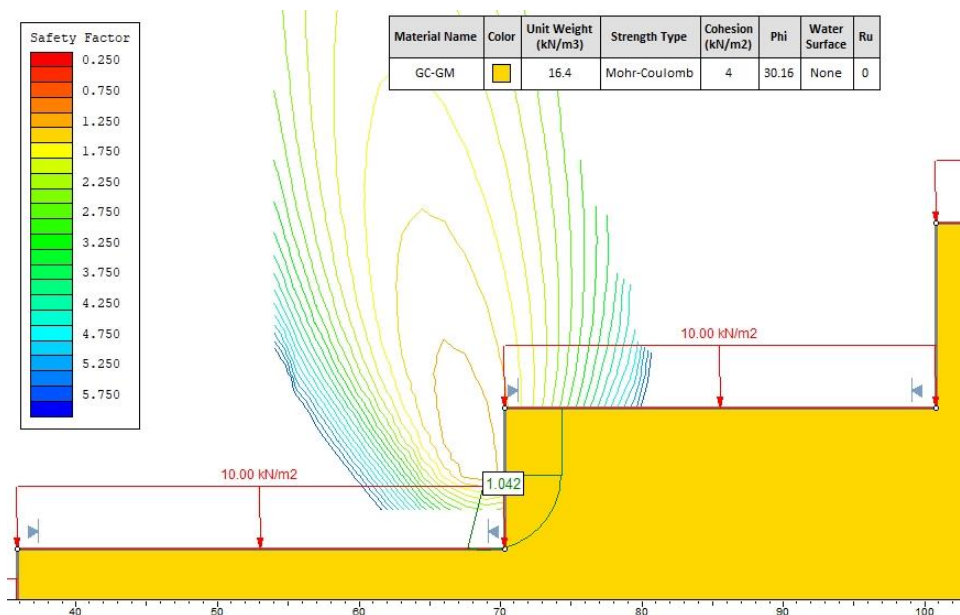


Fig. 5.10. Análisis estático del "Muro 2" en estado natural bajo el Método de Bishop

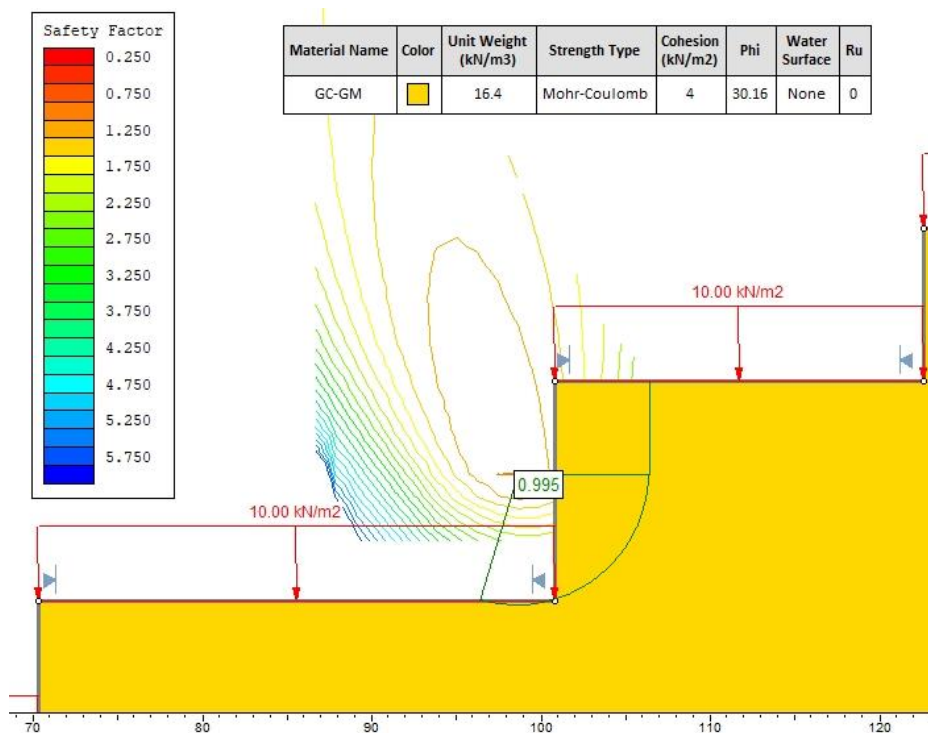


Fig. 5.11. Análisis estático del "Muro 3" en estado natural bajo el Método de Bishop

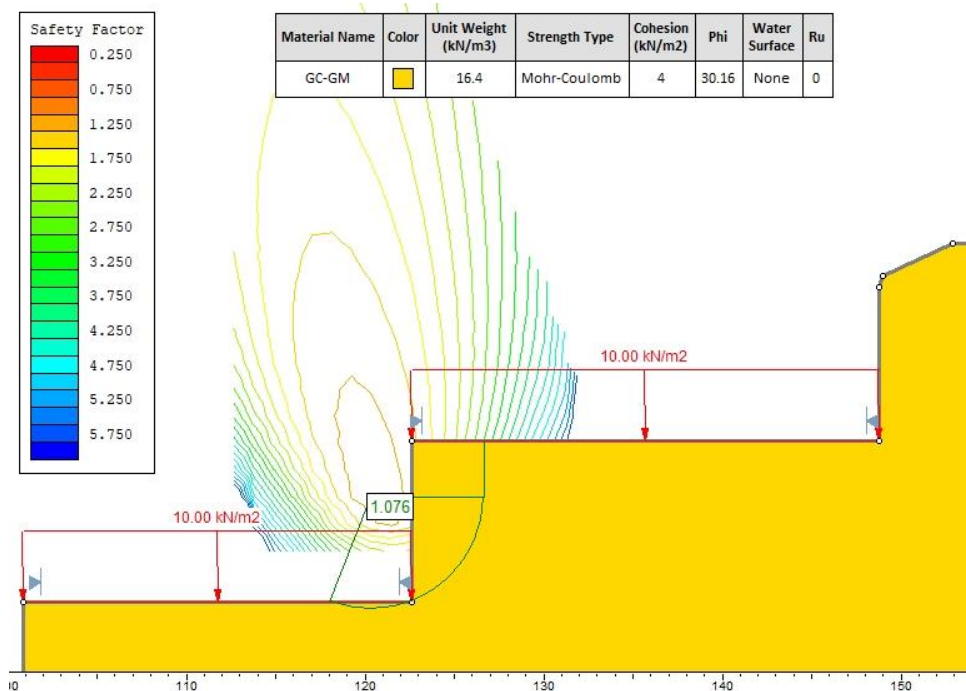


Fig. 5.12. Análisis estático del "Muro 4" en estado natural bajo el Método de Bishop

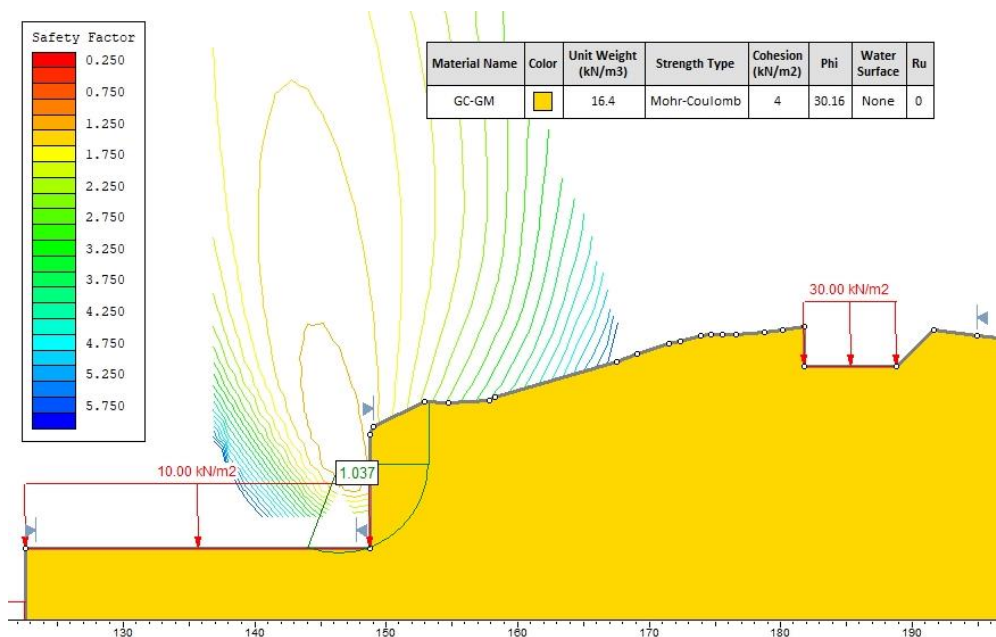


Fig. 5.13. Análisis estático del "Muro 5" en estado natural bajo el Método de Bishop

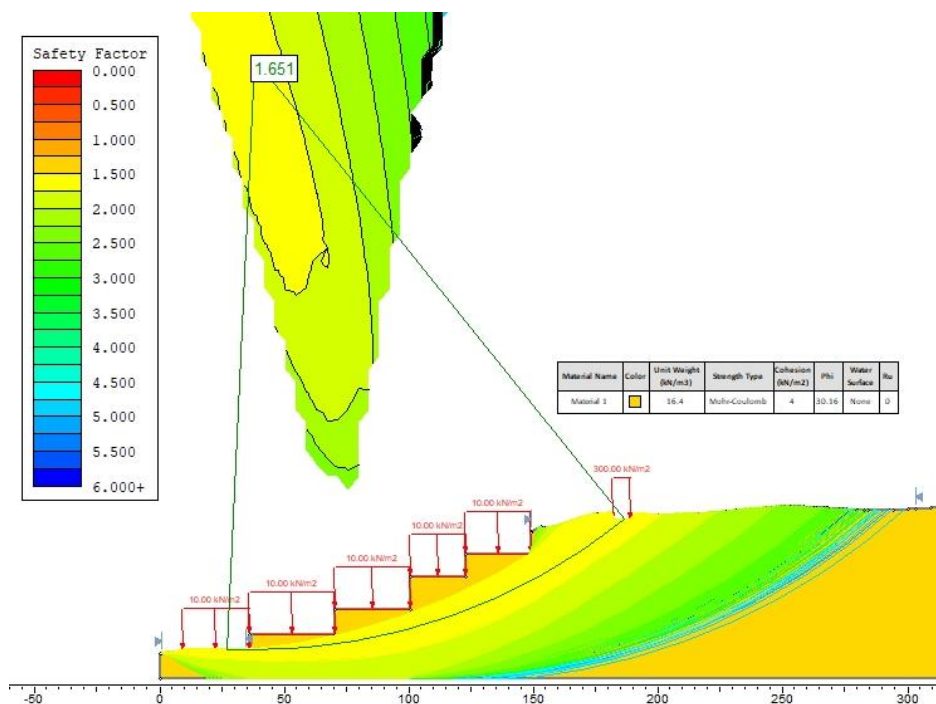


Fig. 5.14. Análisis Global estático del talud en estado natural bajo el Método de Bishop

### ANÁLISIS MÉTODO SPENCER

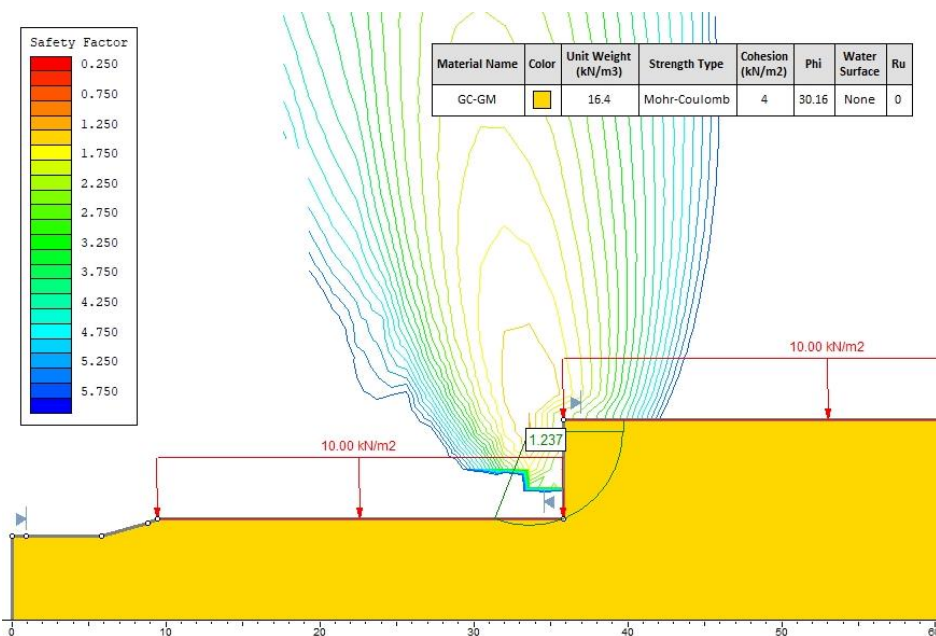


Fig. 5.15. Análisis estático del "Muro 1" en estado natural bajo el Método de Spencer

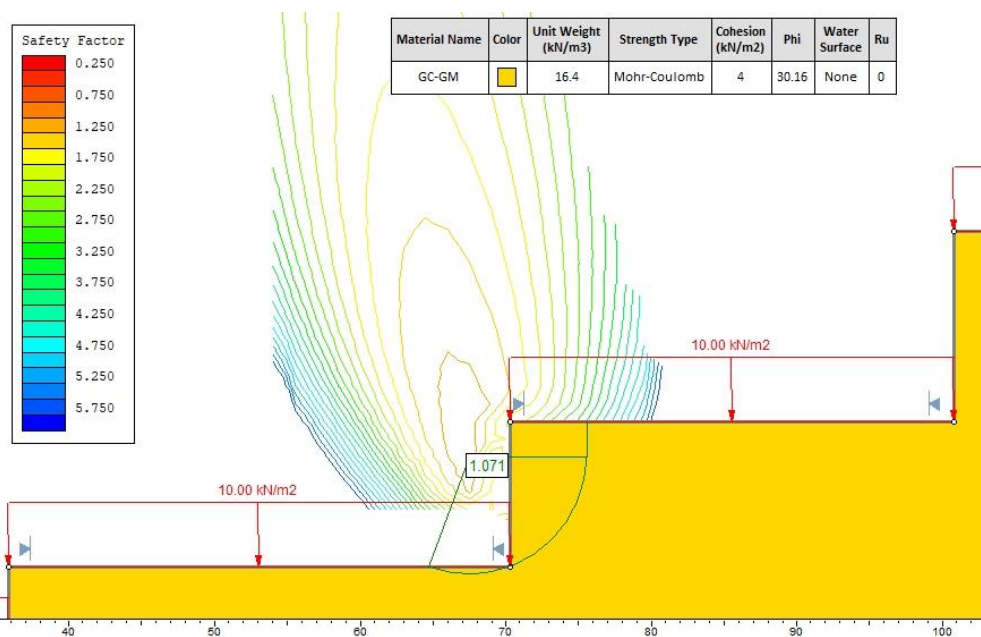


Fig. 5.16. Análisis estático del "Muro 2" en estado natural bajo el Método de Spencer

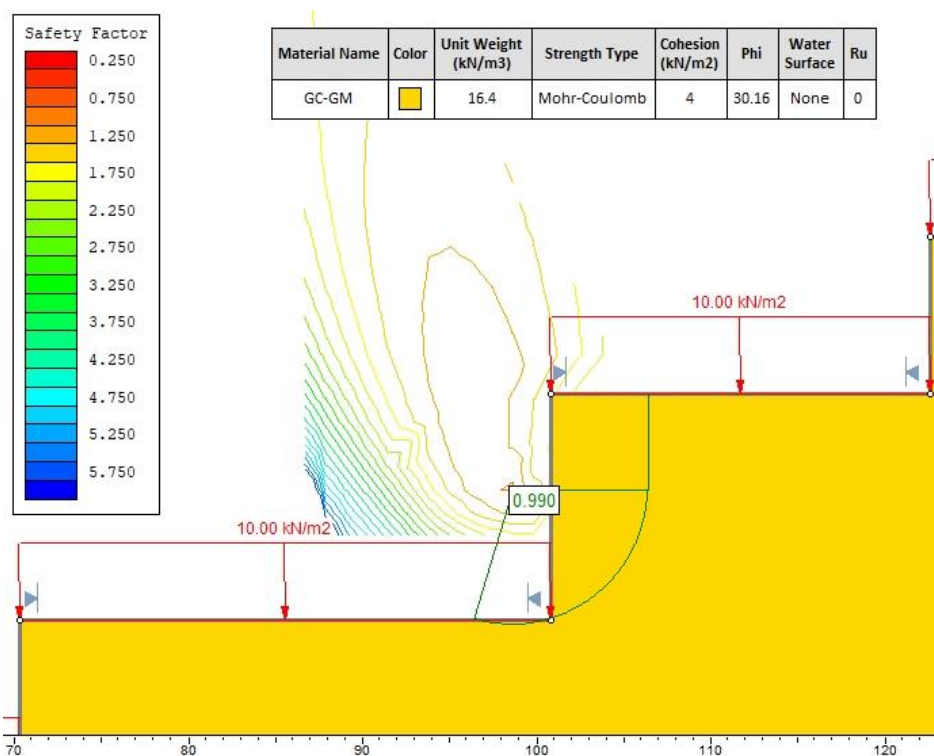


Fig. 5.17. Análisis estático del "Muro 3" en estado natural bajo el Método de Spencer

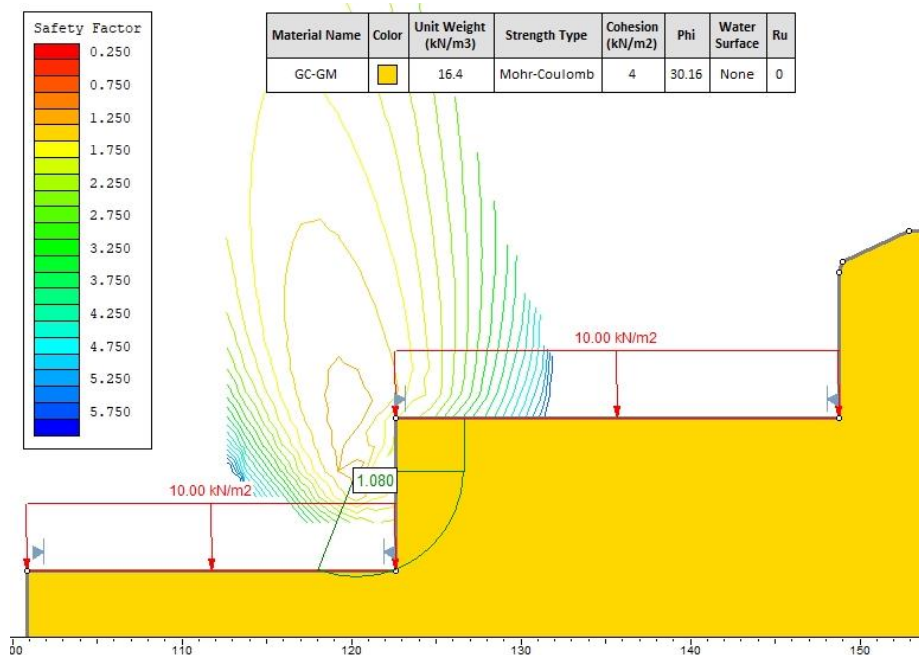


Fig. 5.18. Análisis estático del "Muro 4" en estado natural bajo el Método de Spencer

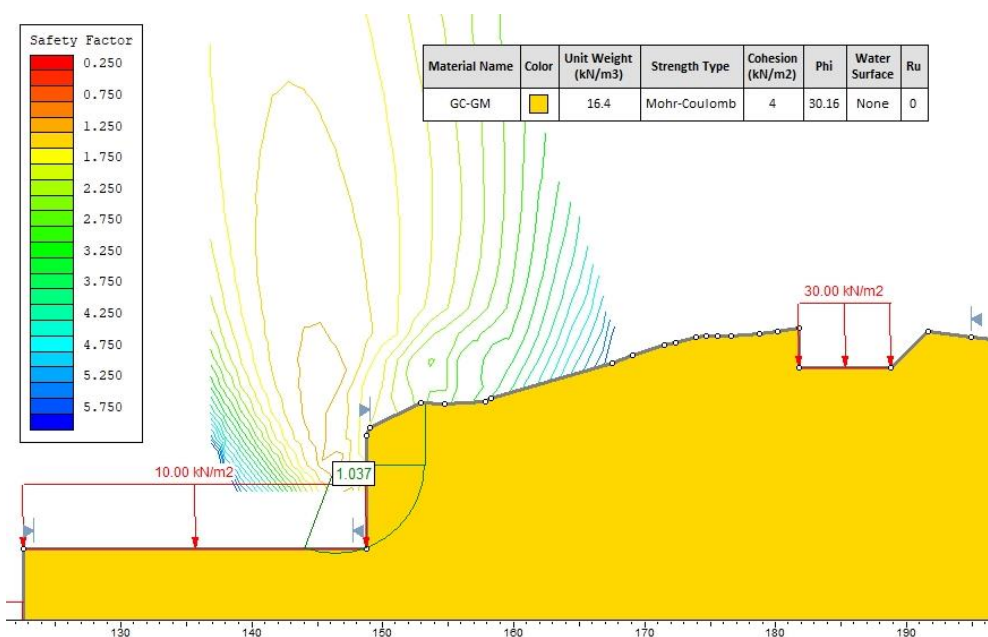


Fig. 5.19. Análisis estático del "Muro 5" en estado natural bajo el Método de Spencer

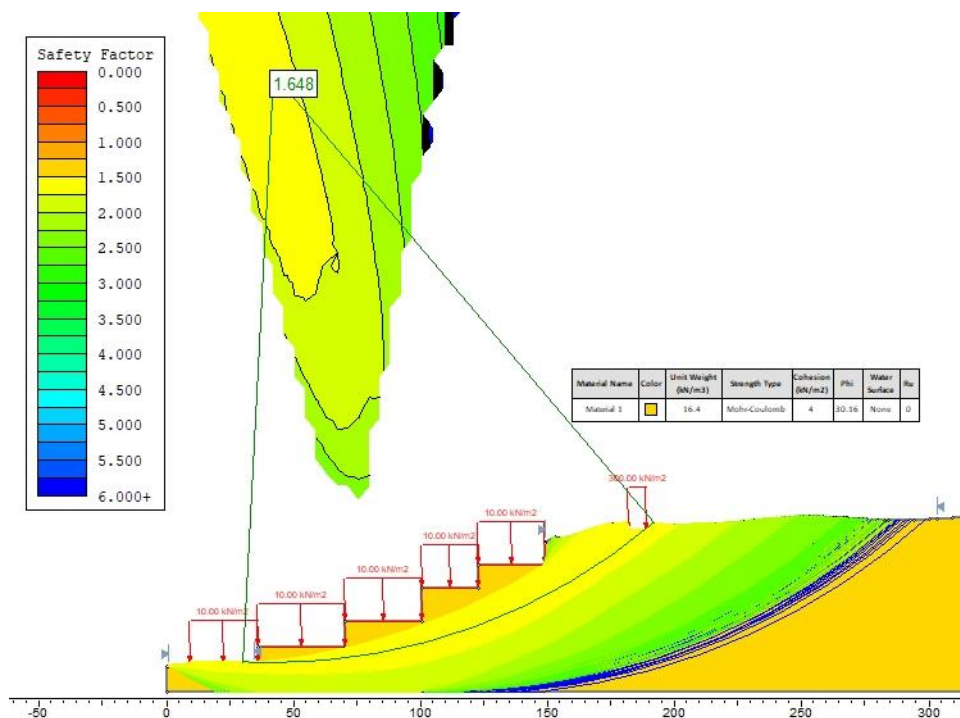


Fig. 5.20. Análisis Global estático del talud en estado natural bajo el Método de Spencer

### ANÁLISIS MÉTODO MORGENSTER-PRICE

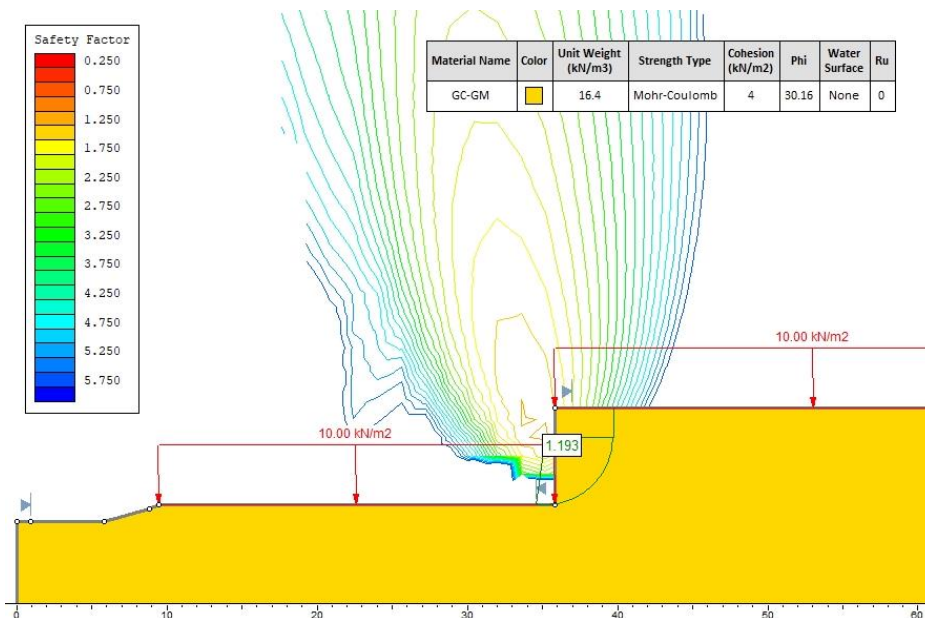


Fig. 5.21. Análisis estático del "Muro 1" en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price

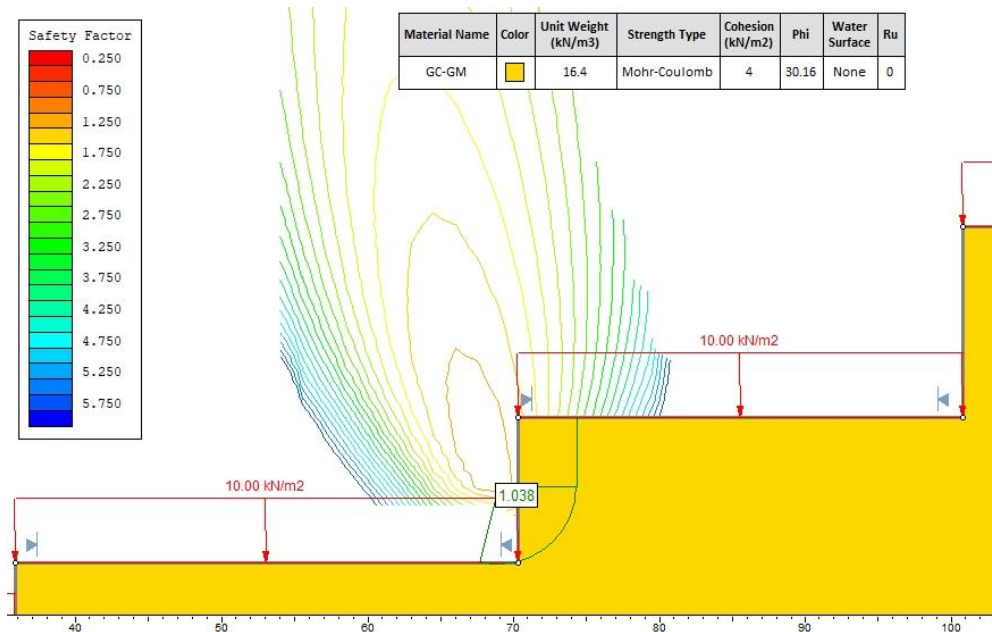


Fig. 5.22. Análisis estático del "Muro 2" en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price

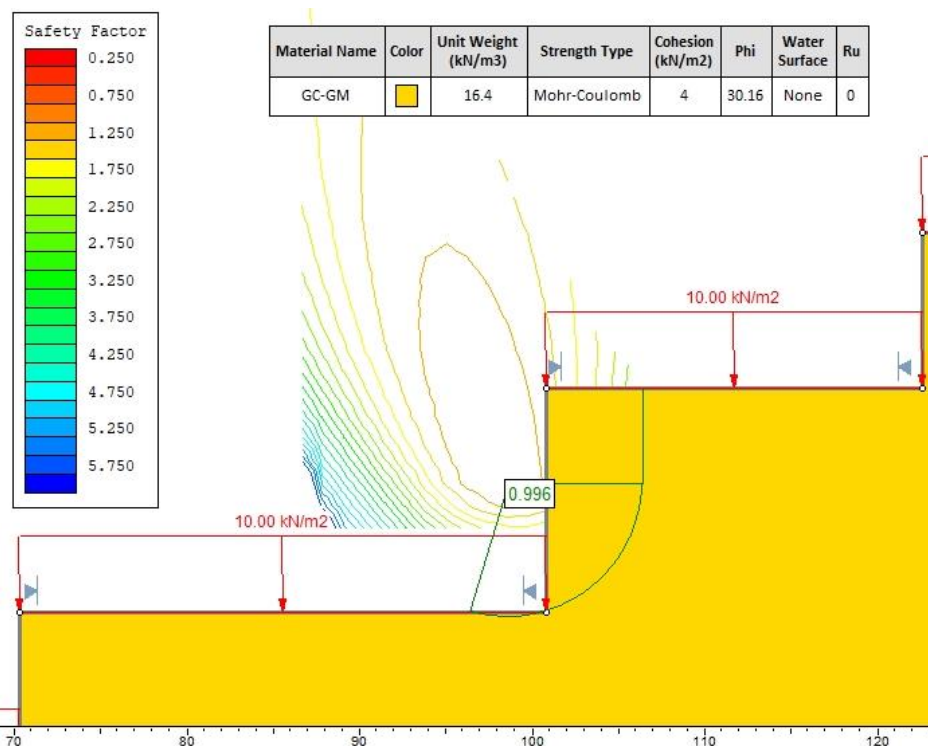


Fig. 5.23. Análisis estático del "Muro 3" en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price

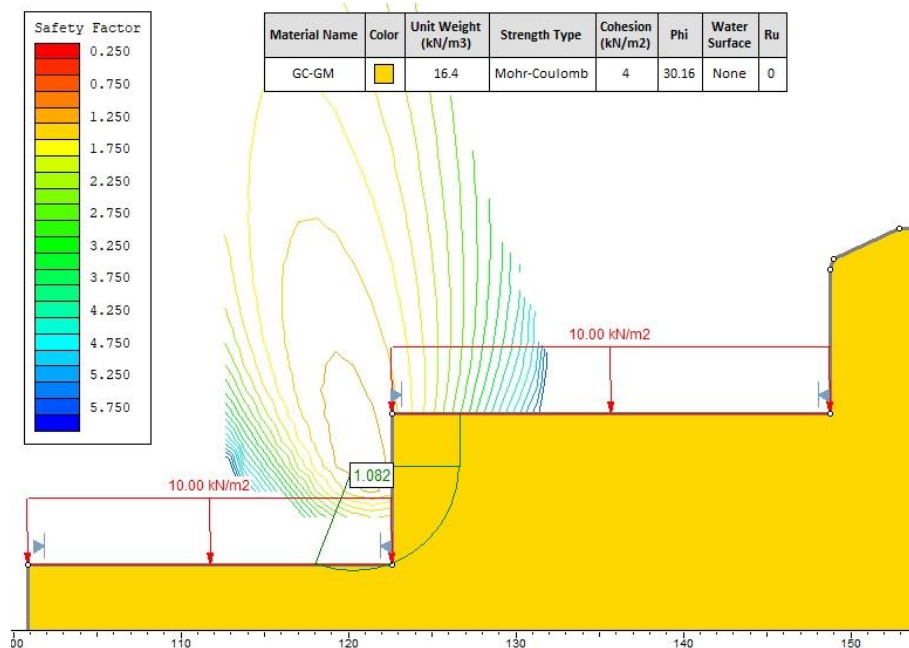


Fig. 5.24. Análisis estático del "Muro 4" en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price

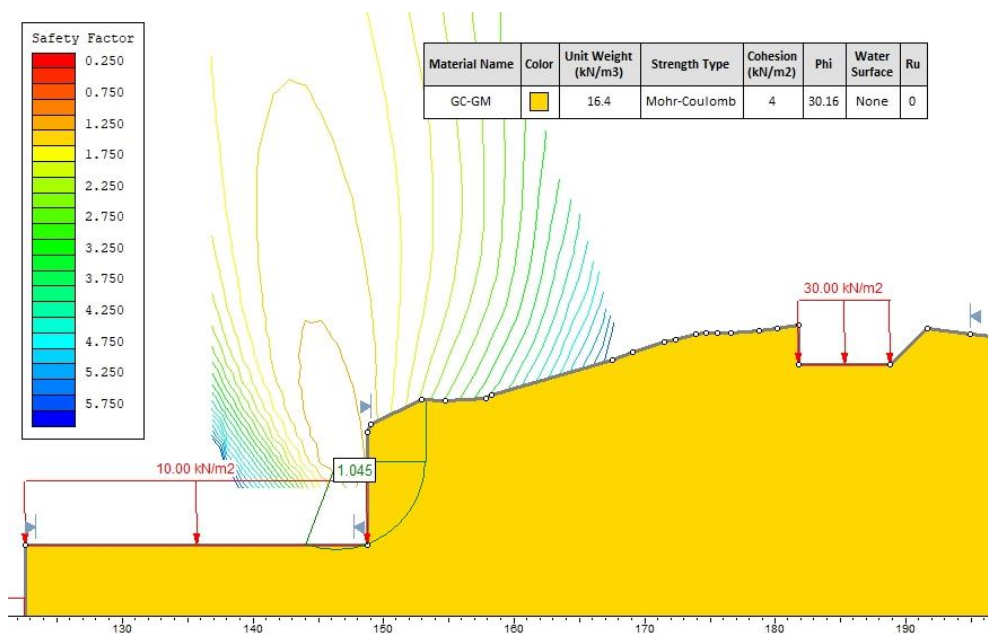


Fig. 5.25. Análisis estático del "Muro 5" en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price



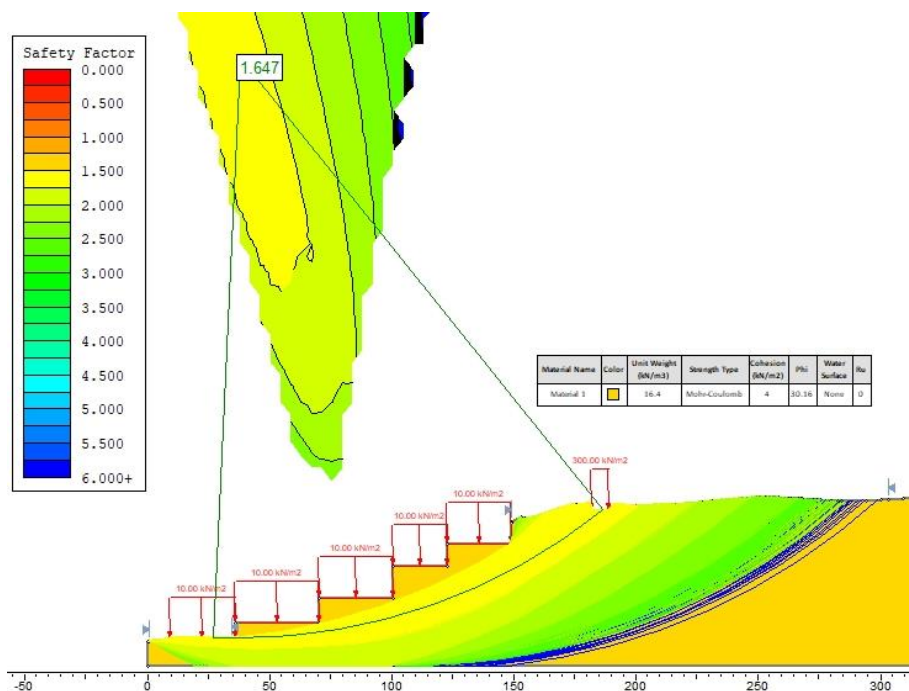


Fig. 5.26. Análisis Global estático del talud en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price

## ANÁLISIS PSEUDO-ESTÁTICO

### ANÁLISIS PSEUDO - ESTÁTICO DEL TERRENO EN ESTADO NATURAL

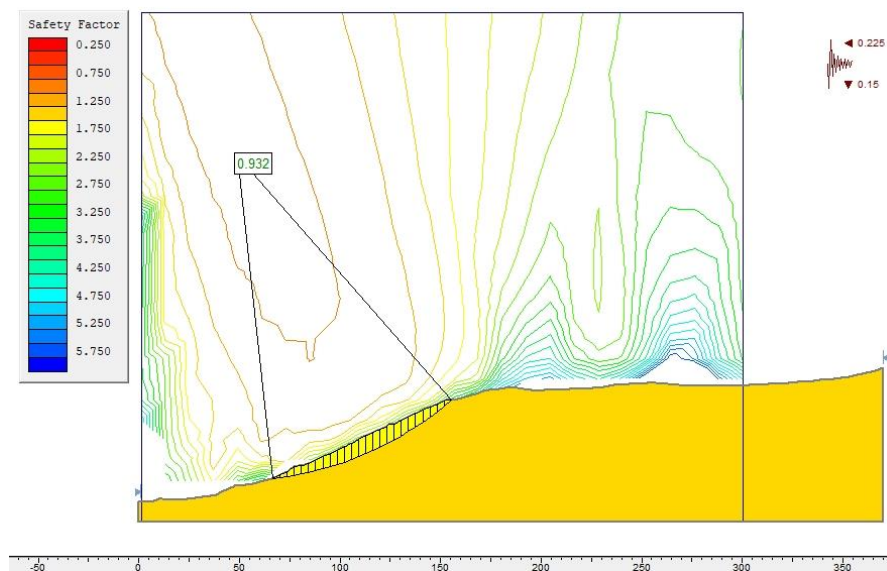


Fig. 5.27. Análisis Pseudo-estático del talud en estado natural bajo el Método de Bishop

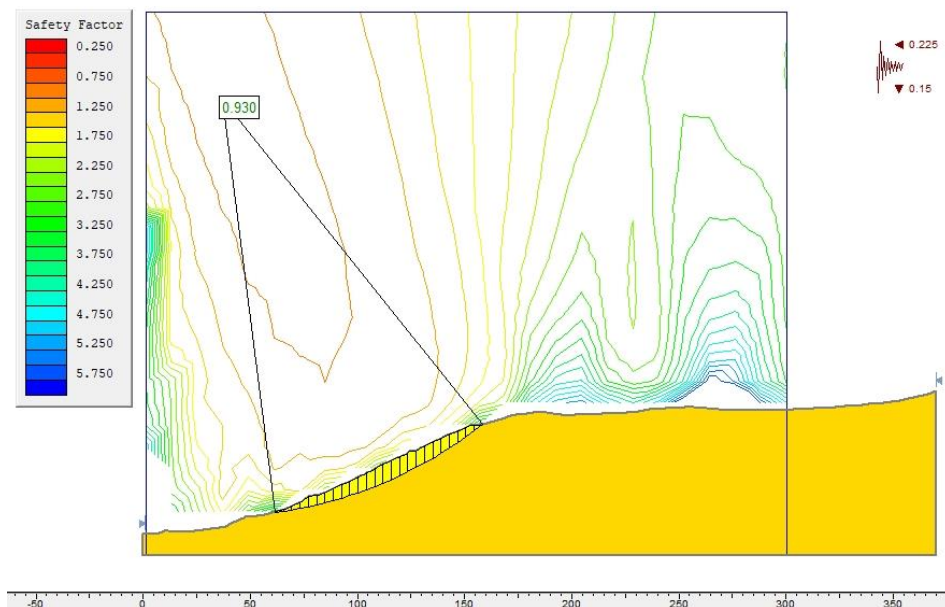


Fig. 5.28. Análisis Pseudo-estático del talud en estado natural bajo el Método de Spencer

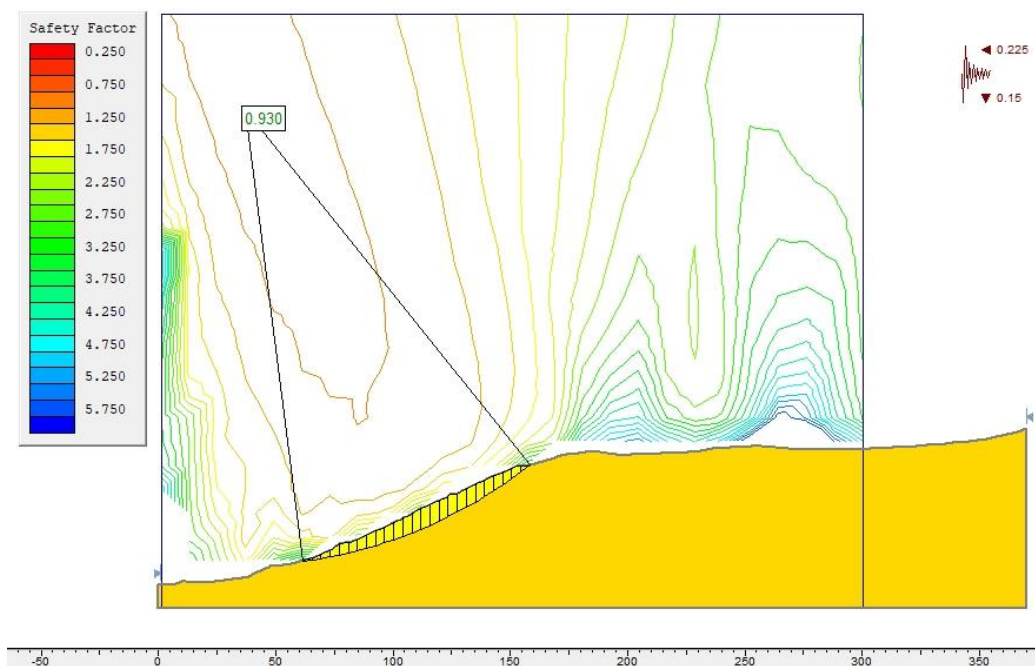


Fig. 5.29. Análisis Pseudo-estático del talud en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price

## ANÁLISIS PSEUDO-ESTÁTICO DEL TALUD SOMETIDO A TODAS LAS CARGAS PARTICIPATIVAS

### ANÁLISIS METODO BISHOP

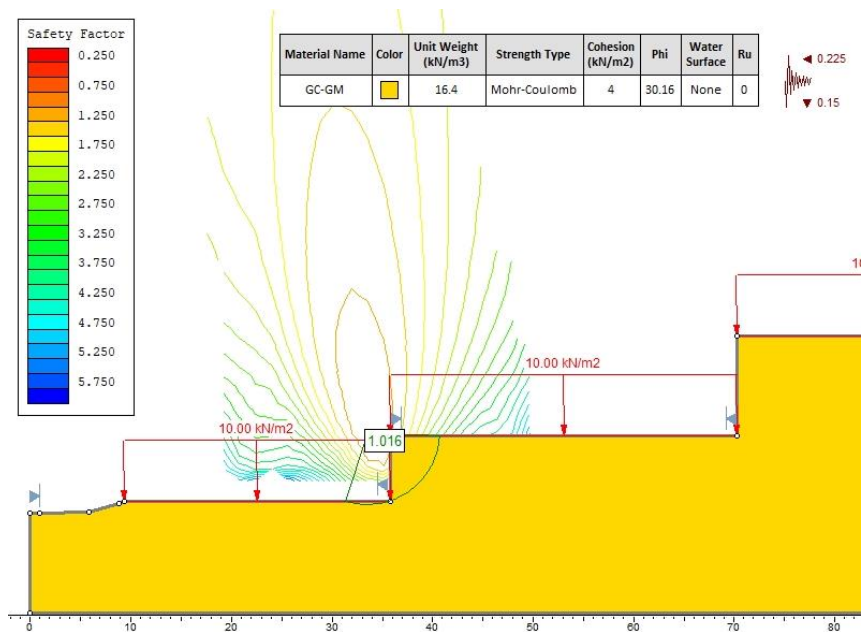


Fig. 5.30. Análisis Pseudo-estático del "Muro 1" en estado natural bajo el Método de Bishop

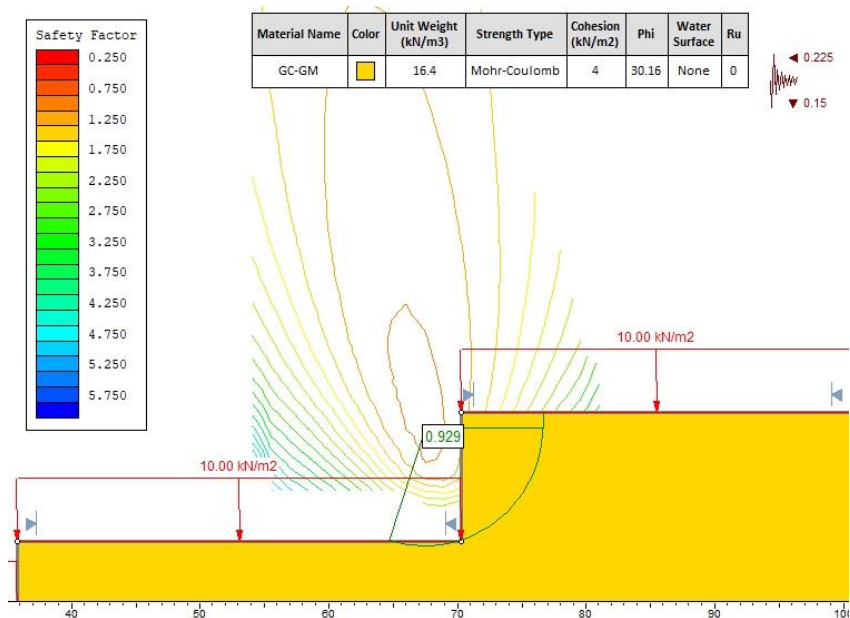


Fig. 5.31. Análisis Pseudo-estático del "Muro 2" en estado natural bajo el Método de Bishop

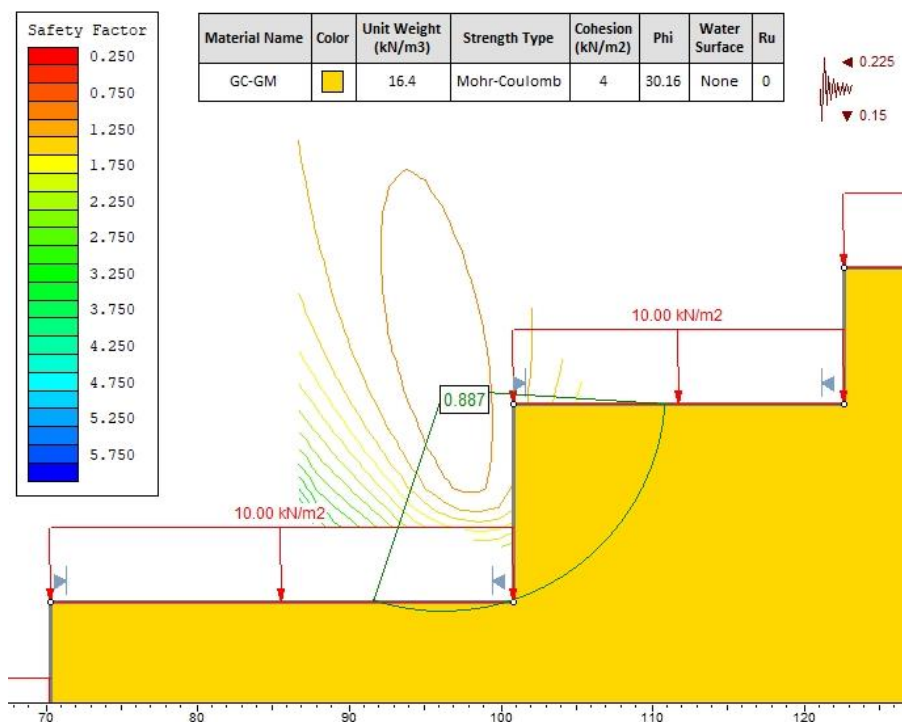


Fig. 5.32. Análisis Pseudo-estático del “Muro 3” en estado natural bajo el Método de Bishop

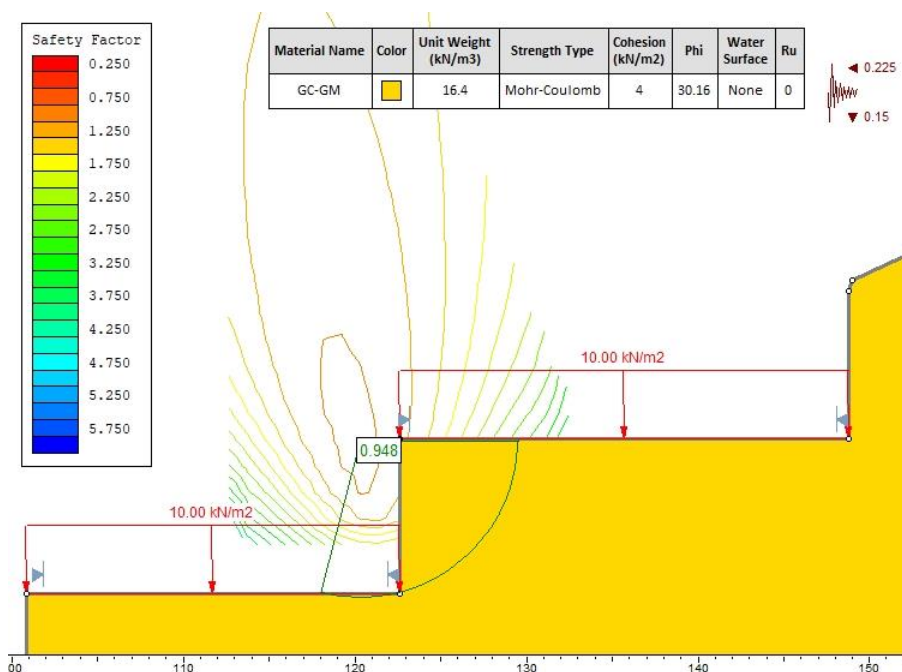


Fig. 5.33. Análisis Pseudo-estático del “Muro 4” en estado natural bajo el Método de Bishop

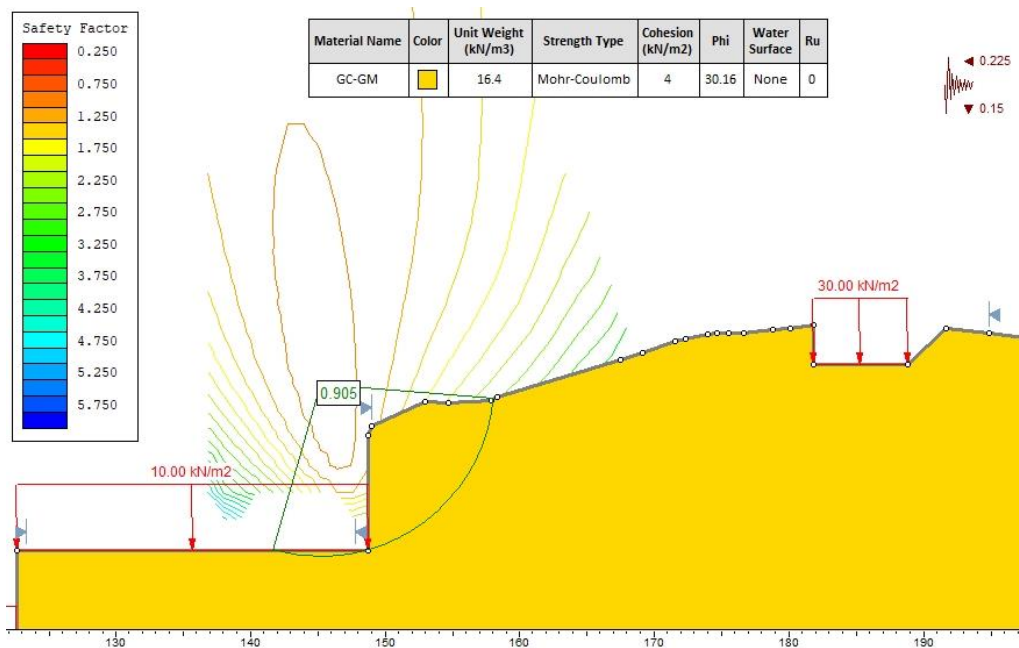


Fig. 5.34. Análisis Pseudo-estático del “Muro 5” en estado natural bajo el Método de Bishop

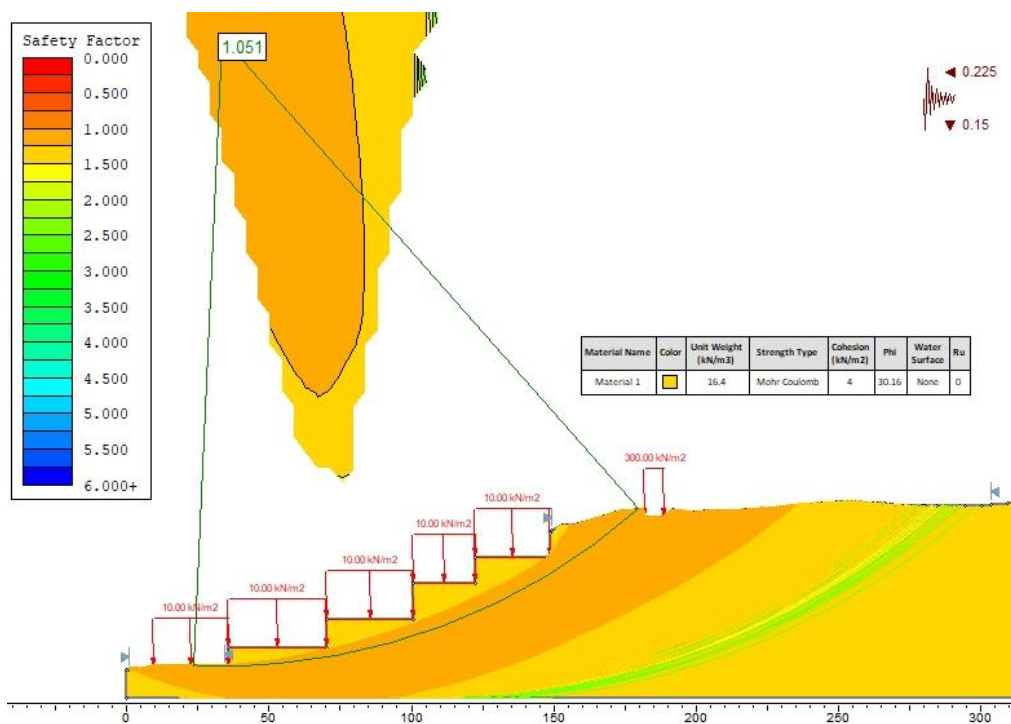


Fig. 5.35. Análisis Global Pseudo-estático del talud en estado natural bajo el Método de Bishop

## ANÁLISIS MÉTODO SPENCER

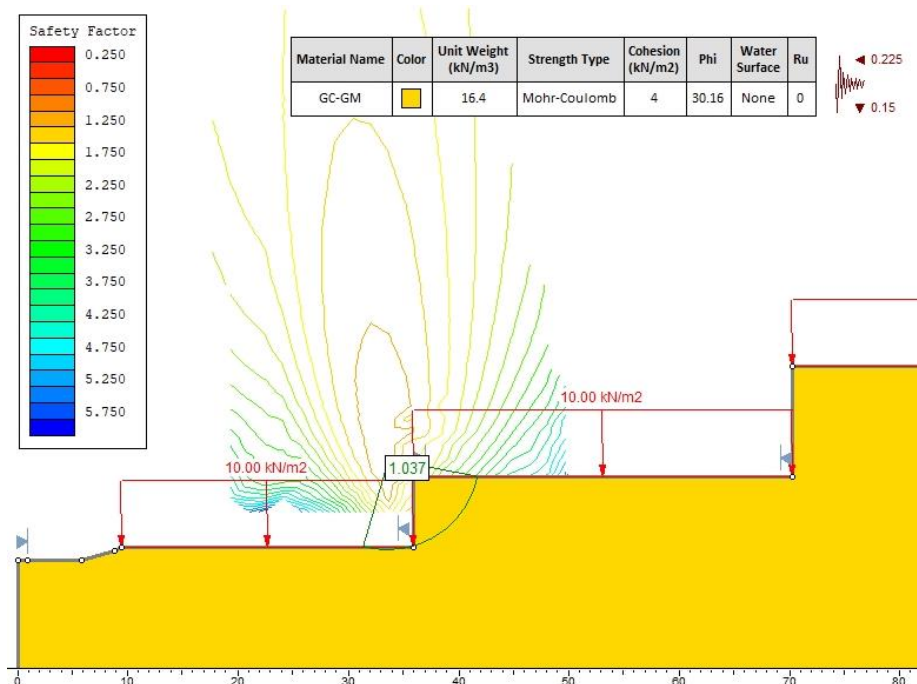


Fig. 5.36. Análisis Pseudo-estático del "Muro 1" en estado natural bajo el Método de Spencer

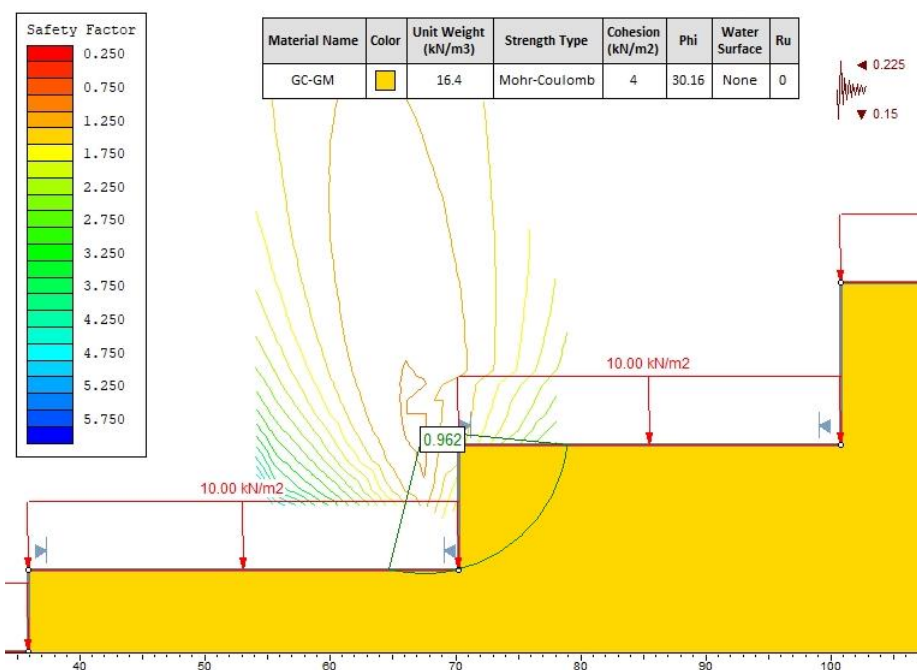


Fig. 5.37. Análisis Pseudo-estático del "Muro 2" en estado natural bajo el Método de Spencer

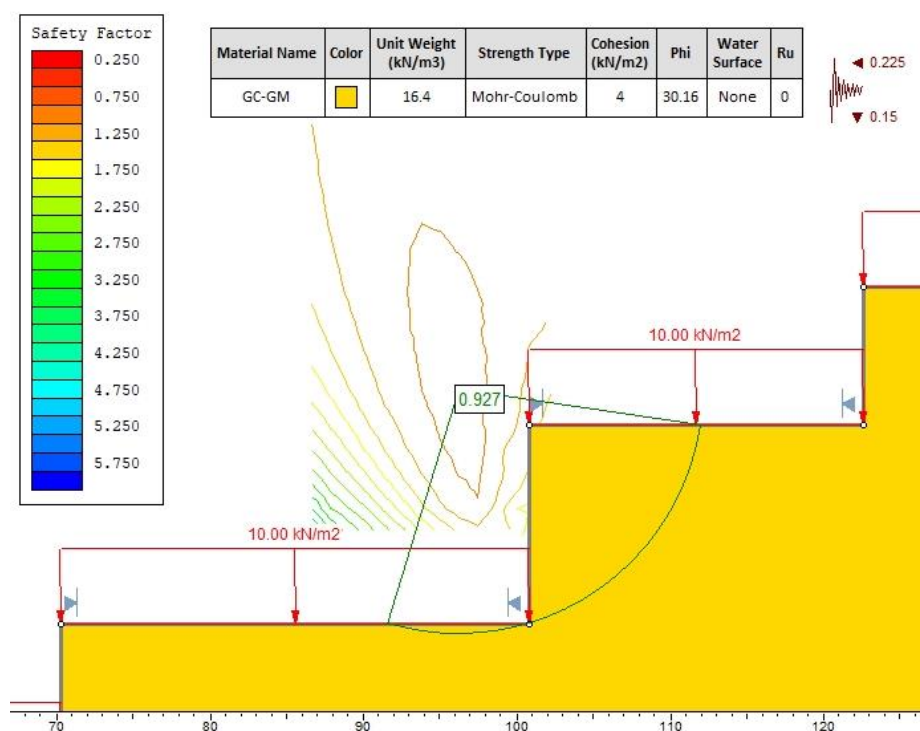


Fig. 5.38. Análisis Pseudo-estático del "Muro 3" en estado natural bajo el Método de Spencer

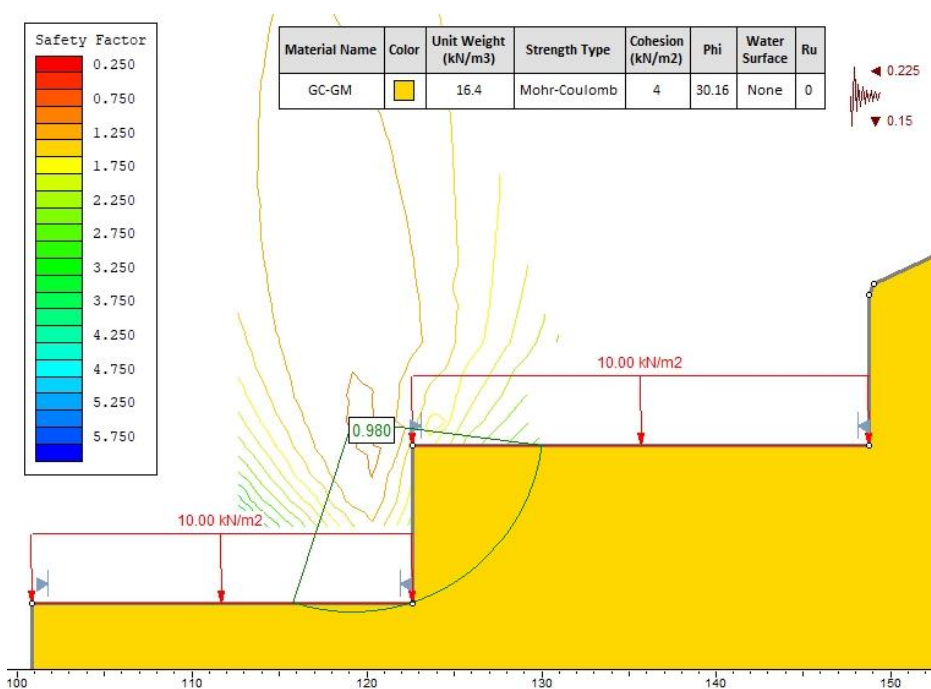


Fig. 5.39. Análisis Pseudo-estático del "Muro 4" en estado natural bajo el Método de Spencer

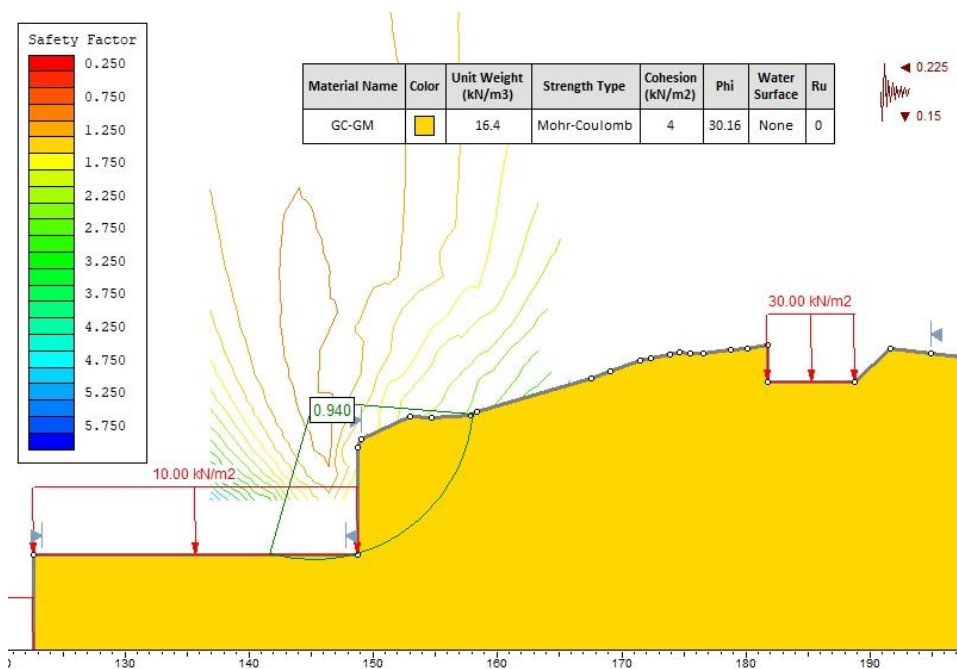


Fig. 5.40. Análisis Pseudo-estático del "Muro 5" en estado natural bajo el Método de Spencer

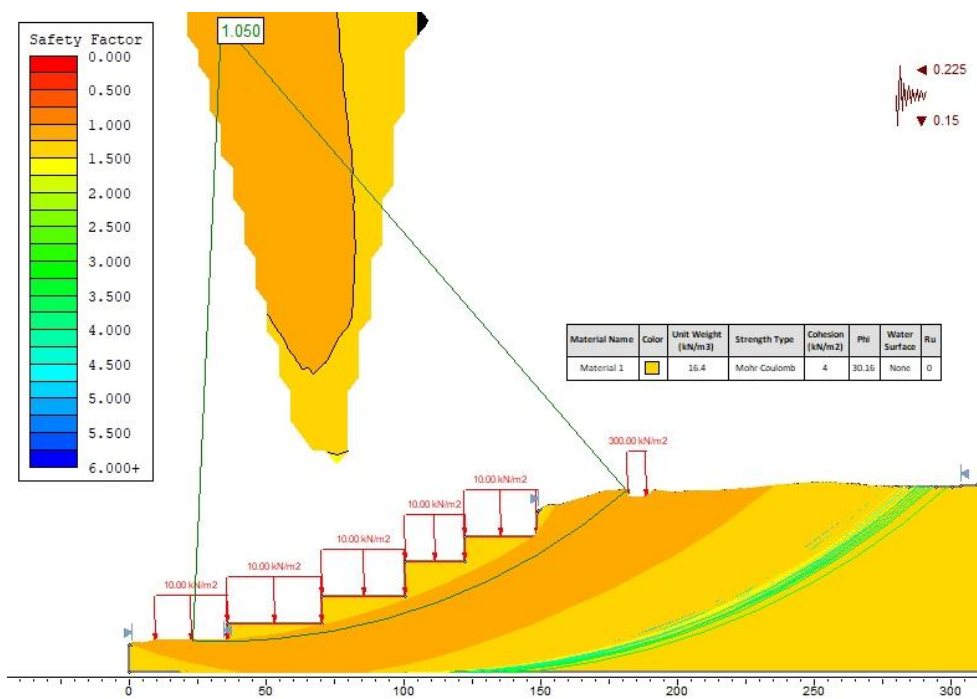


Fig. 5.41. Análisis Global Pseudo-estático del talud en estado natural bajo el Método de Spencer



## ANÁLISIS MÉTODO MORGENSTER-PRICE

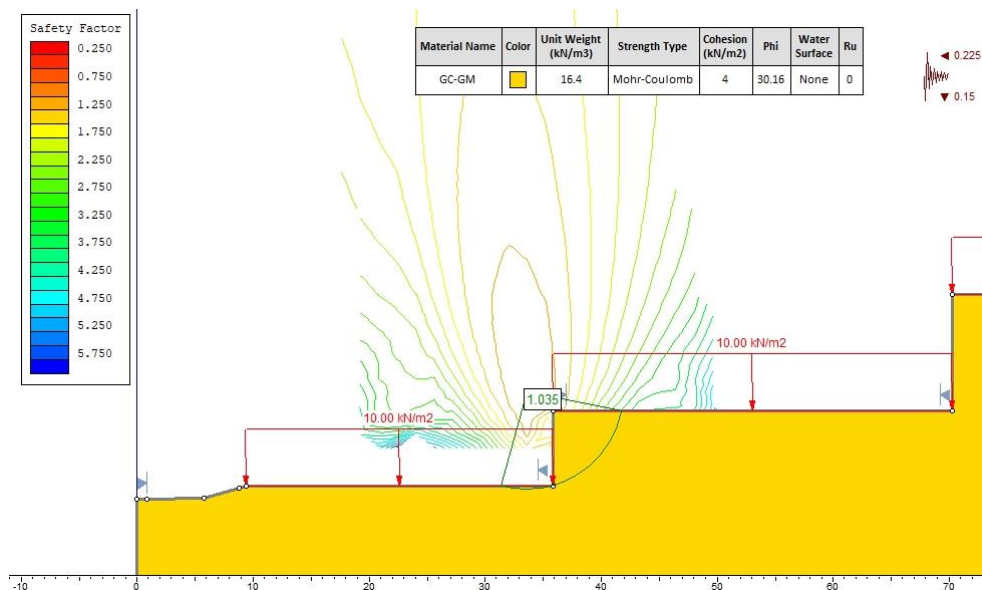


Fig. 5.42. Análisis Pseudo-estático del "Muro 1" en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price

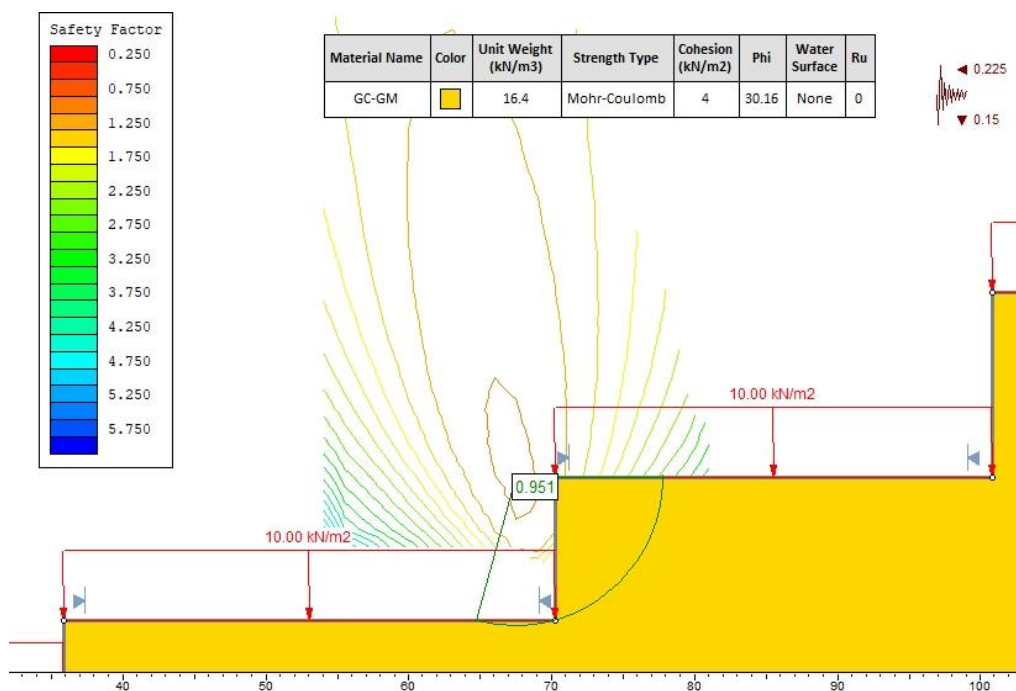


Fig. 5.43. Análisis Pseudo-estático del "Muro 2" en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price

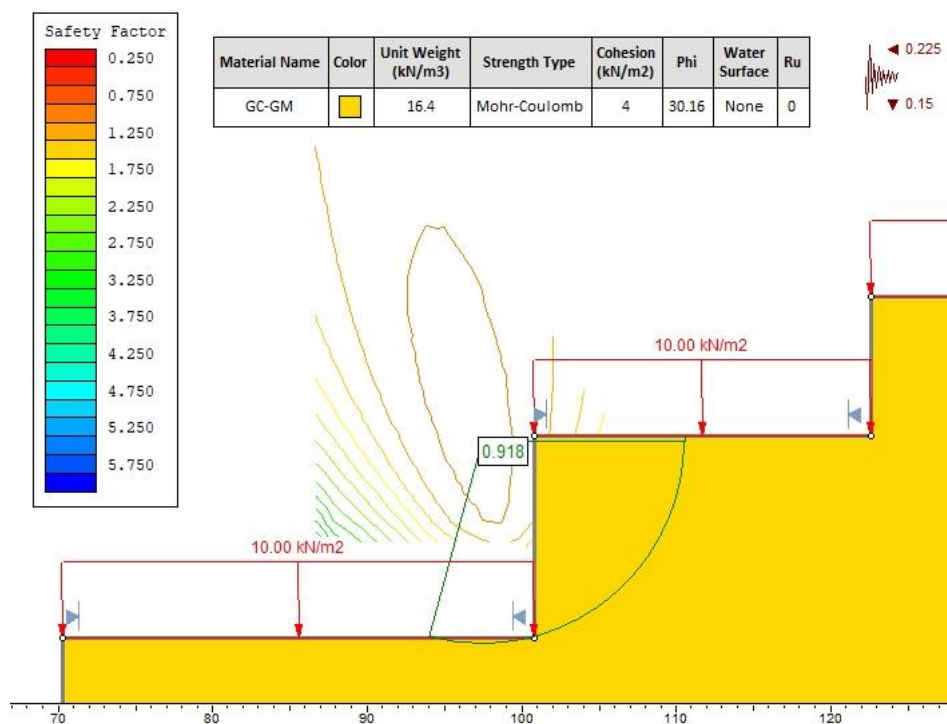


Fig. 5.44. Análisis Pseudo-estático del "Muro 3" en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price

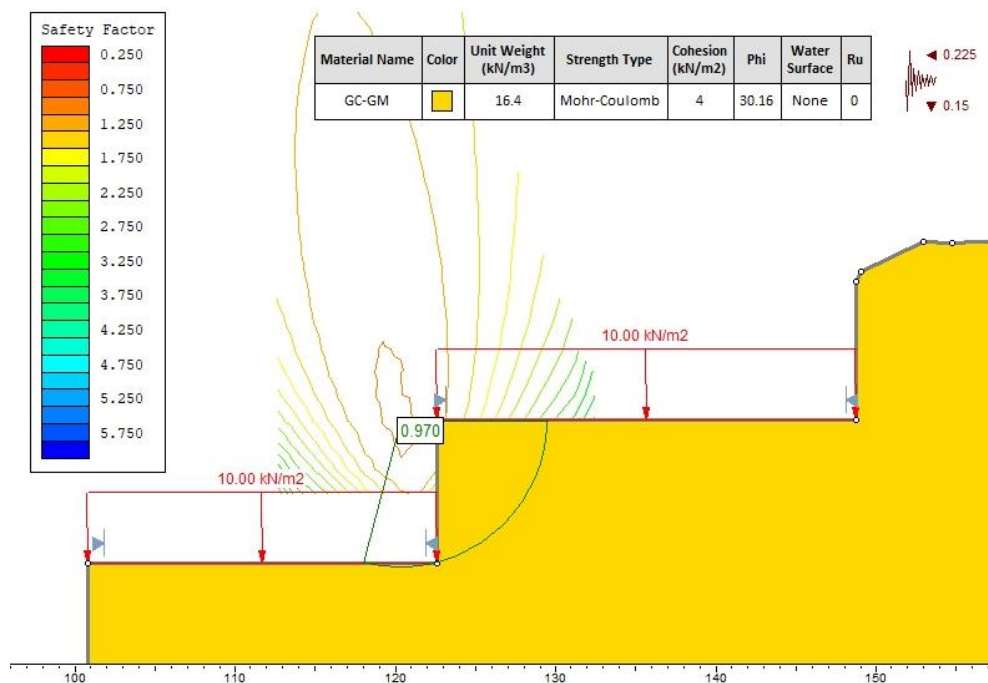


Fig. 5.45. Análisis Pseudo-estático del "Muro 4" en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price

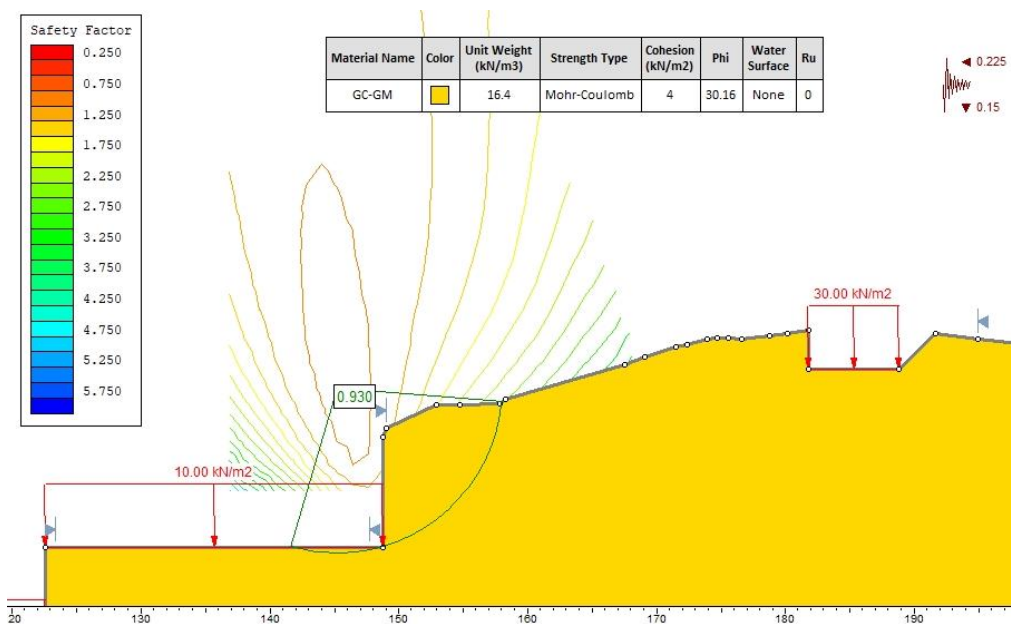


Fig. 5.46. Análisis Pseudo-estático del "Muro 5" en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price

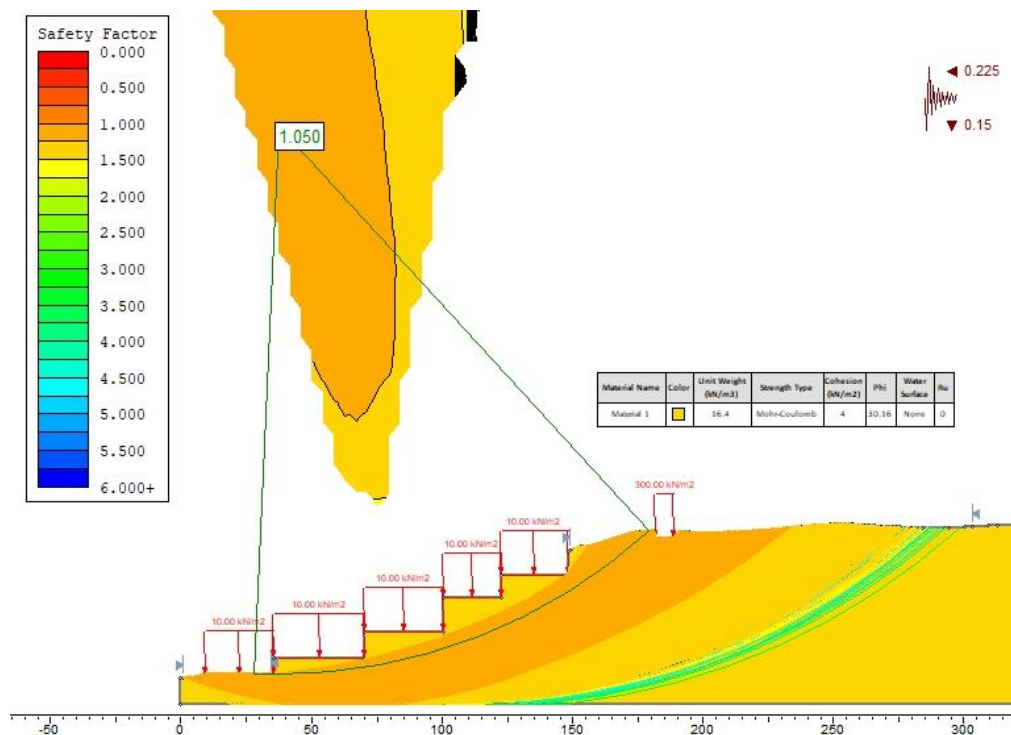


Fig. 5.47. Análisis Global Pseudo-estático del talud en estado natural bajo el Método de Morgenster-Price

## ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD CON EL USO DE ANCLAJES

### ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON ANCLAJES ACTIVOS

#### MURO 1:

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 20^\circ$

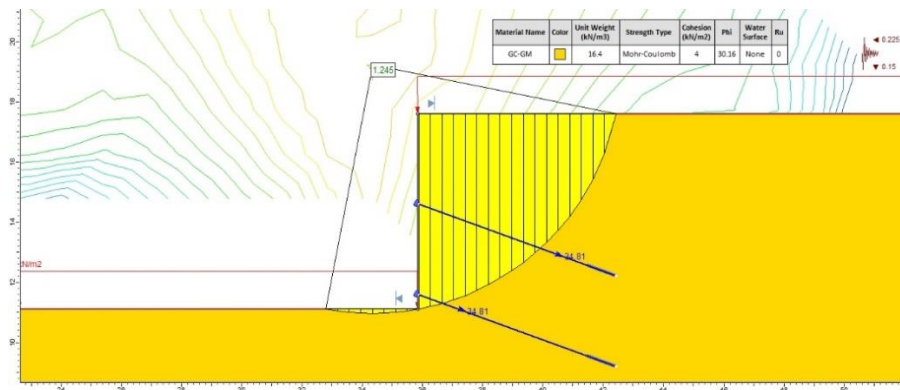


Fig. 5.48. Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 3.00$  m)



Fig. 5.49. Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 2.00$  m)

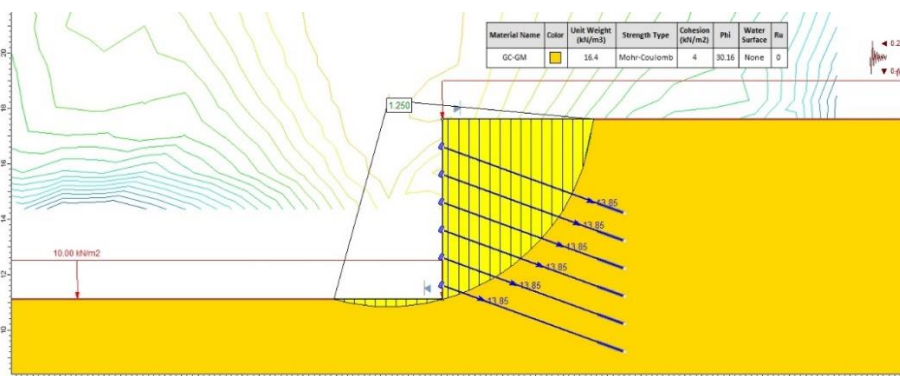


Fig. 5.50. Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 1.00$  m)

### ÁNGULO DE INCLINACIÓN $\beta = 25^\circ$

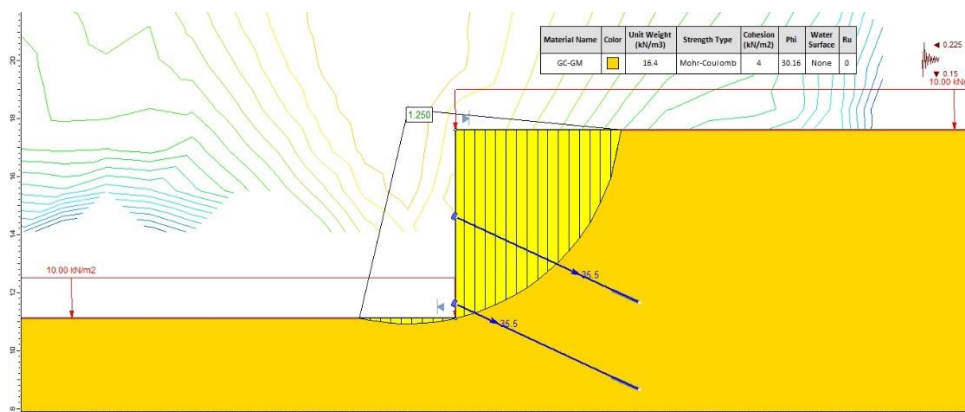


Fig. 5.51. Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 3.00$  m)

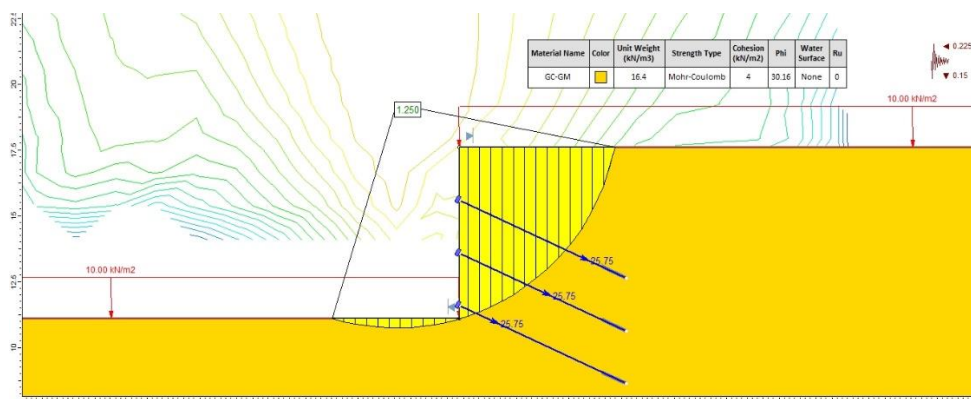


Fig. 5.52. Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 2.00$  m)

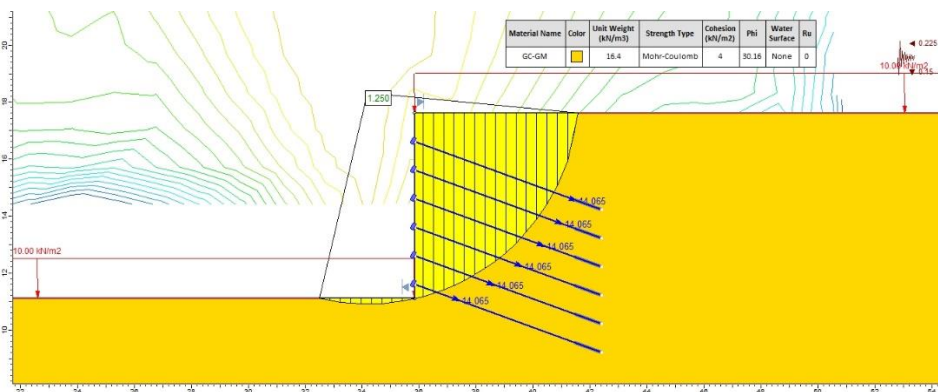


Fig. 5.53. Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 1.00$  m)

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 30^\circ$

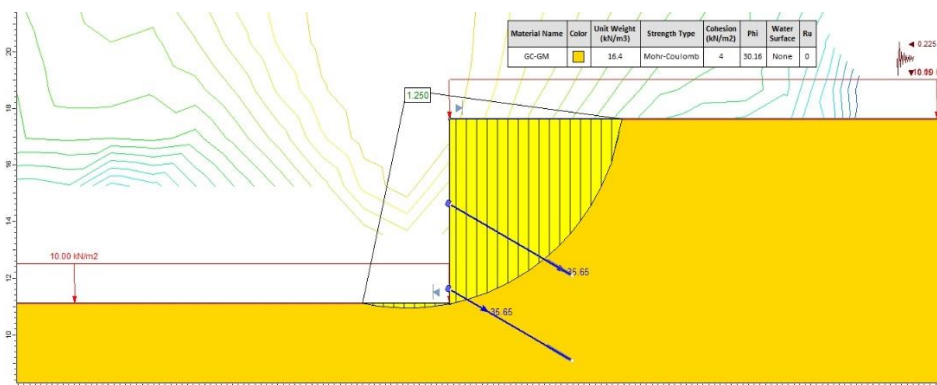


Fig. 5.54. Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 3.00$  m)

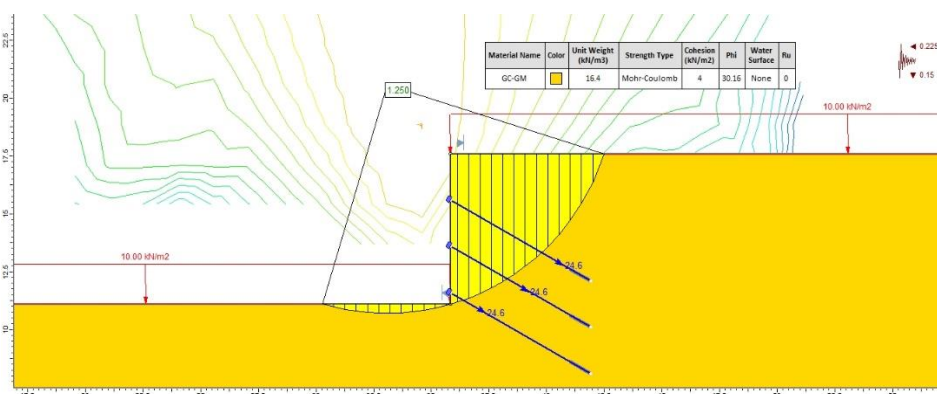


Fig. 5.55. Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 2.00$  m)

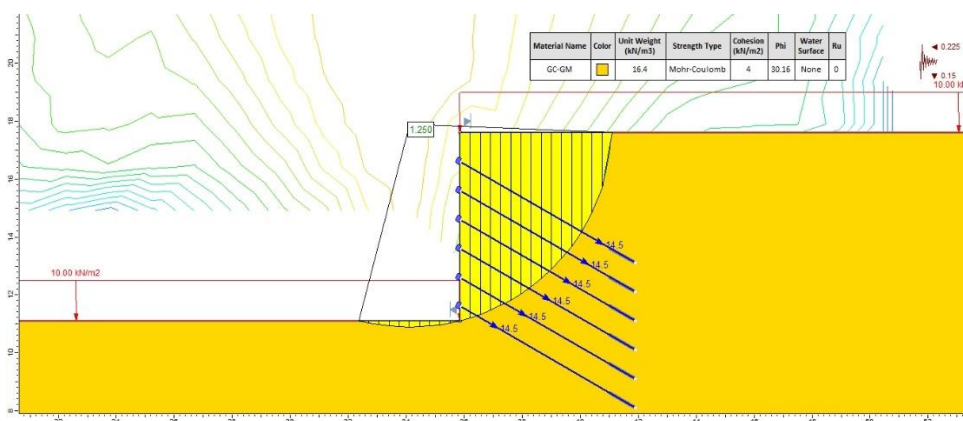


Fig. 5.56. Análisis local del anclaje activo en Muro 1 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 1.00$  m)

**MURO 2:**

**ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 20^\circ$**

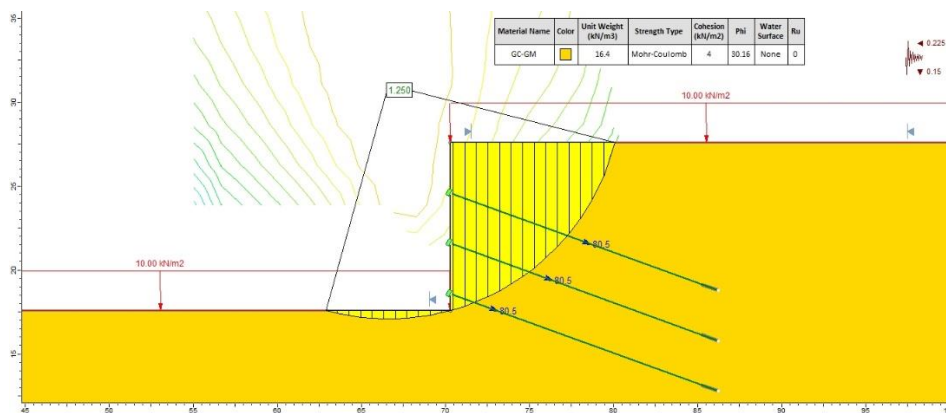


Fig. 5.57. Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 3.00$  m)

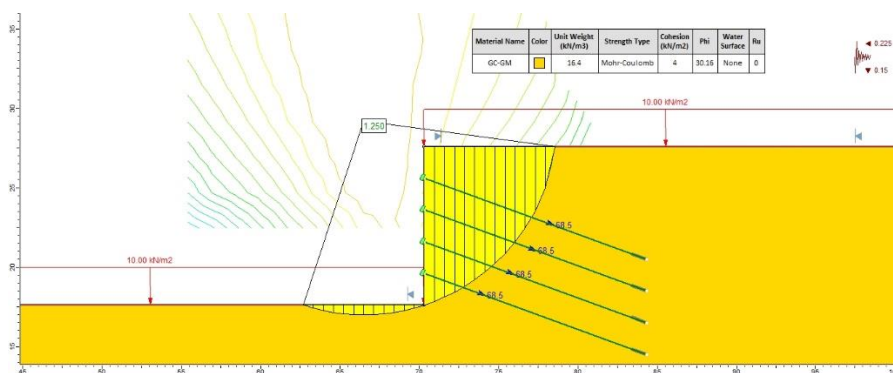


Fig. 5.58. Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 2.00$  m)

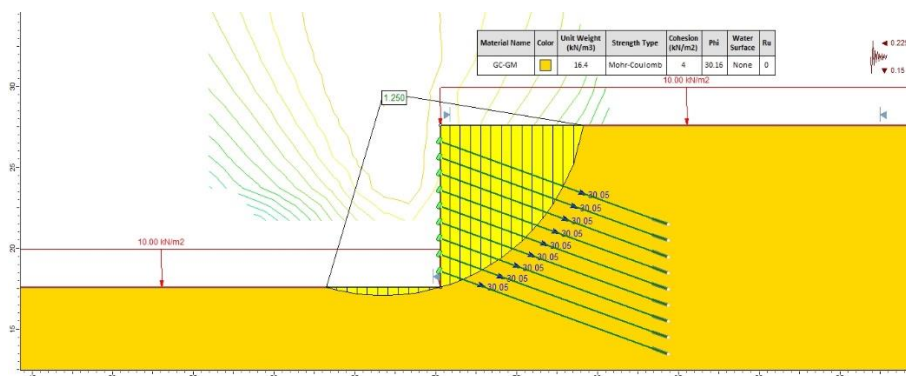


Fig. 5.59. Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 25^\circ$

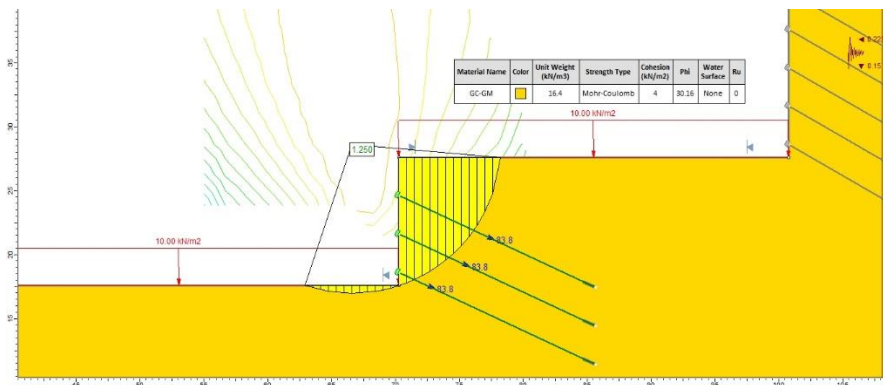


Fig. 5.60. Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

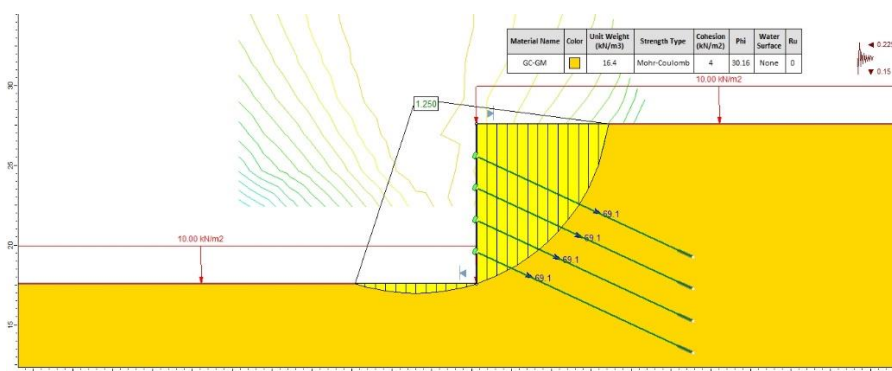


Fig. 5.61. Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

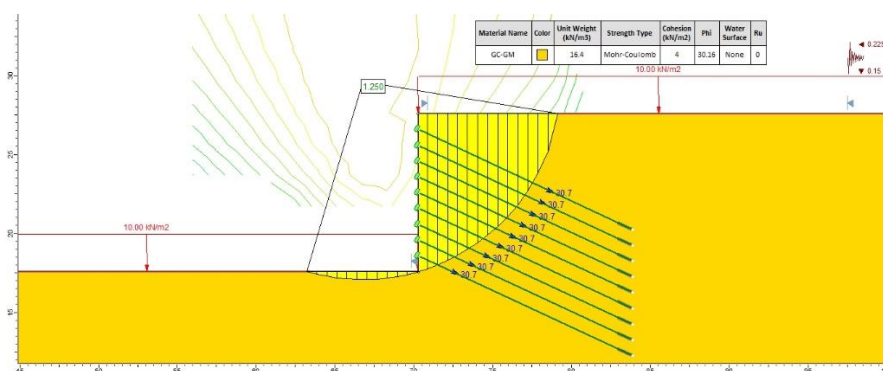


Fig. 5.62. Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).



### ÁNGULO DE INCLINACIÓN $\beta = 30^\circ$

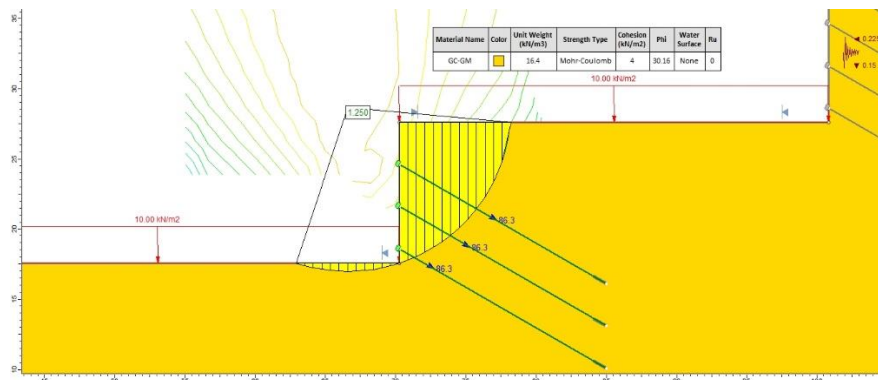


Fig. 5.63. Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

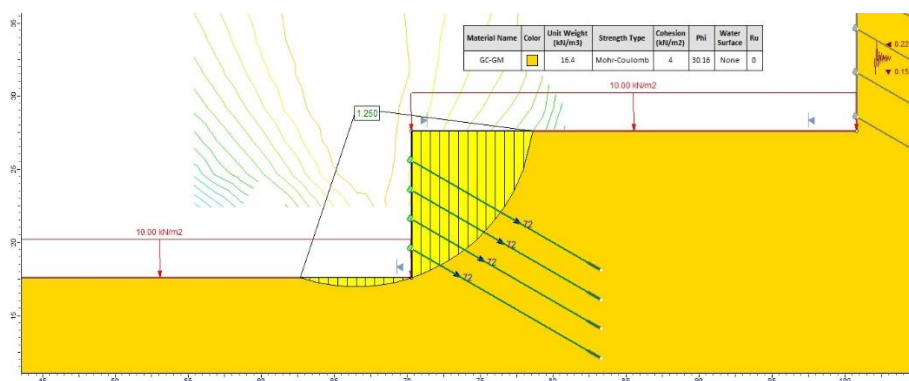


Fig. 5.64. Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

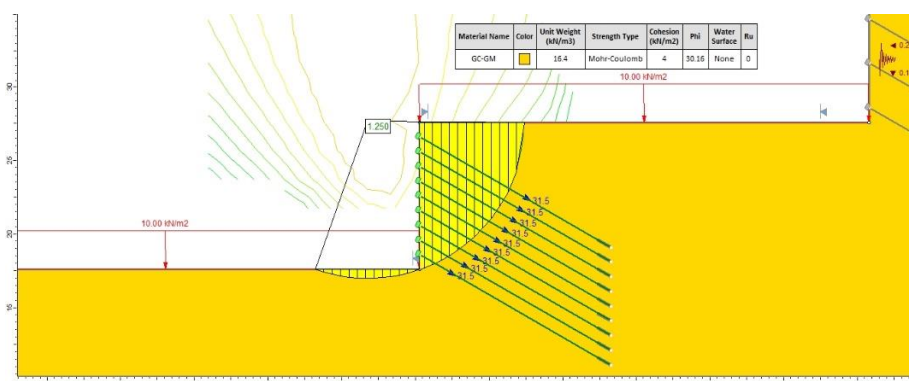


Fig. 5.65. Análisis local del anclaje activo en Muro 2 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

**MURO 3:**

**ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 20^\circ$**

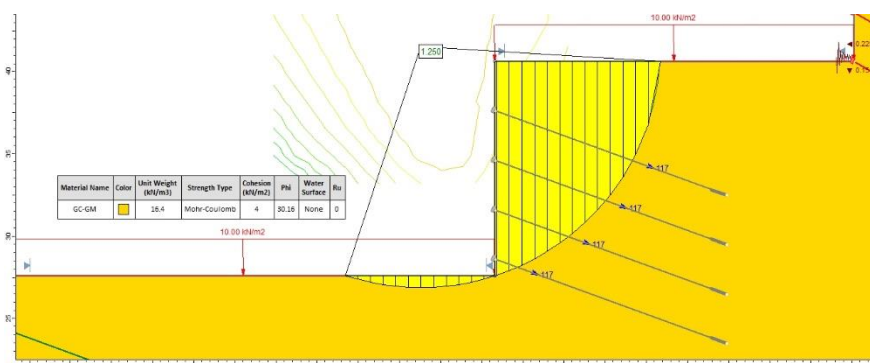


Fig. 5.66. Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

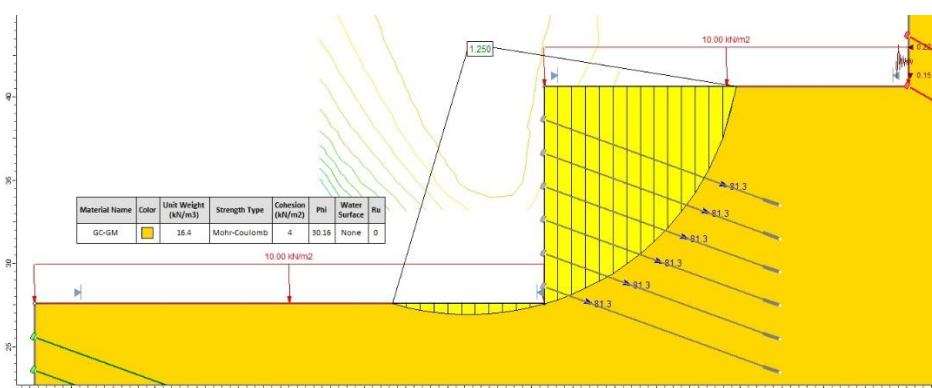


Fig. 5.67. Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

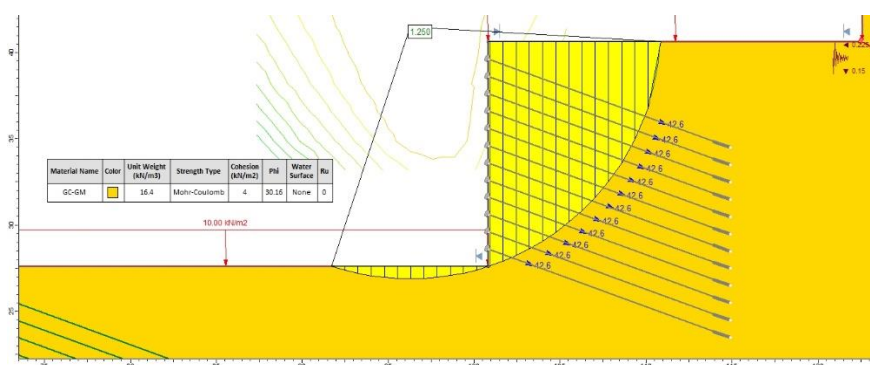


Fig. 5.68. Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 25^\circ$

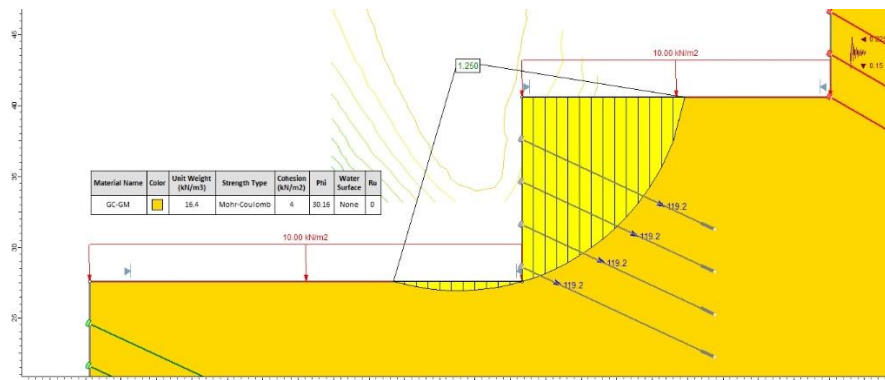


Fig. 5.69. Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

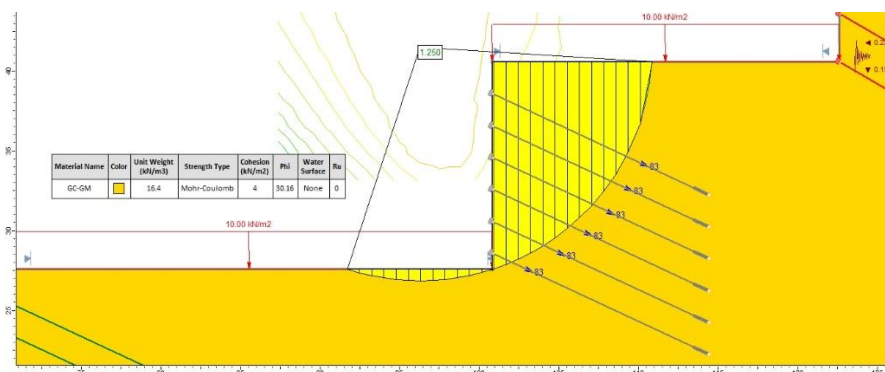


Fig. 5.70. Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

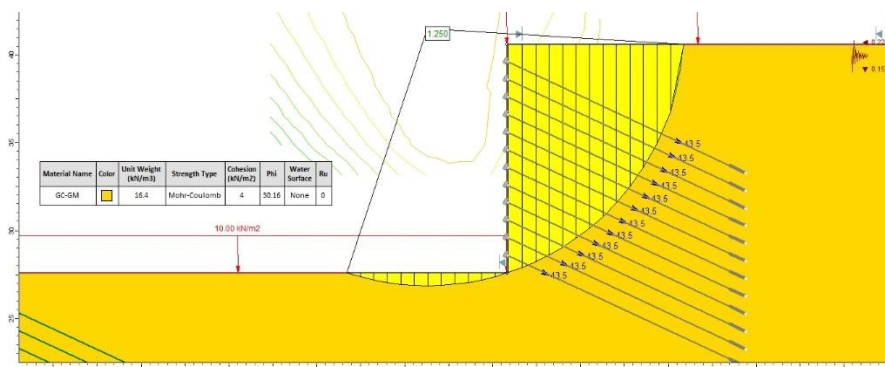


Fig. 5.71. Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 30^\circ$

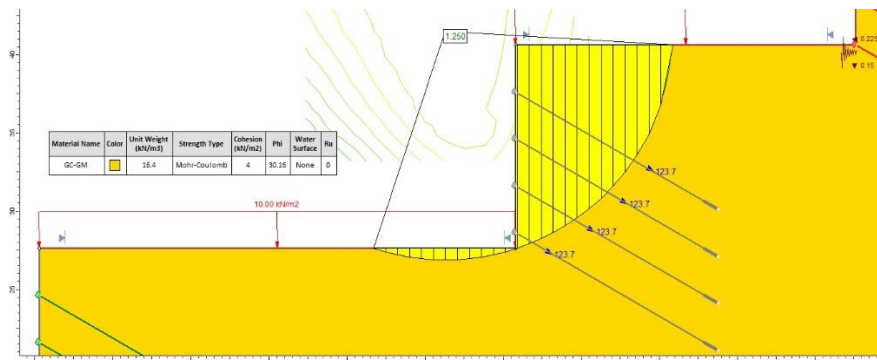


Fig. 5.72. Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

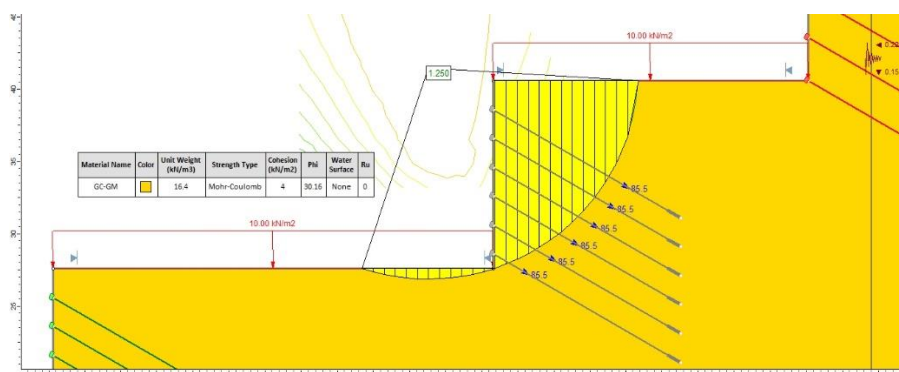


Fig. 5.73. Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

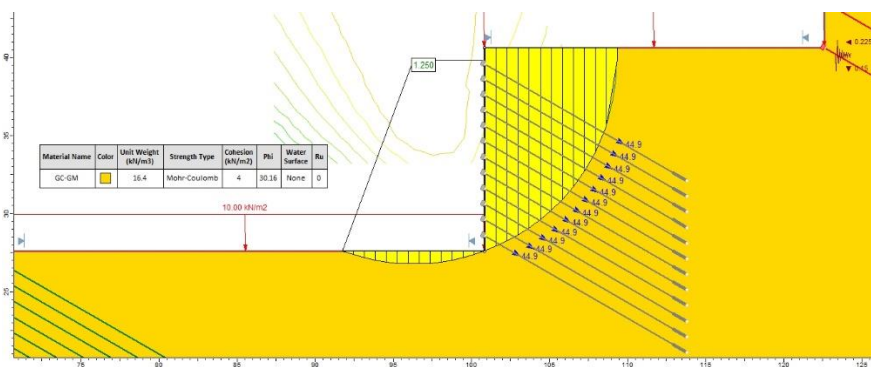


Fig. 5.74. Análisis local del anclaje activo en Muro 3 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

**MURO 4:**

**ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 20^\circ$**

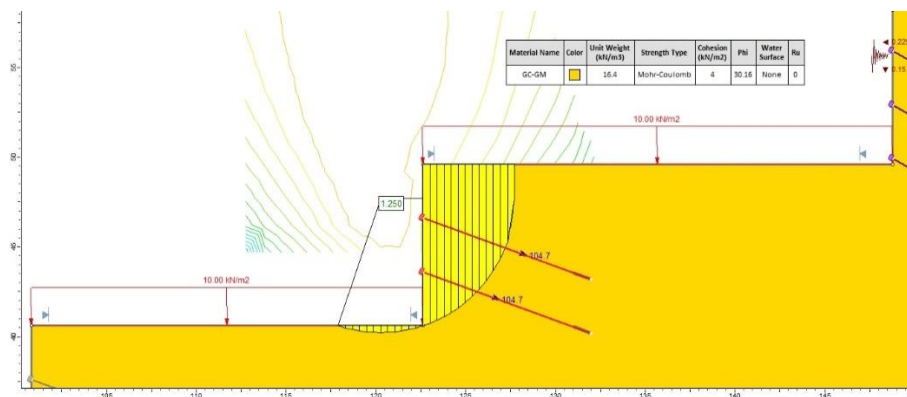


Fig. 5.75. Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

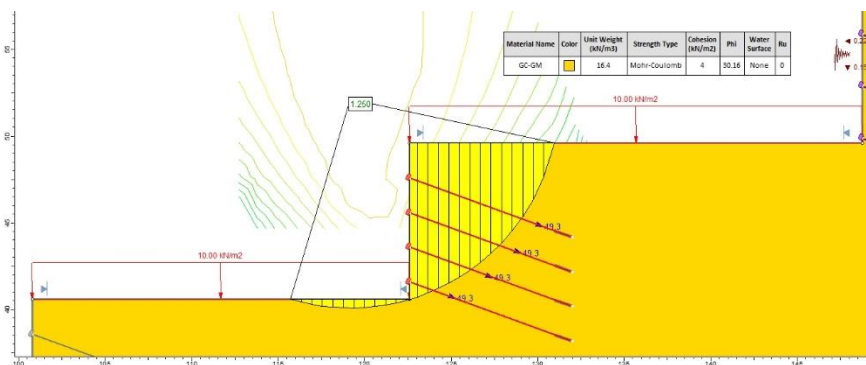


Fig. 5.76. Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

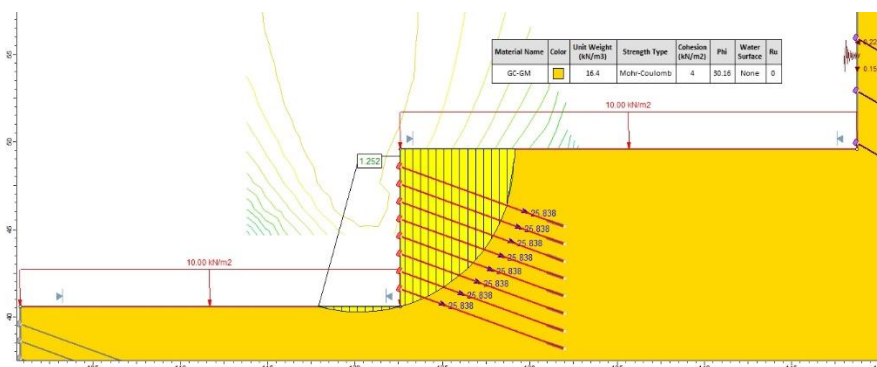


Fig. 5.77. Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

### ÁNGULO DE INCLINACIÓN $\beta = 25^\circ$

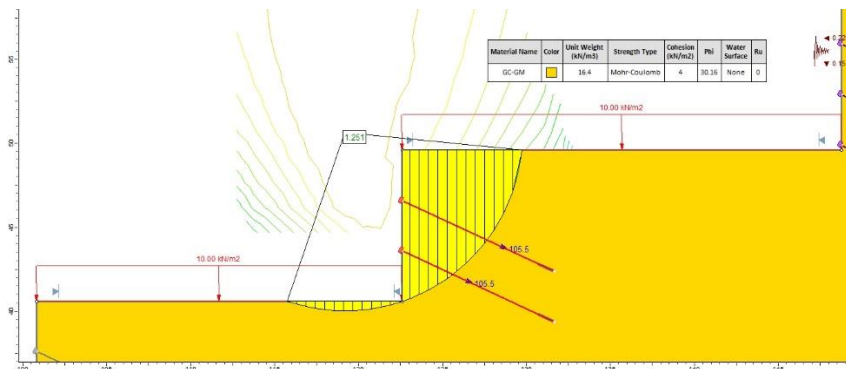


Fig. 5.78. Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

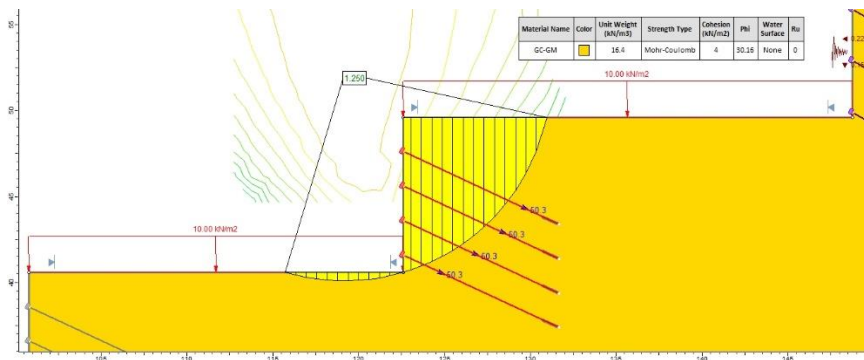


Fig. 5.79. Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

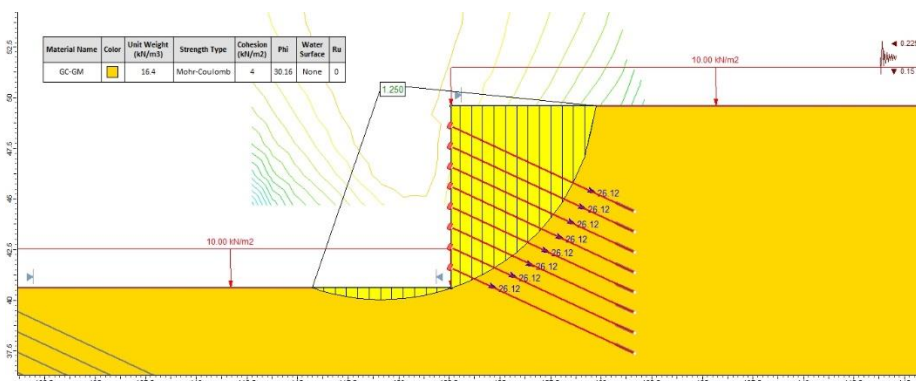


Fig. 5.80. Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

### ÁNGULO DE INCLINACIÓN $\beta = 30^\circ$

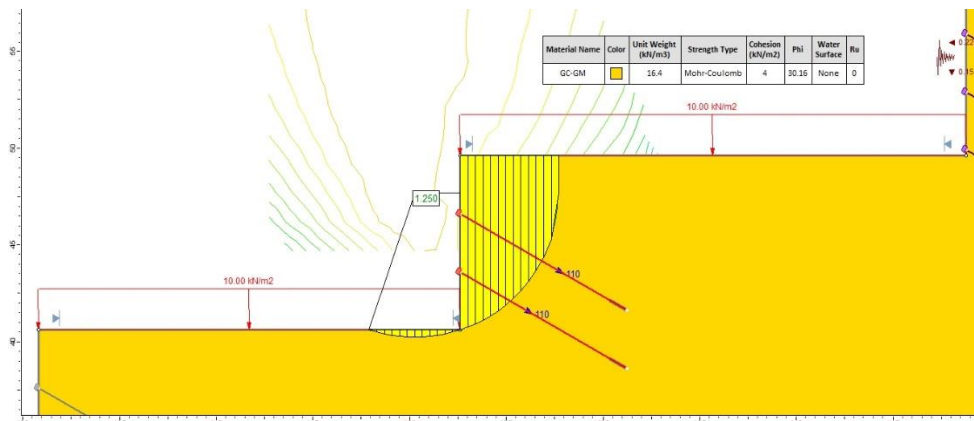


Fig. 5.81. Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

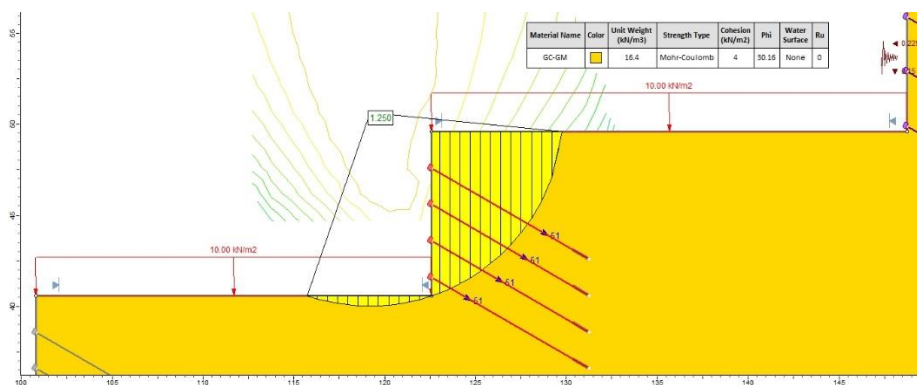


Fig. 5.82. Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

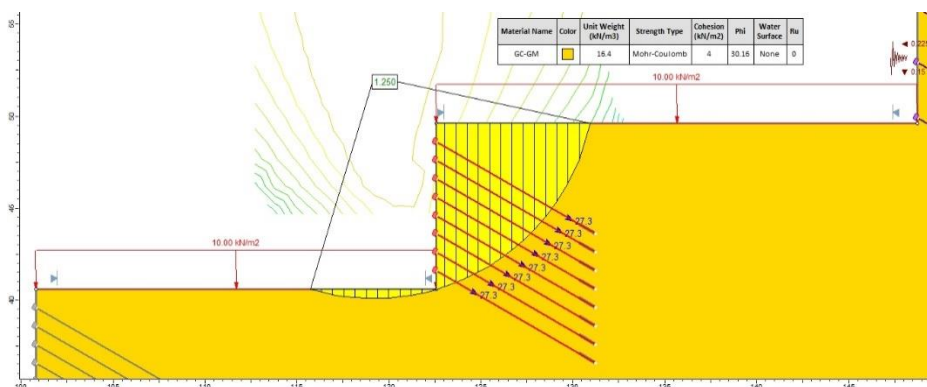


Fig. 5.83. Análisis local del anclaje activo en Muro 4 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

**MURO 5:**

**ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 20^\circ$**

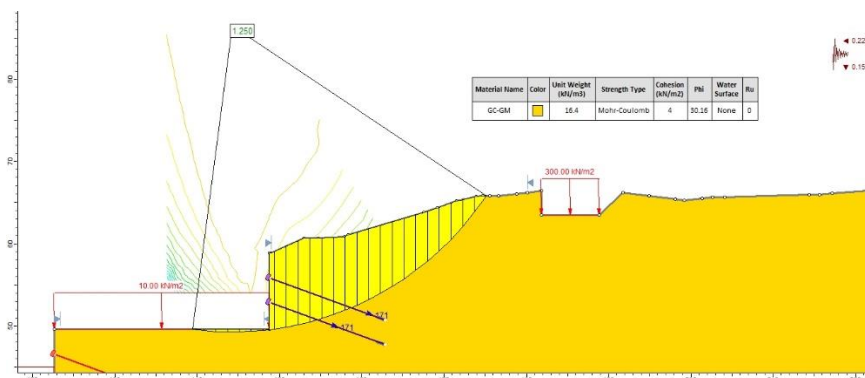


Fig. 5.84. Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

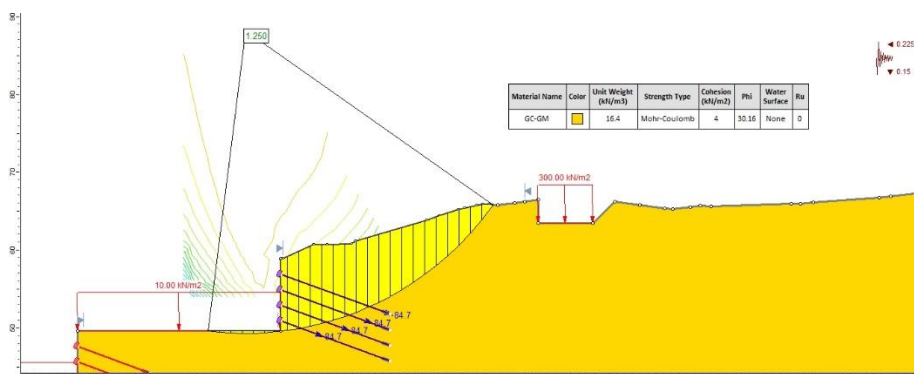


Fig. 5.85. Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

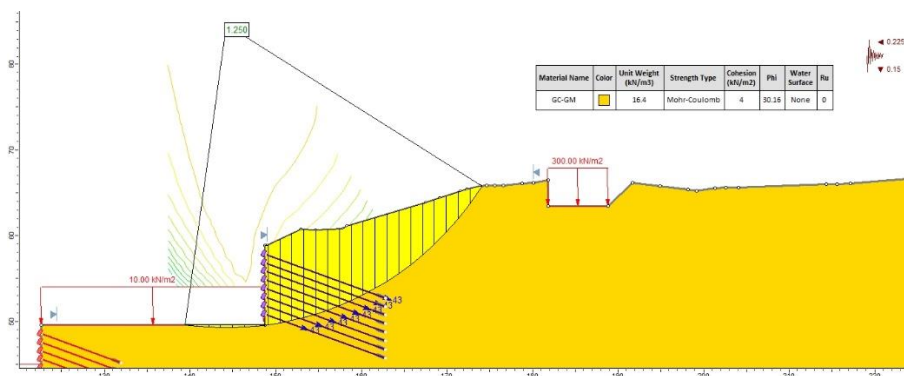


Fig. 5.86. Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).



ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 25^\circ$

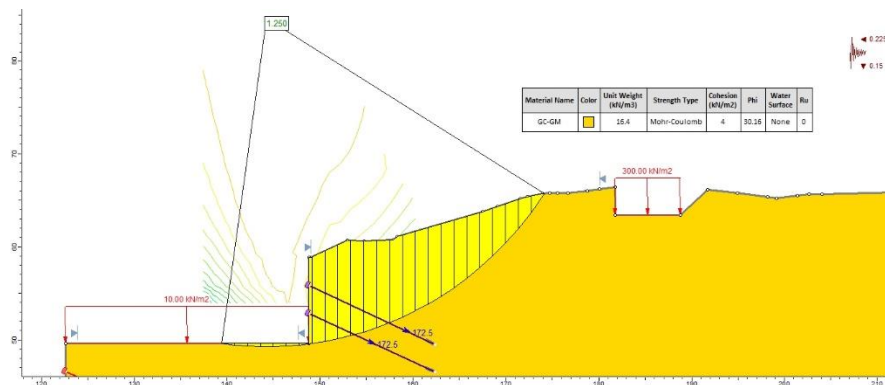


Fig. 5.87. Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

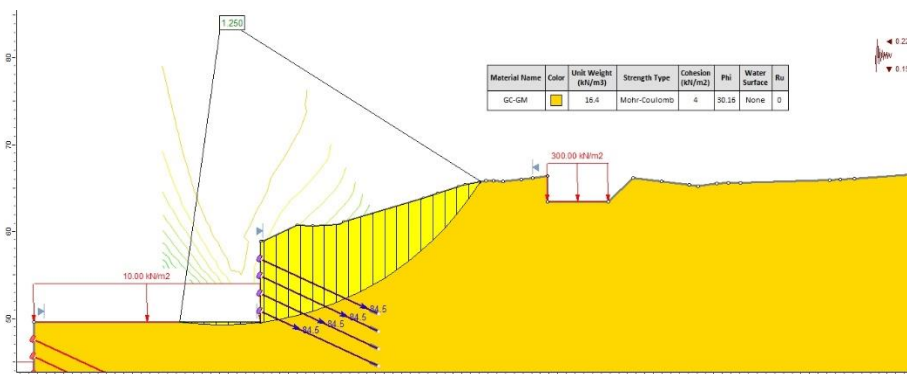


Fig. 5.88. Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

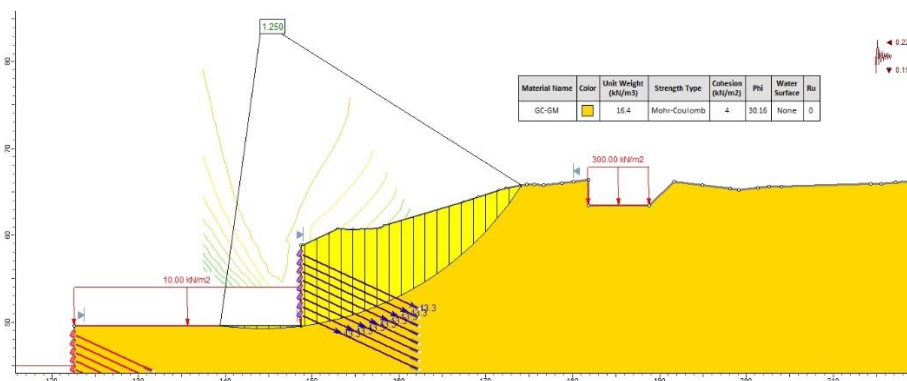


Fig. 5.89. Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 30^\circ$

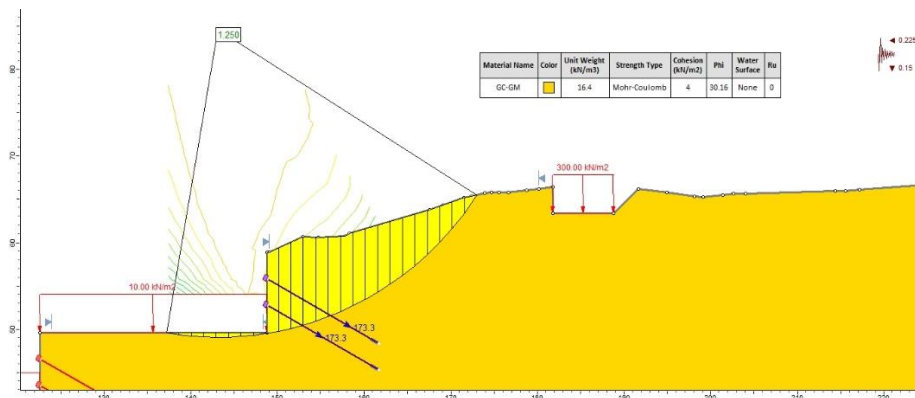


Fig. 5.90. Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

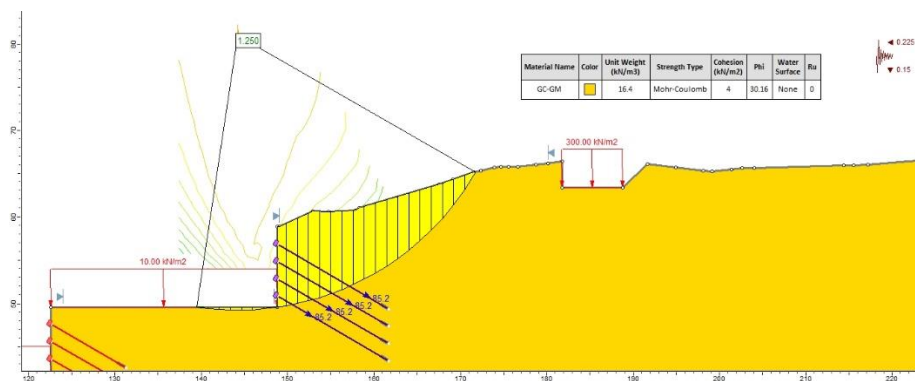


Fig. 5.91. Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

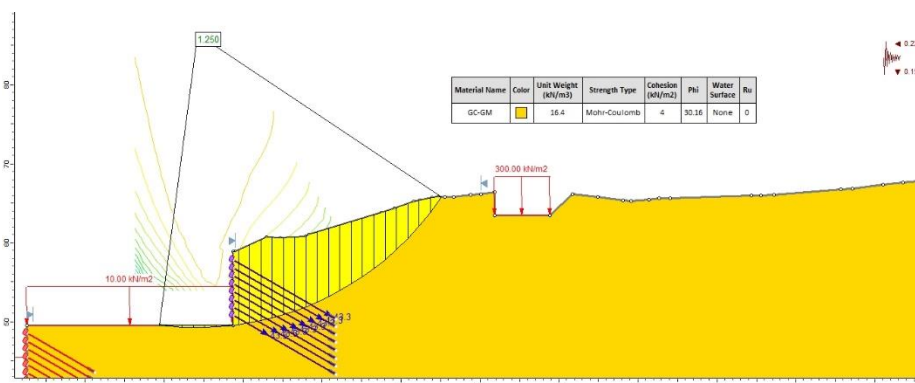


Fig. 5.92. Análisis local del anclaje activo en Muro 5 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

**ANÁLISIS GLOBAL FS > 1.00:**

**ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 20^\circ$**

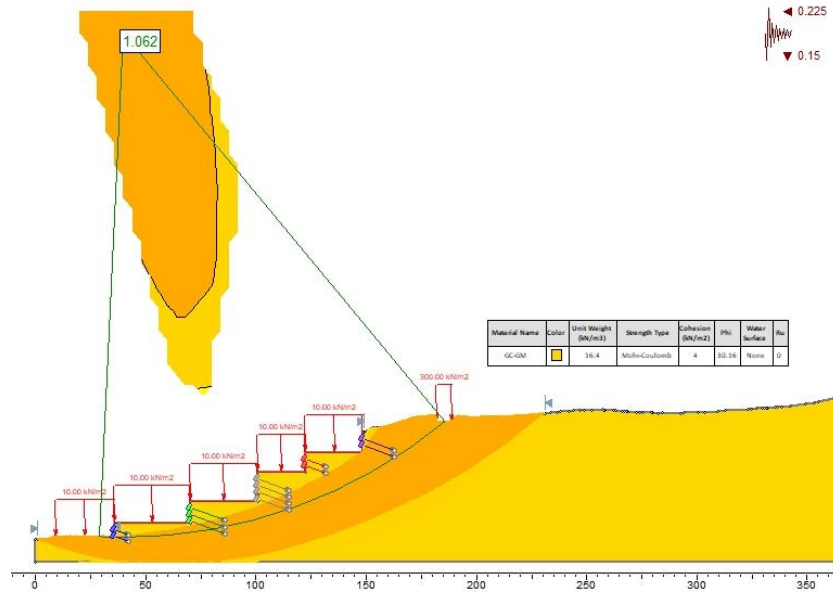


Fig. 5.93. Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 3.00$  ml).

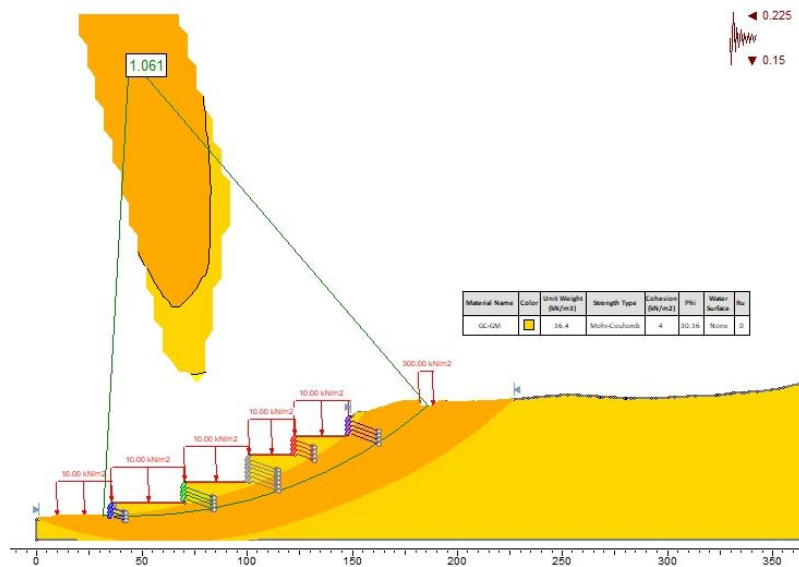


Fig. 5.94. Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 2.00$  ml).

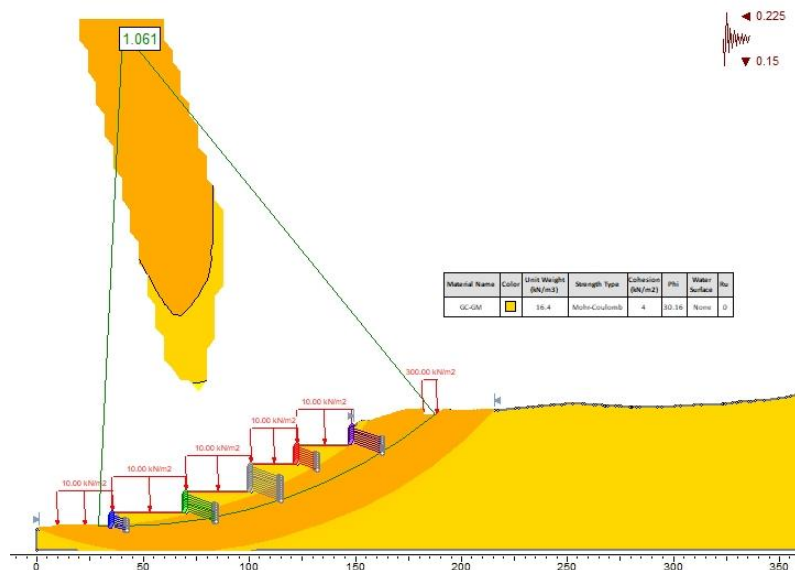


Fig. 5.95. Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 1.00$  ml).

### ÁNGULO DE INCLINACIÓN $\beta = 25^\circ$

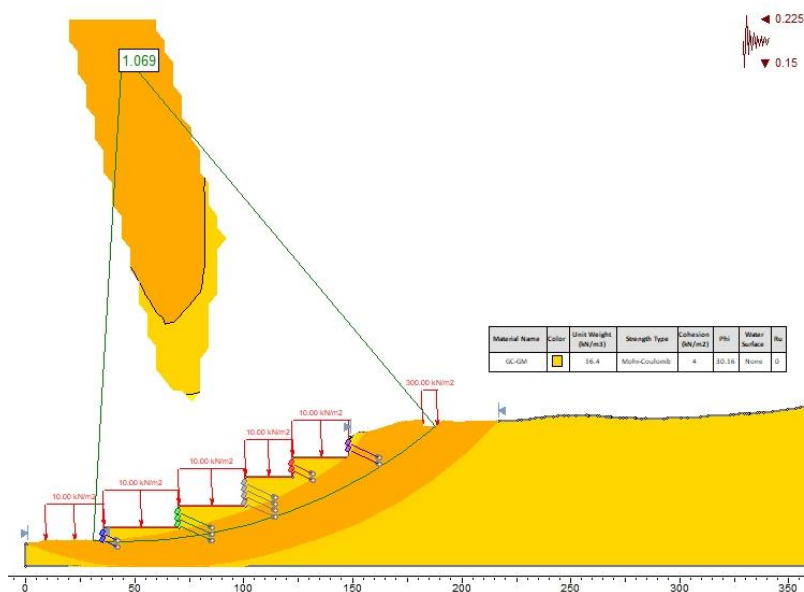


Fig. 5.96. Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 3.00$  ml).

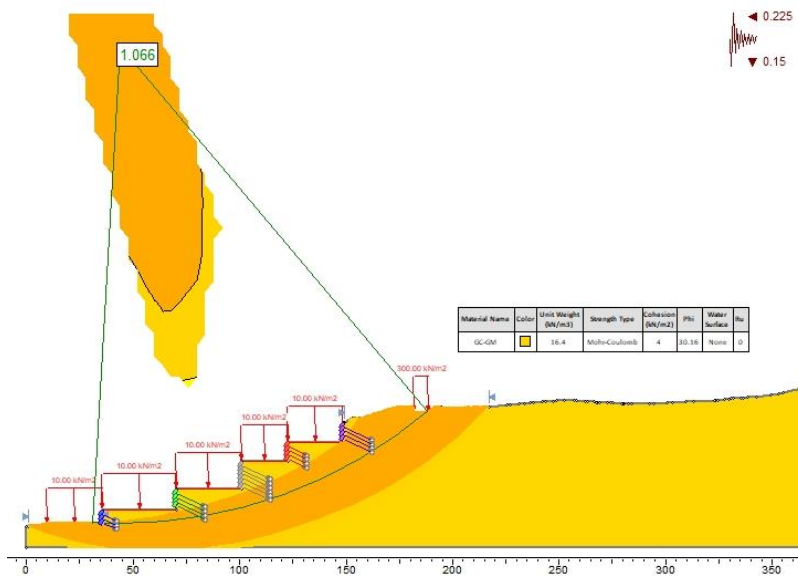


Fig. 5.97. Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 2.00$  ml).

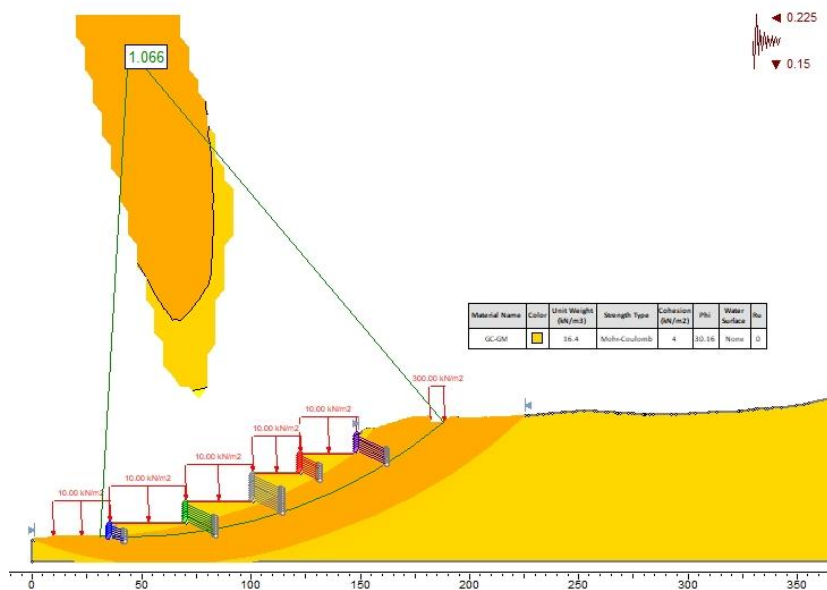


Fig. 5.98. Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 1.00$  ml).

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 30^\circ$

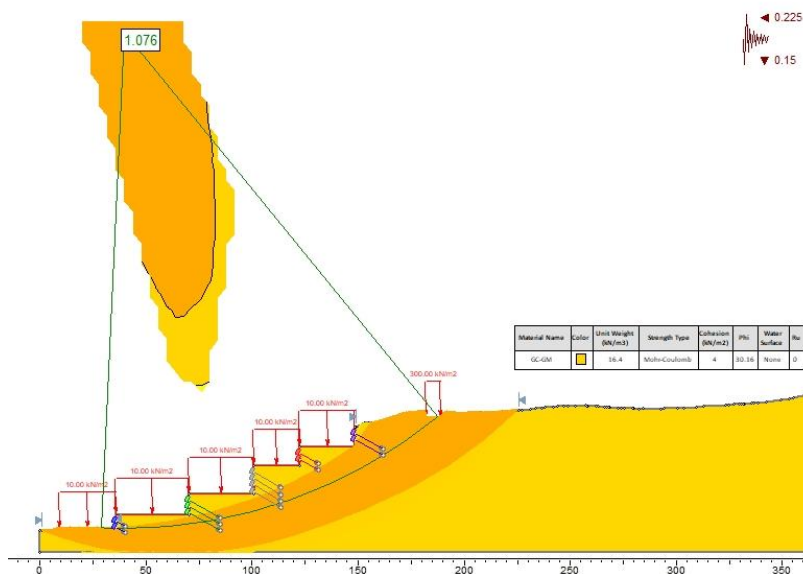


Fig. 5.99. Análisis global >1.00, del anclaje activo ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 3.00$  ml).

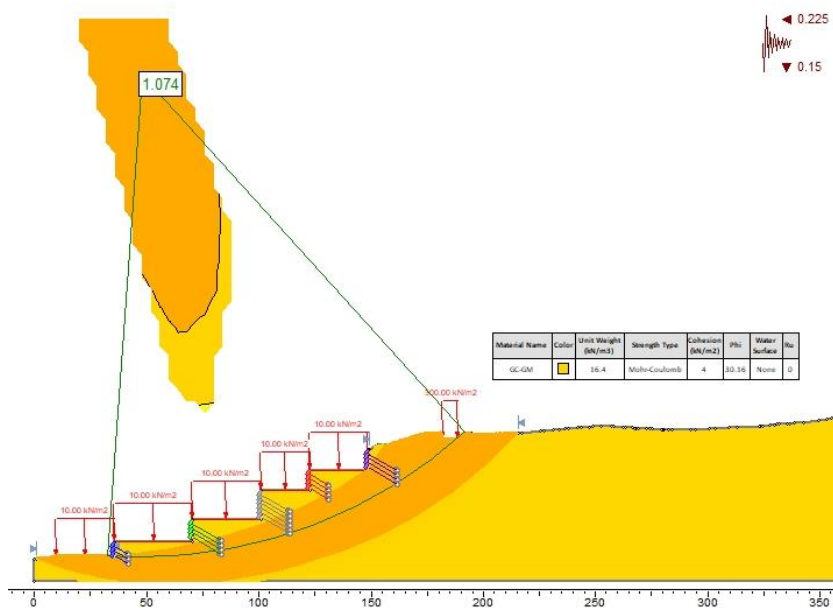


Fig. 5.100. Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 2.00$  ml).

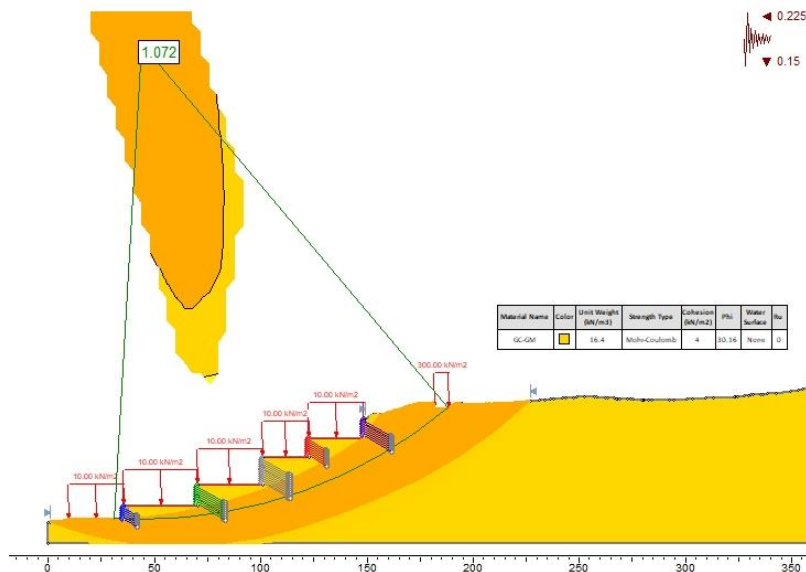


Fig. 5.101. Análisis global > 1.00, del anclaje activo ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 1.00$  ml).

**ANÁLISIS GLOBAL FS > 1.25:**

**ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 20^\circ$**

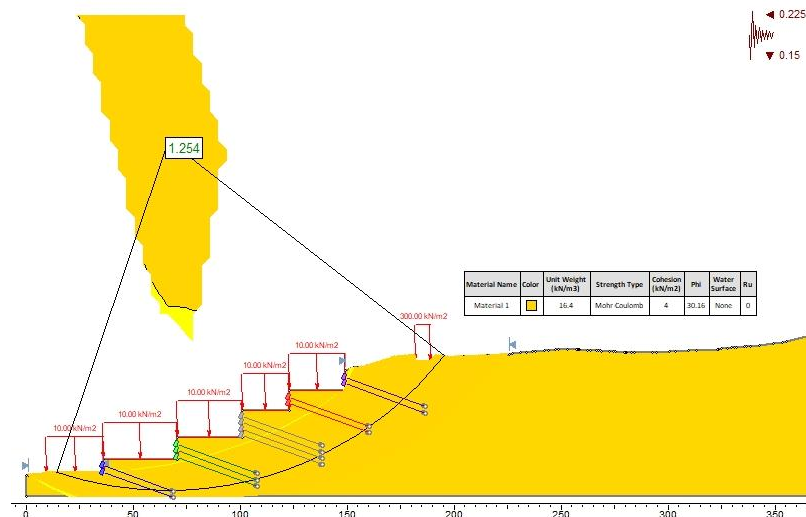


Fig. 5.102. Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 3.00$  ml).

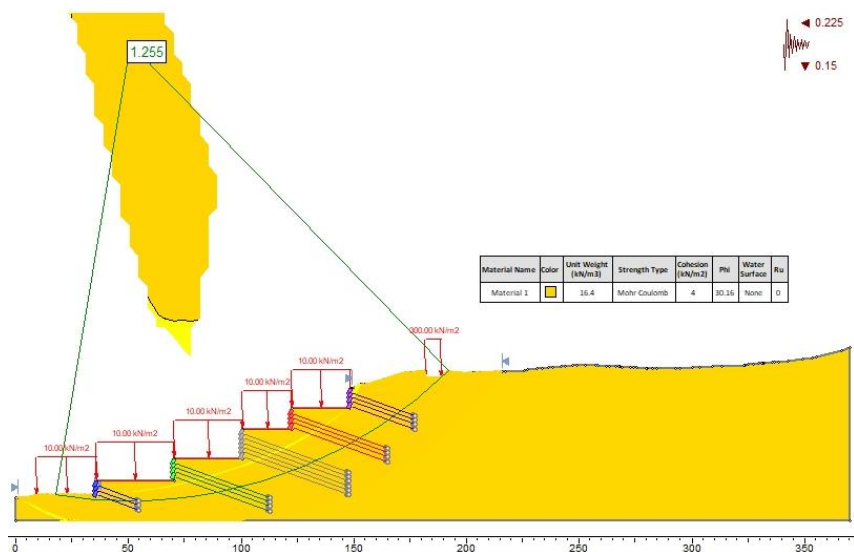


Fig. 5.103. Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 2.00 \text{ ml}$ ).

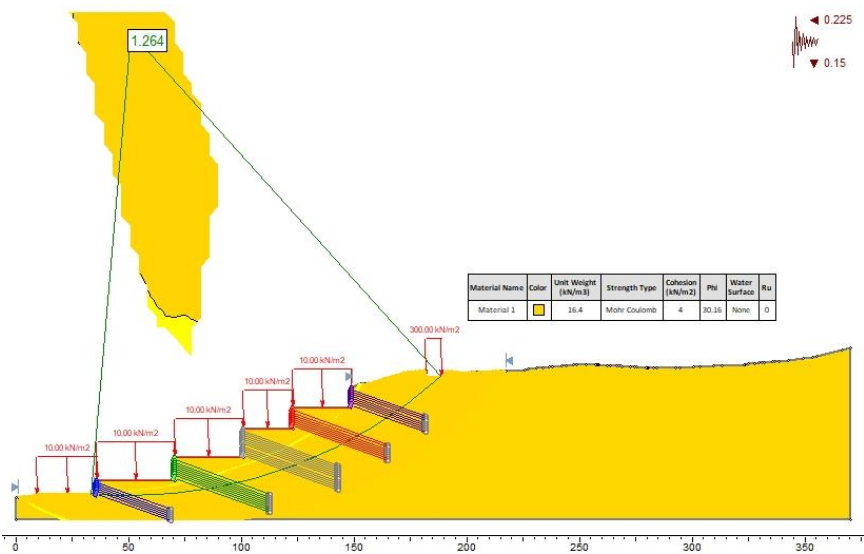


Fig. 5.104. Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 1.00 \text{ ml}$ ).



ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 25^\circ$

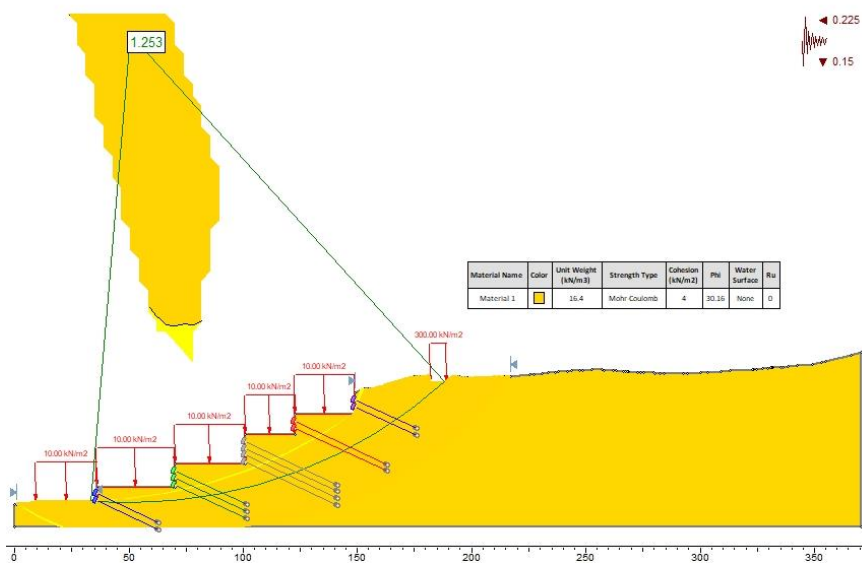


Fig. 5.105. Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 3.00$  ml).

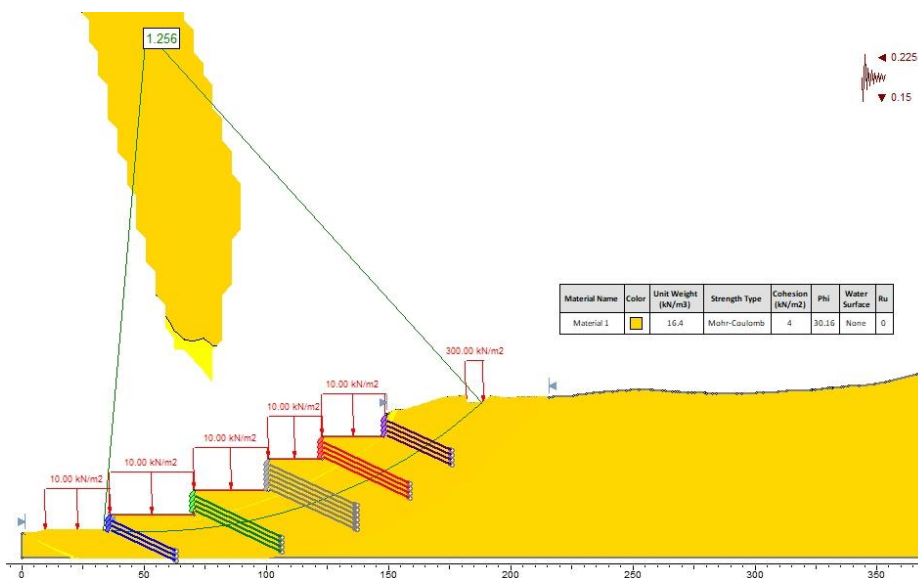


Fig. 5.106. Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 2.00$  ml).

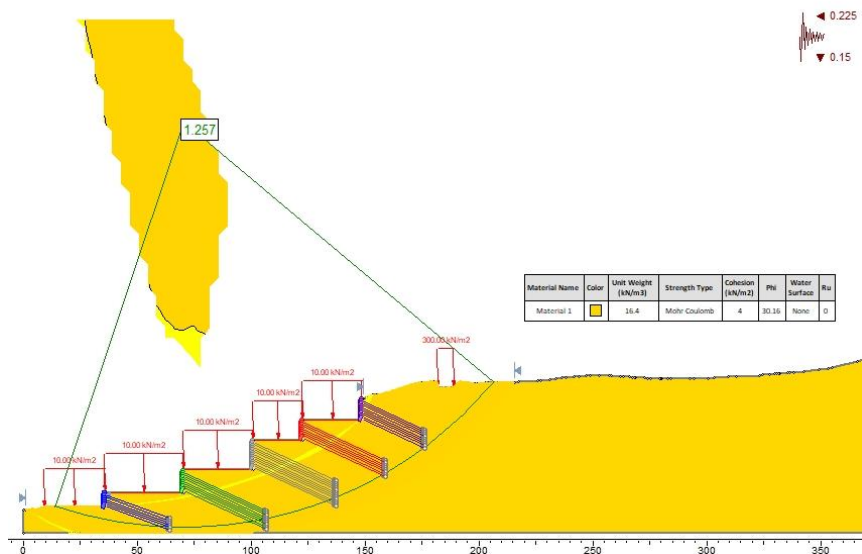


Fig. 5.107. Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 1.00$  ml).

### ÁNGULO DE INCLINACIÓN $\beta = 30^\circ$

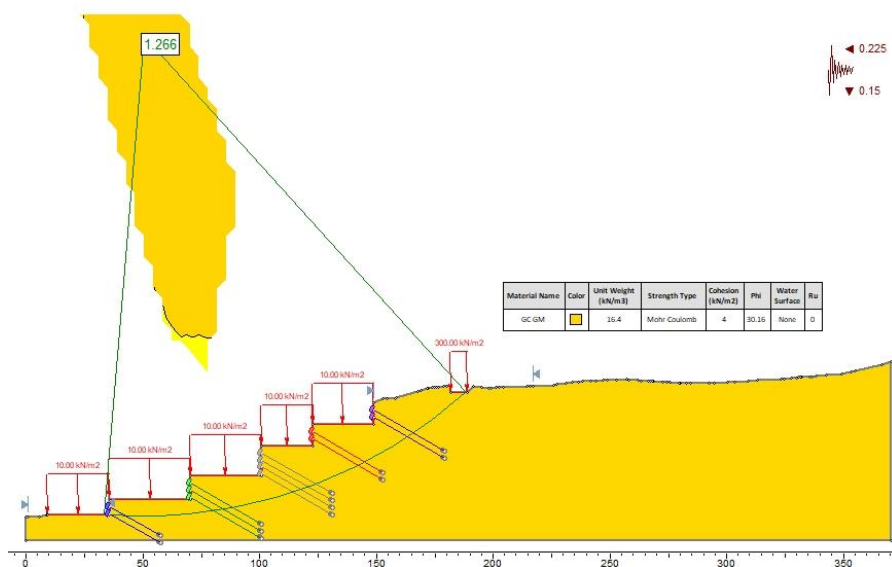


Fig. 5.108. Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 3.00$  ml).

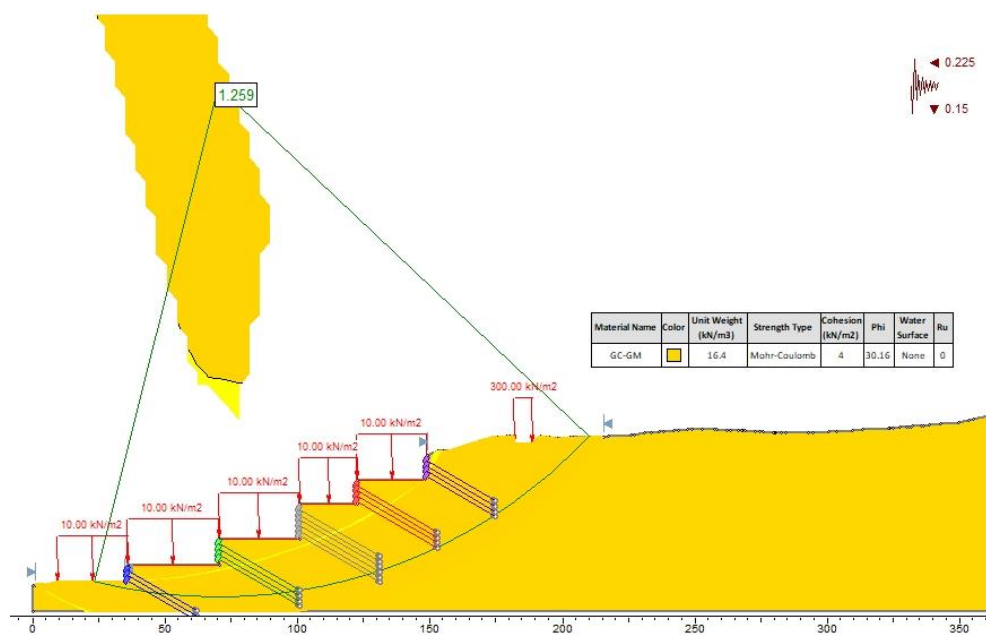


Fig. 5.109. Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 2.00$  ml).

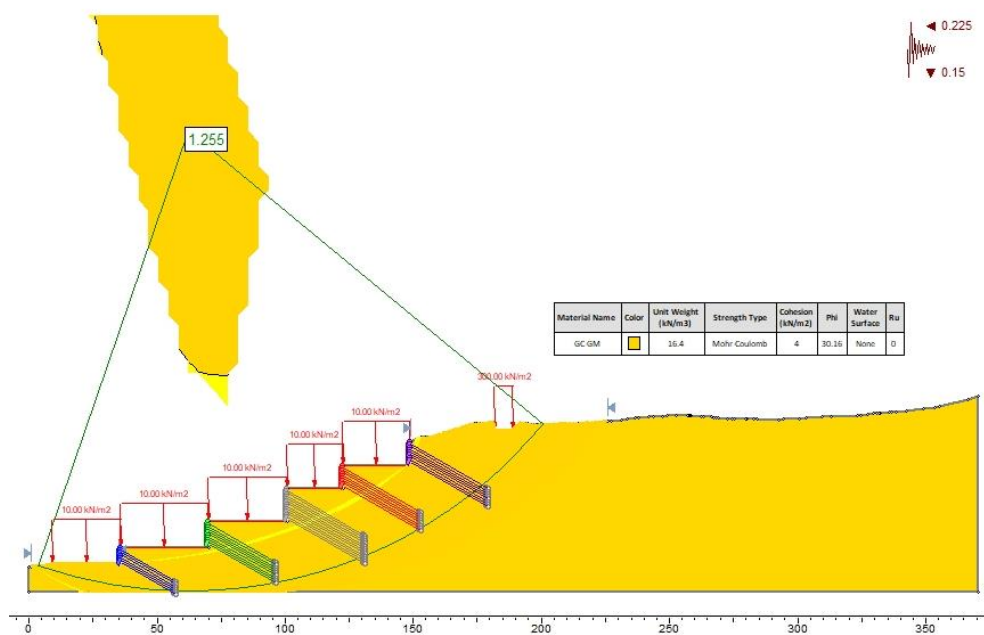


Fig. 5.110. Análisis global > 1.25, del anclaje activo ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 1.00$  ml).

## ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON ANCLAJES PASIVOS

### MURO 1

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 20^\circ$

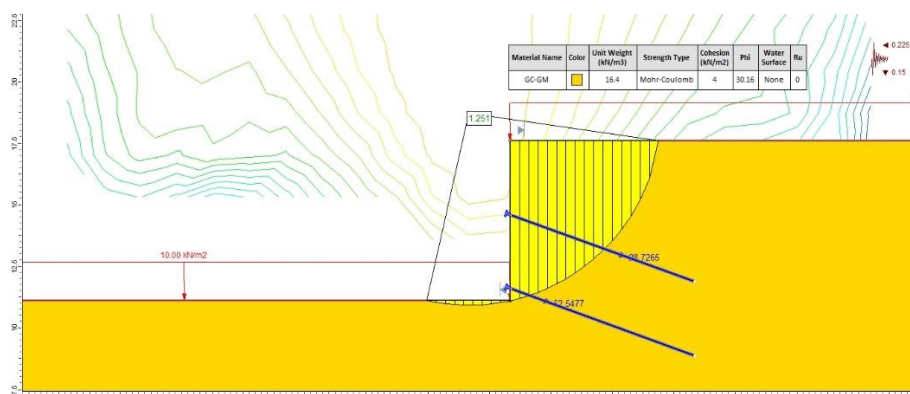


Fig. 5.111. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

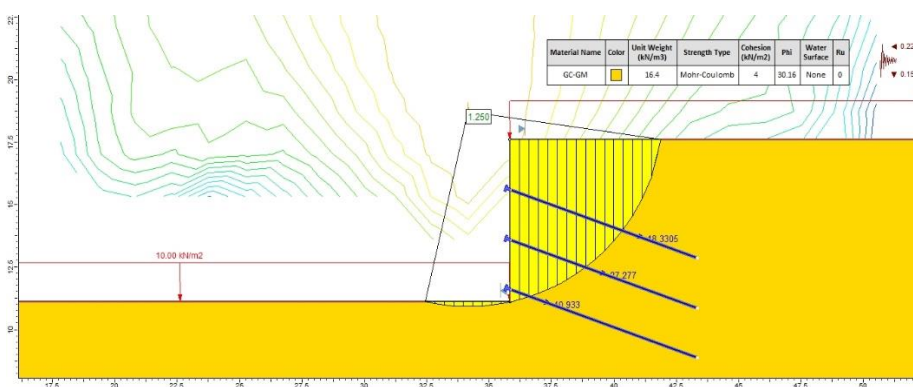


Fig. 5.112. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

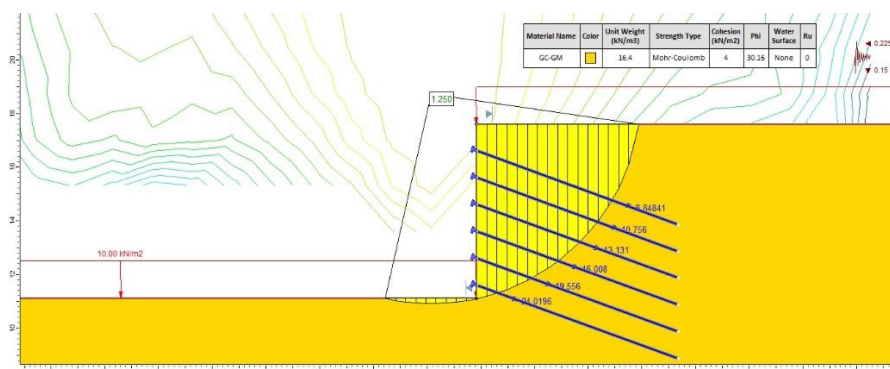


Fig. 5.103. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

• **ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 25^\circ$**

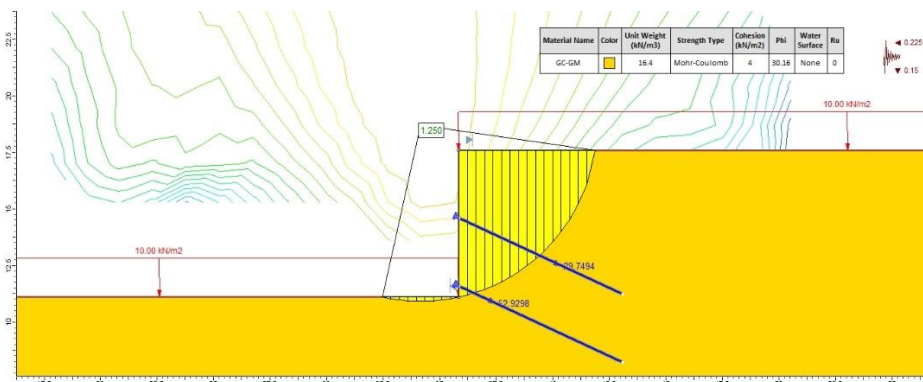


Fig. 5.114. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

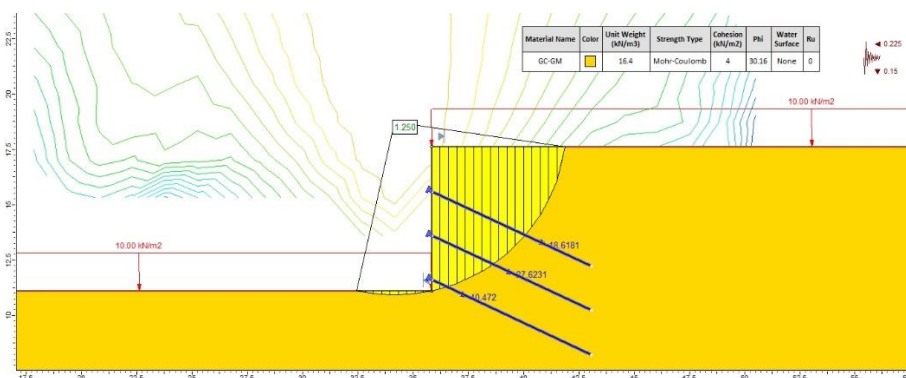


Fig. 5.115. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

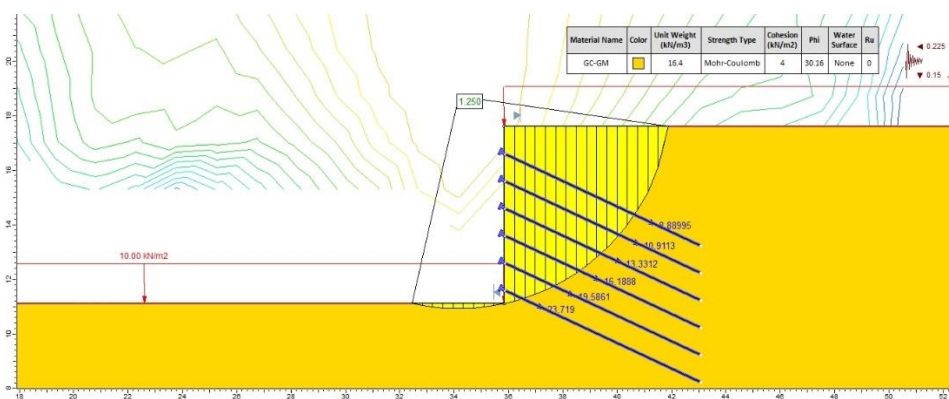


Fig. 5.116. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

• **ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 30^\circ$**

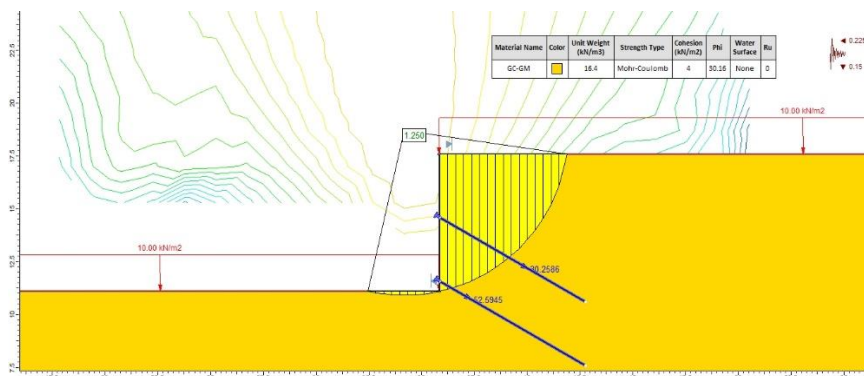


Fig. 5.117. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

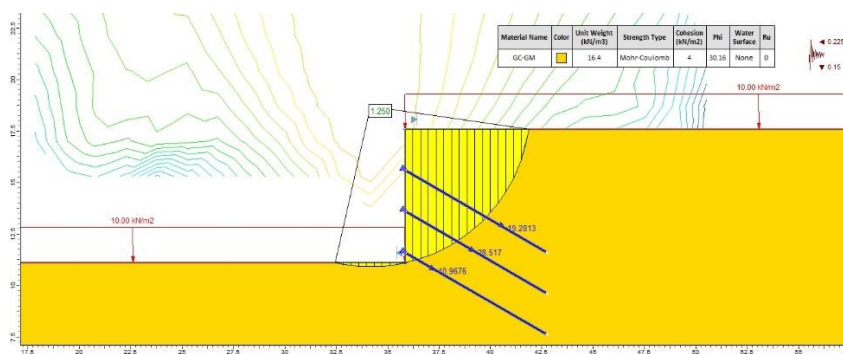


Fig. 5.118. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

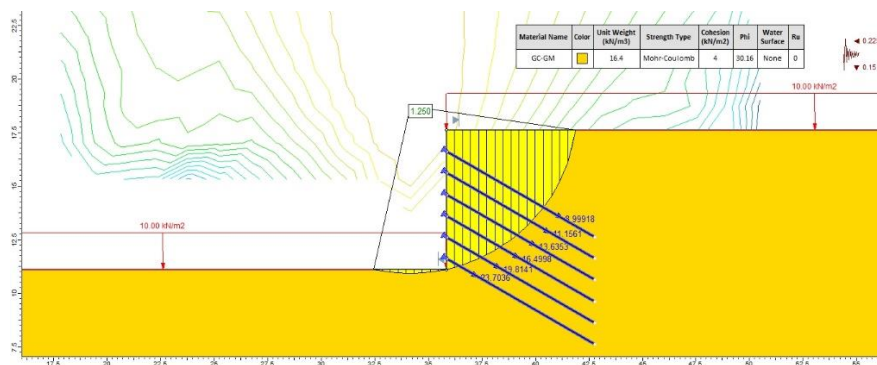


Fig. 5.119. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 1 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

## MURO 2

### ÁNGULO DE INCLINACIÓN $\beta = 20^\circ$

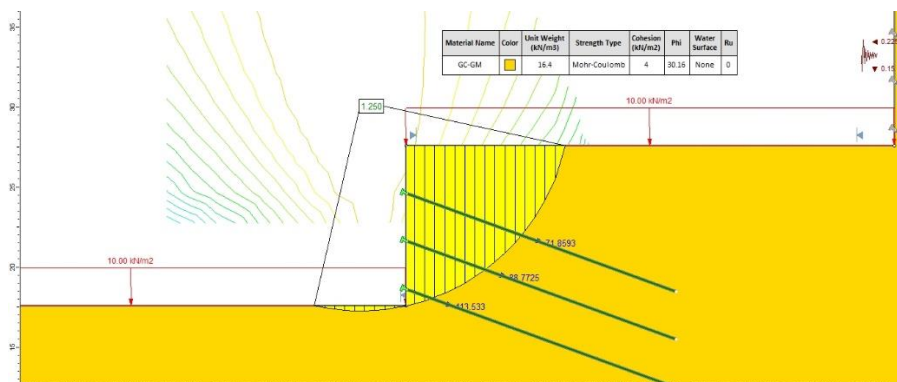


Fig. 5.120. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

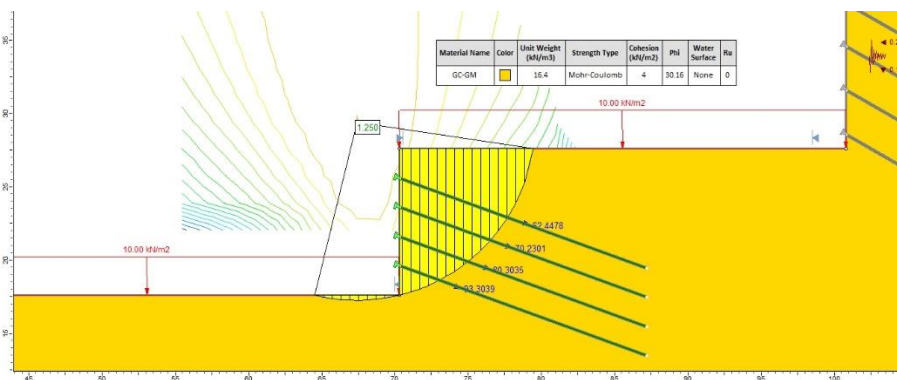


Fig. 5.121. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

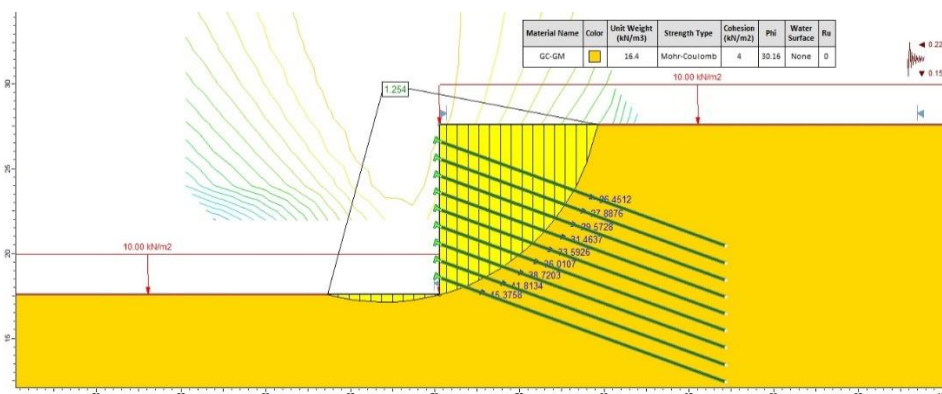


Fig. 5.122. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 25^\circ$



Fig. 5.123. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

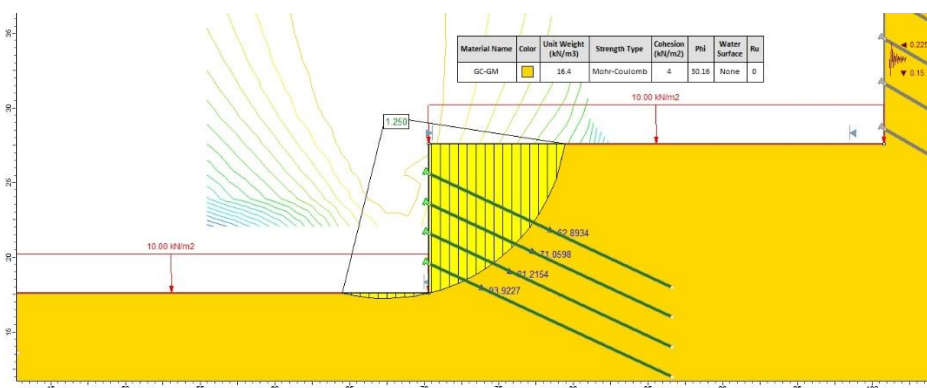


Fig. 5.124. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

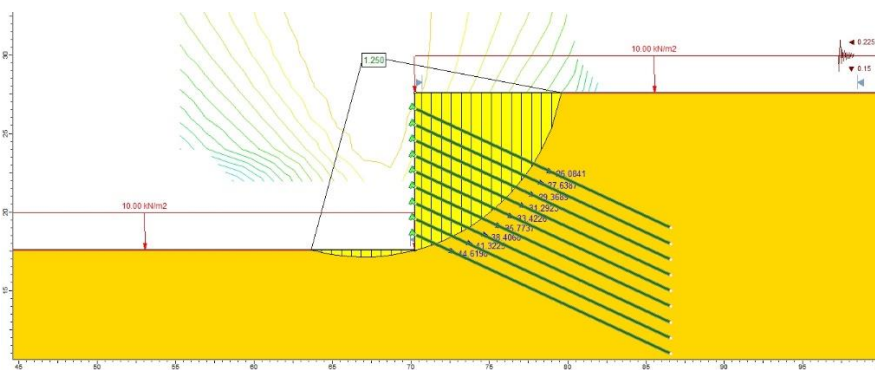


Fig. 5.125. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).



ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 30^\circ$

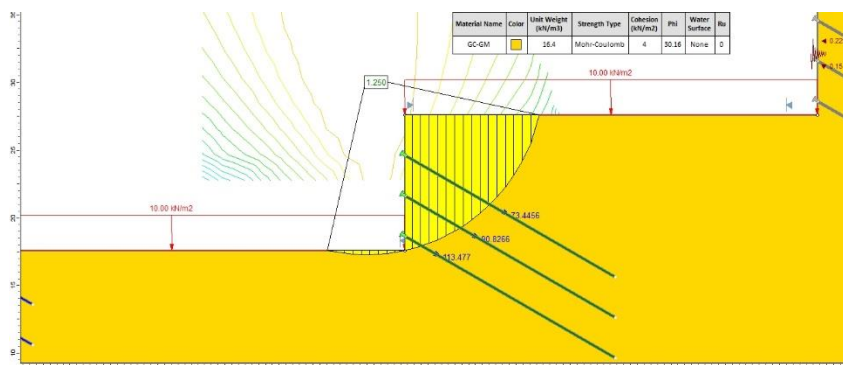


Fig. 5.126. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

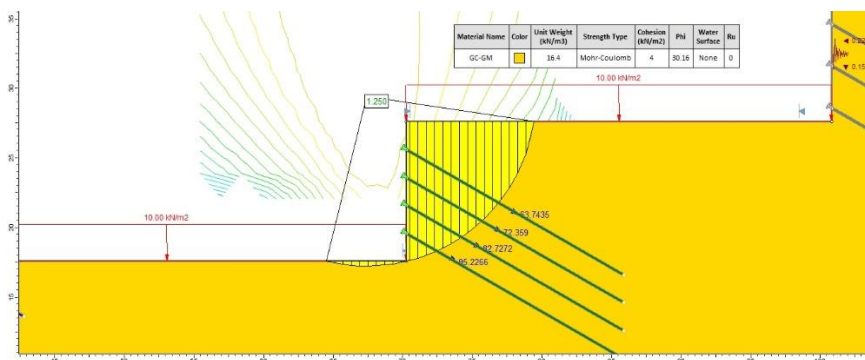


Fig. 5.127. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

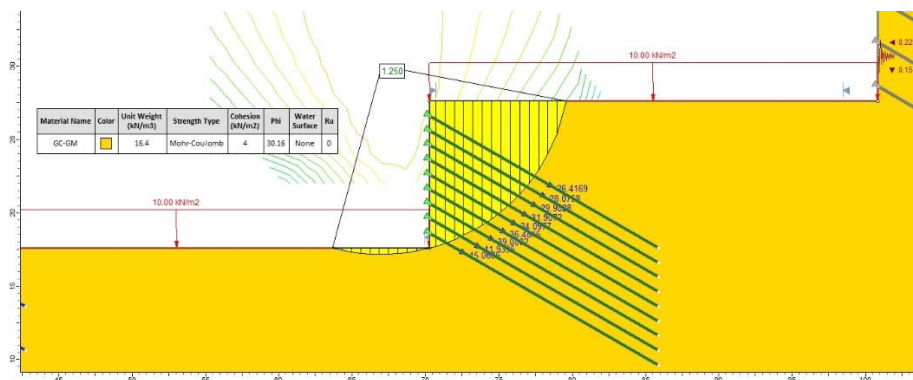


Fig. 5.128. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 2 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

### MURO 3

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 20^\circ$

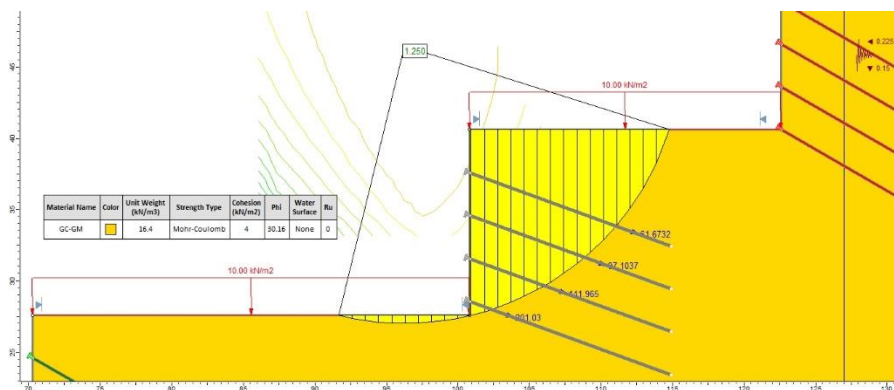


Fig. 5.129. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

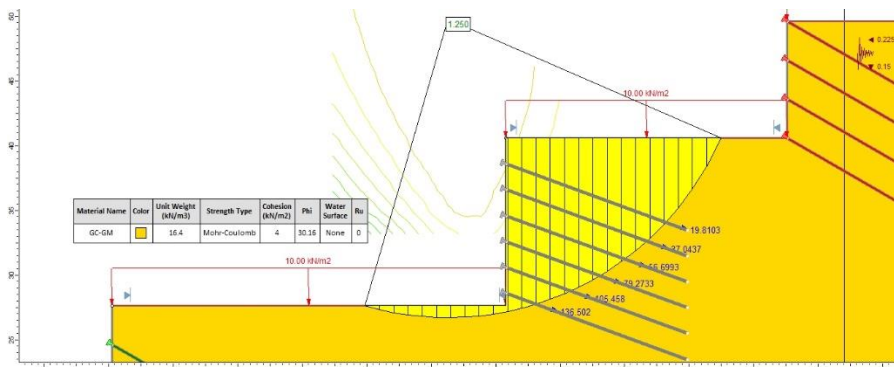


Fig. 5.130. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

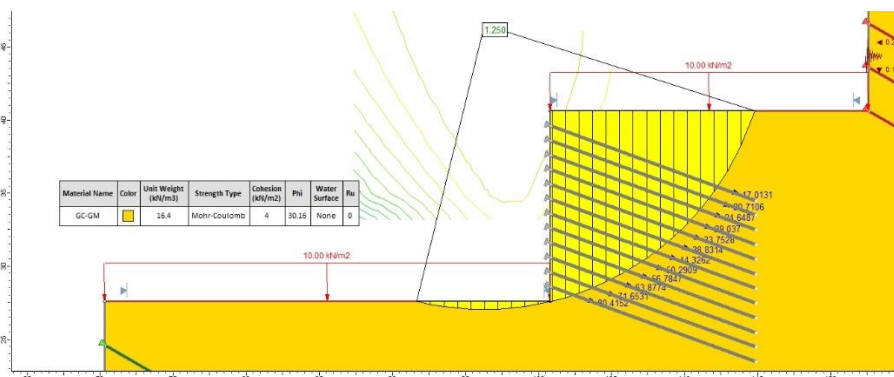


Fig. 5.131. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 25^\circ$

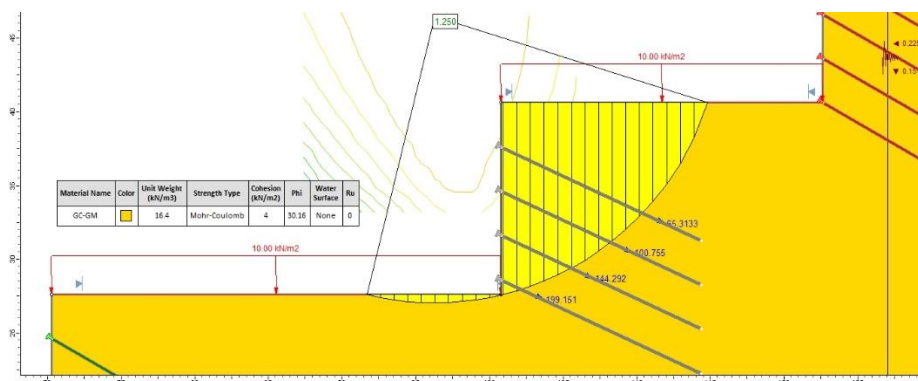


Fig. 5.132. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

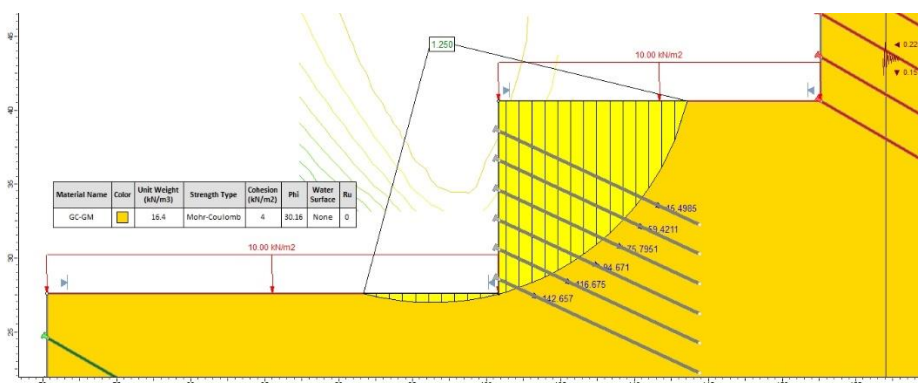


Fig. 5.133. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

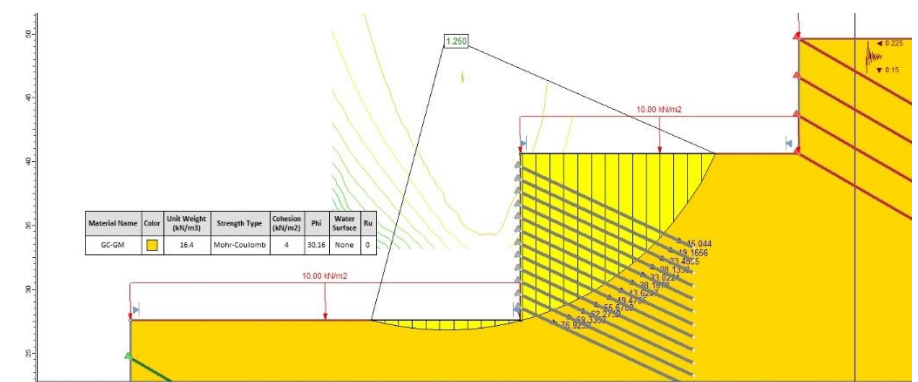


Fig. 5.134. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 30^\circ$

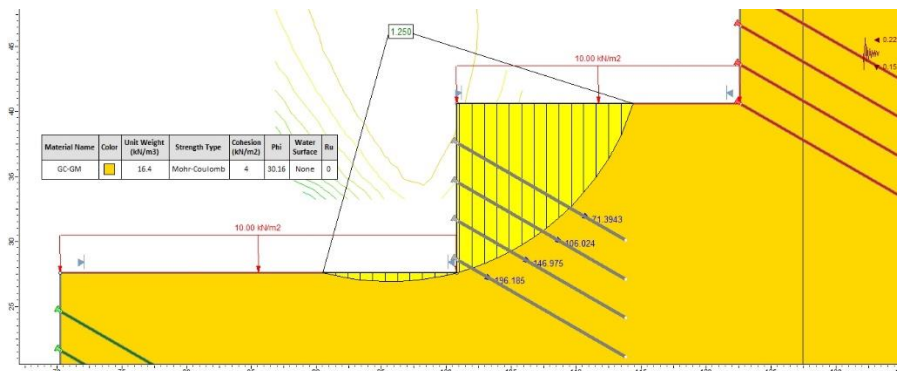


Fig. 5.135. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

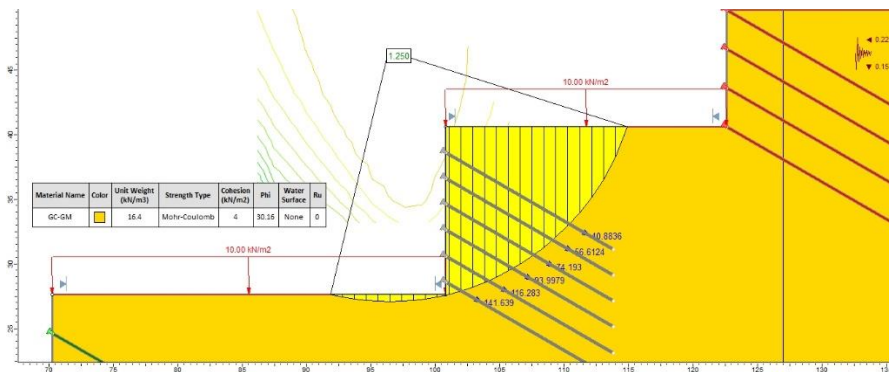


Fig. 5.136. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

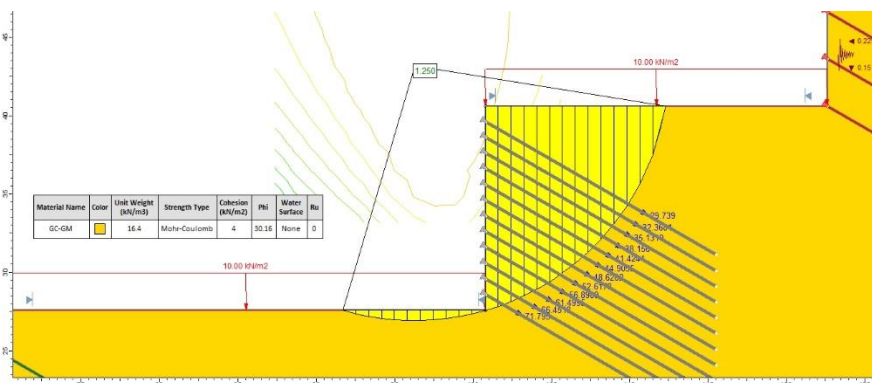


Fig. 5.137. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 3 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

## MURO 4

### ÁNGULO DE INCLINACIÓN $\beta = 20^\circ$

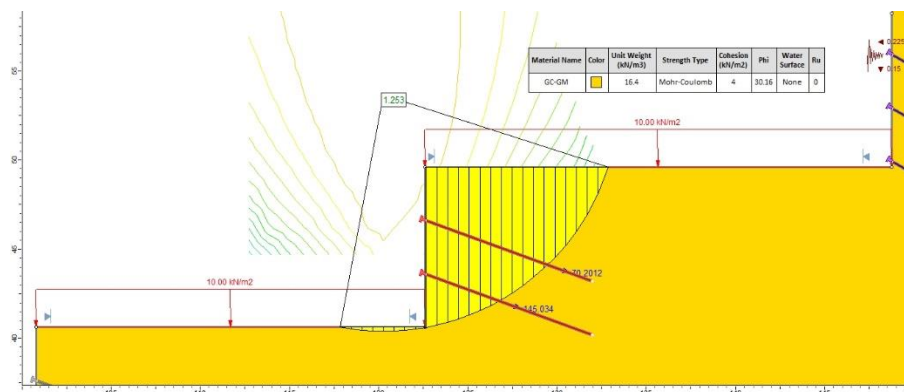


Fig. 5.138. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 3.00$  ml).

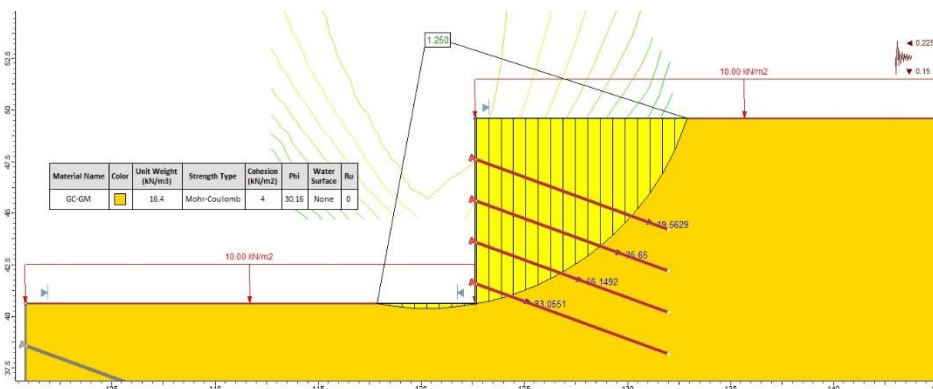


Fig. 5.139. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 2.00$  ml).

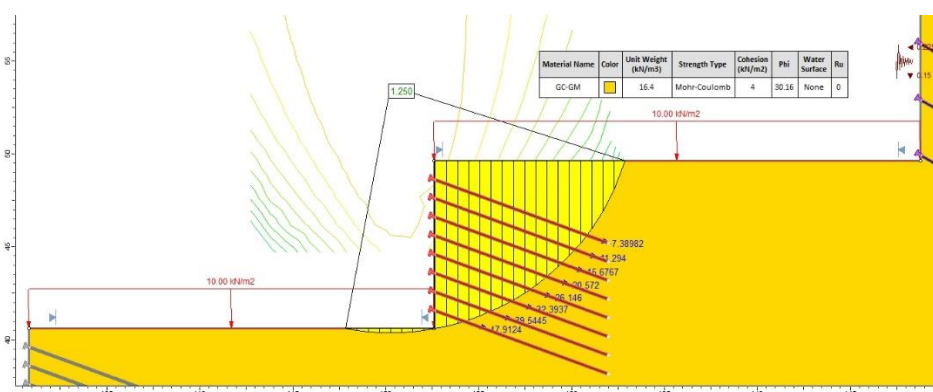


Fig. 5.140. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 1.00$  ml).

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 25^\circ$

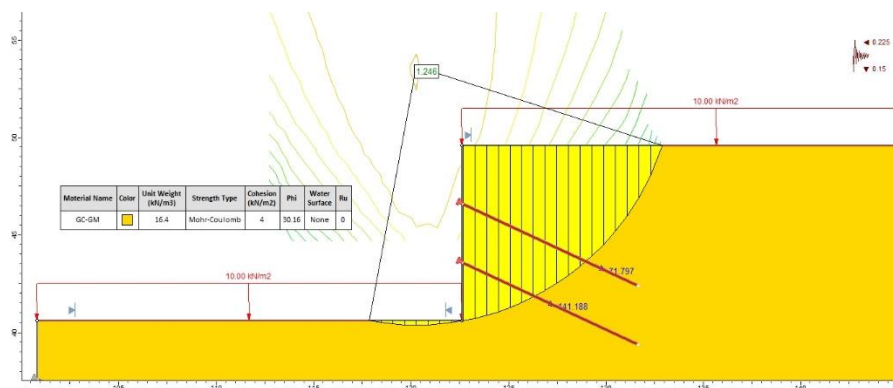


Fig. 5.141. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

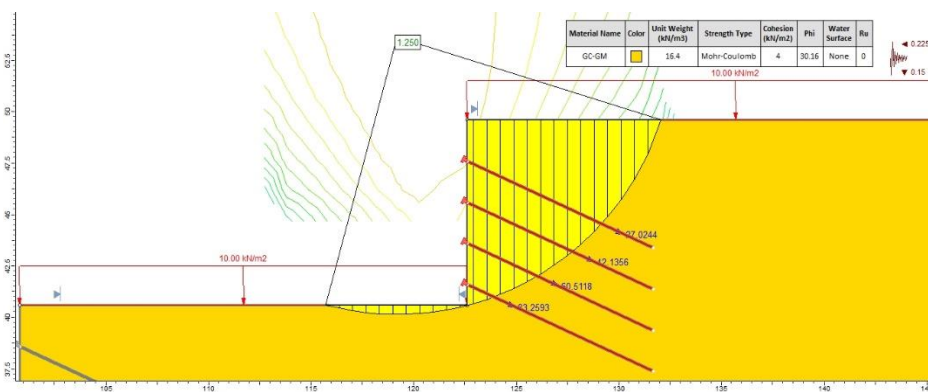


Fig. 5.142. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

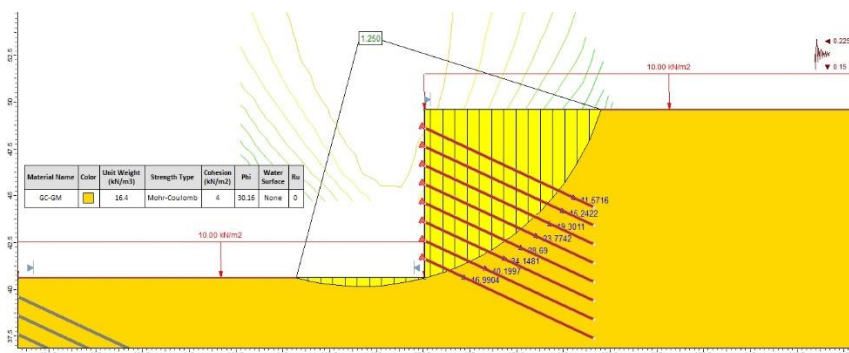


Fig. 5.143. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 30^\circ$

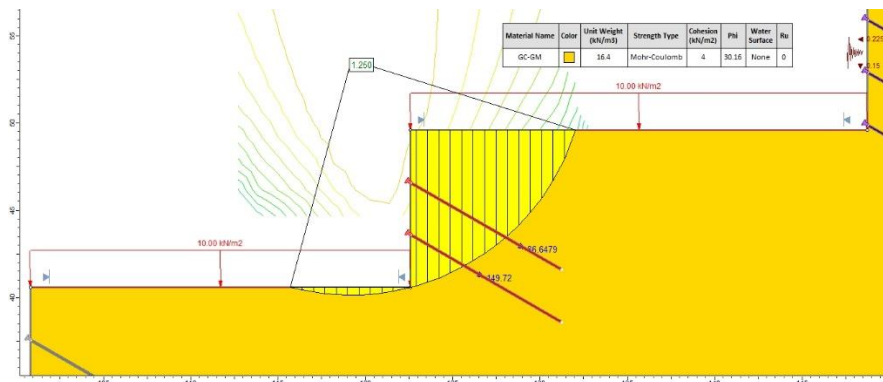


Fig. 5.144. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

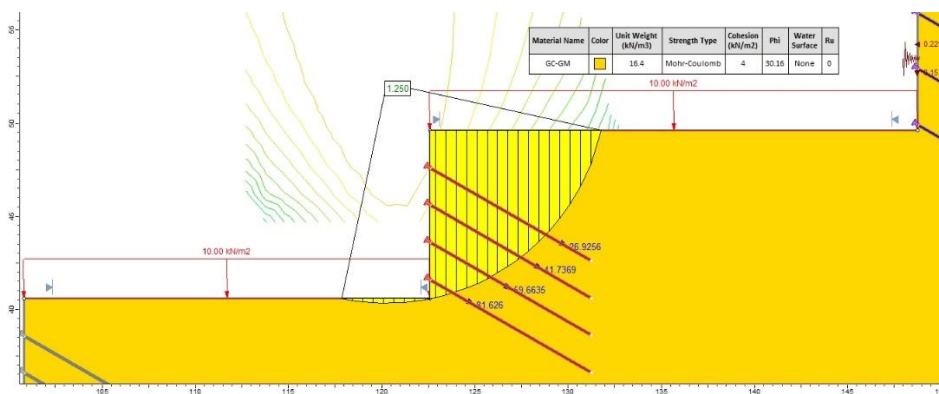


Fig. 5.145. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

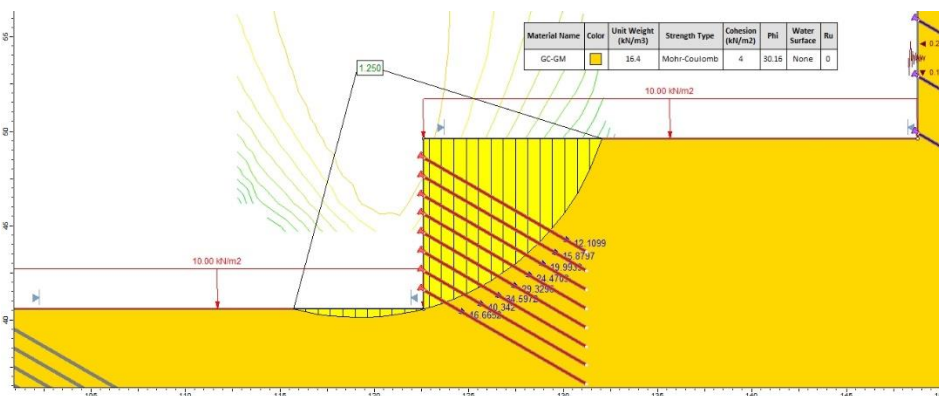


Fig. 5.146. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 4 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

## MURO 5

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 20^\circ$

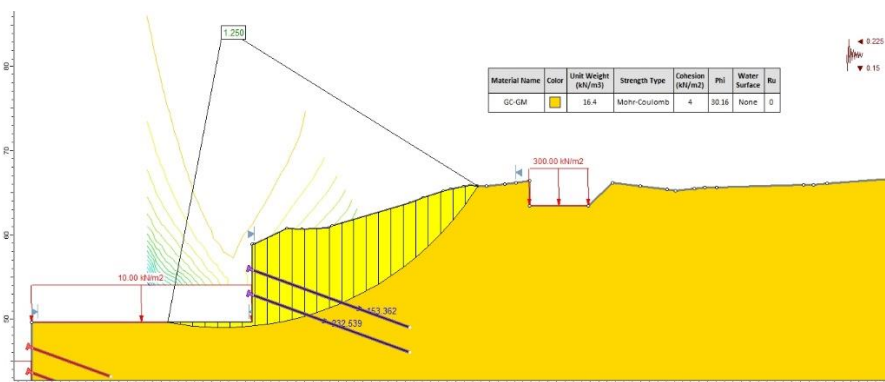


Fig. 5.147. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

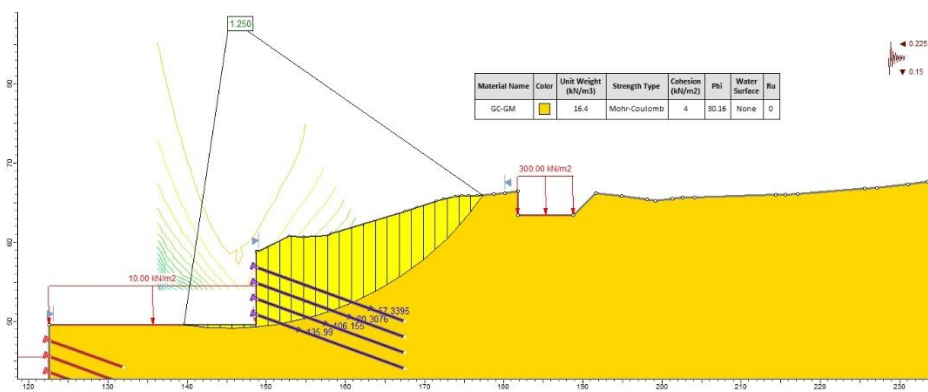


Fig. 5.148. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

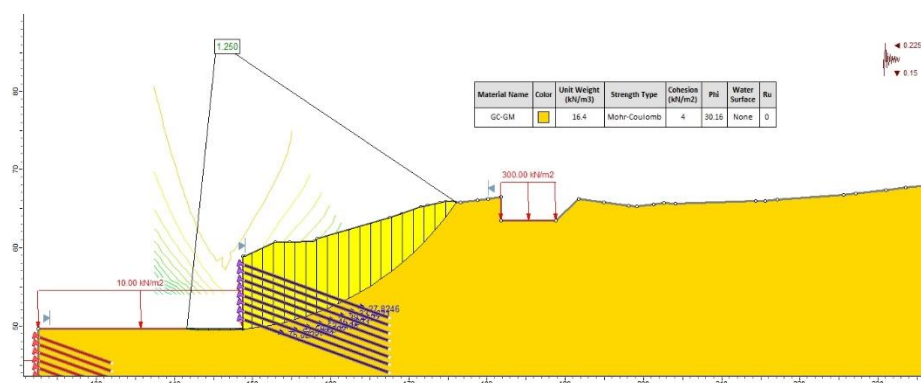


Fig. 5.149. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).



ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 25^\circ$

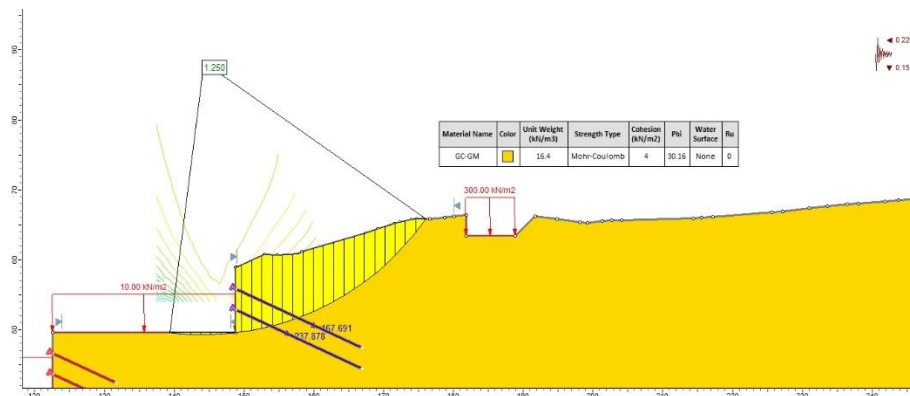


Fig. 5.150. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

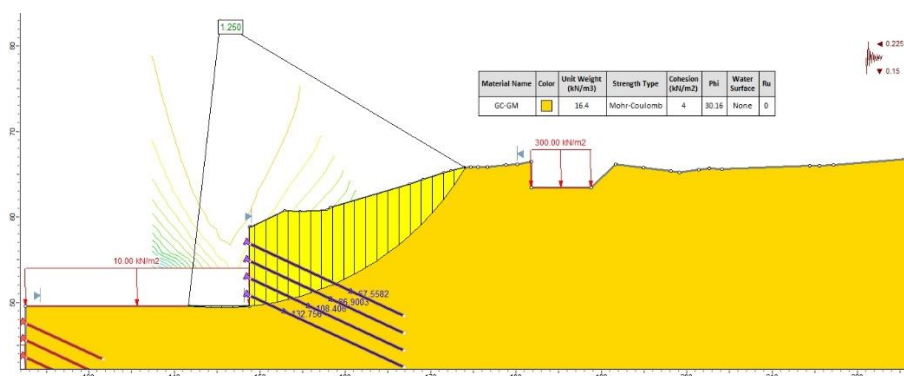


Fig. 5.151. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

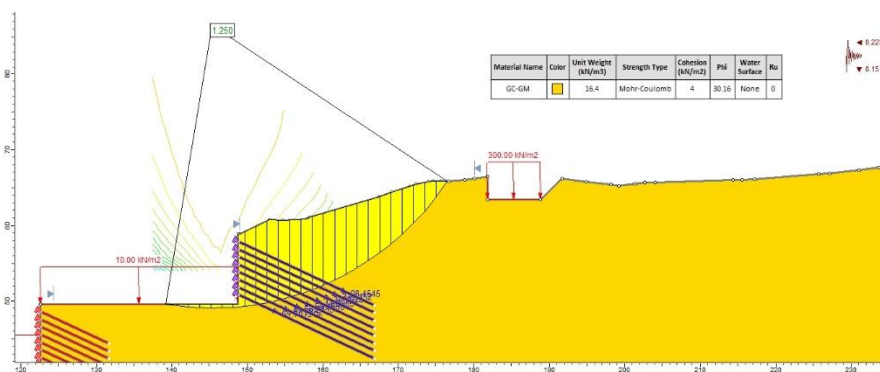


Fig. 5.152. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

### ÁNGULO DE INCLINACIÓN $\beta = 30^\circ$

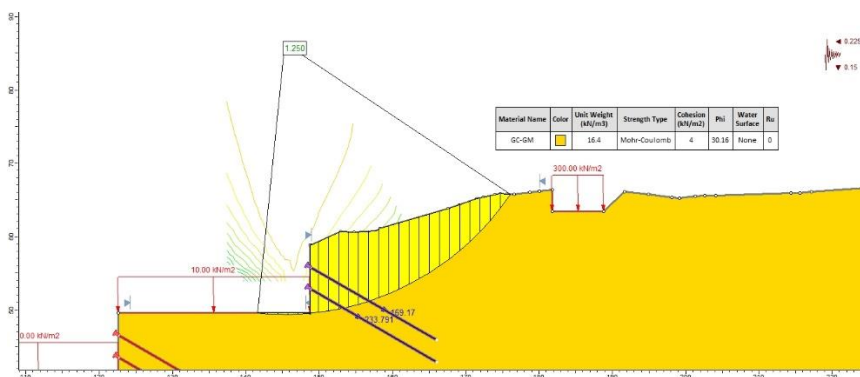


Fig. 5.153. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

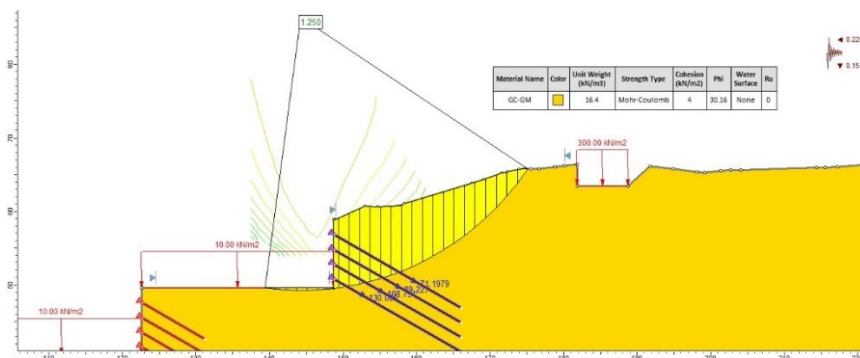


Fig. 5.154. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

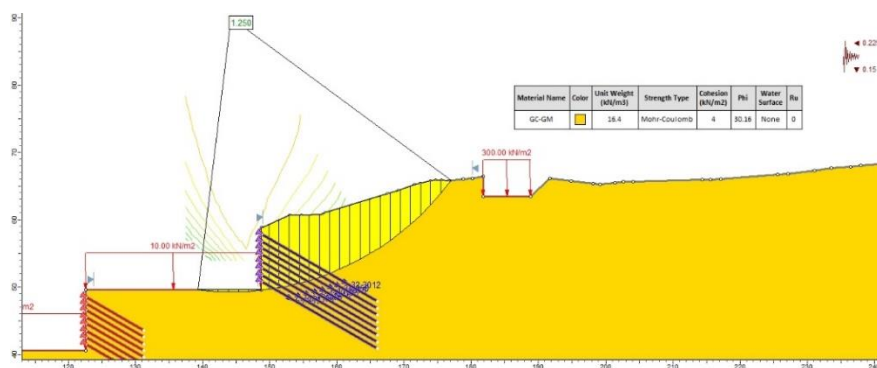


Fig. 5.155. Análisis local del anclaje pasivo en Muro 5 ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

## ANÁLISIS GLOBAL > 1.00

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 20^\circ$

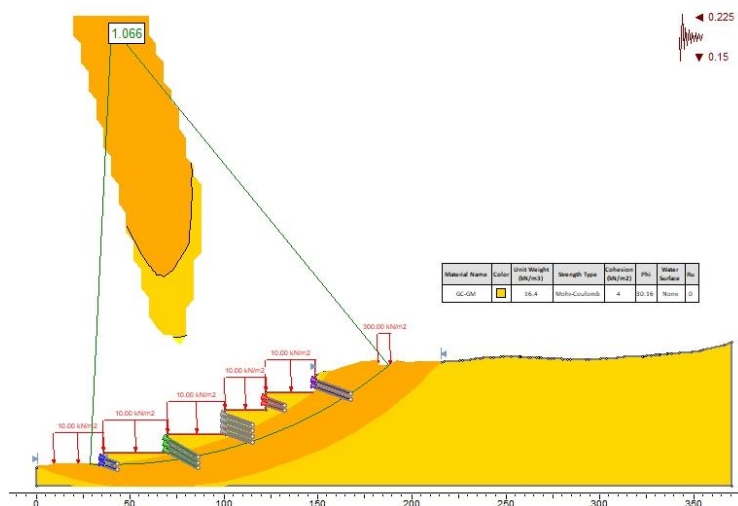


Fig. 5.156. Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

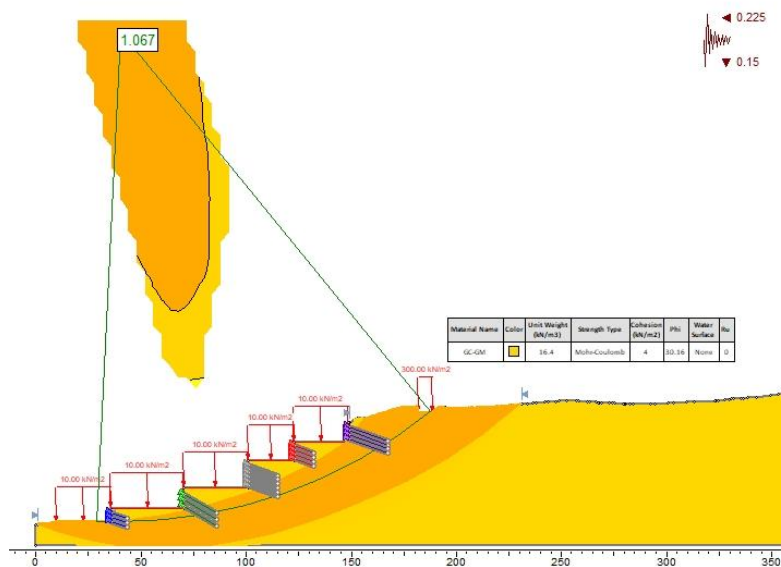


Fig. 5.157. Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

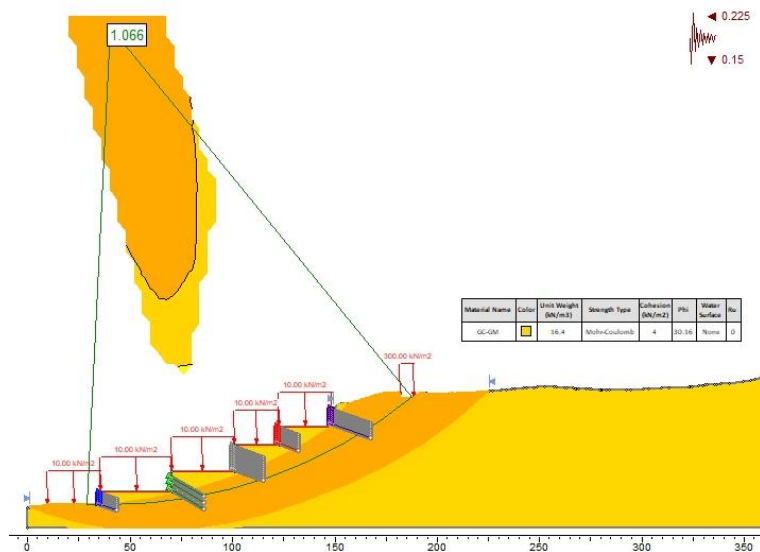


Fig. 5.158. Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

### ÁNGULO DE INCLINACIÓN $\beta = 25^\circ$

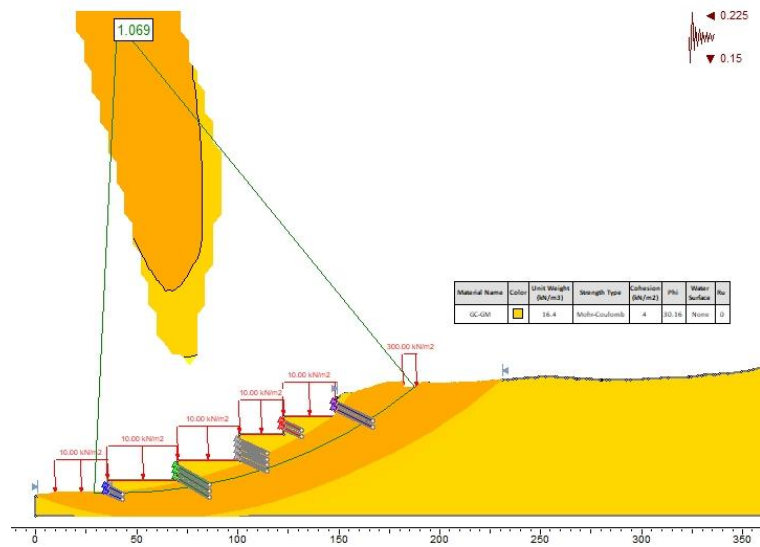


Fig. 5.159. Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

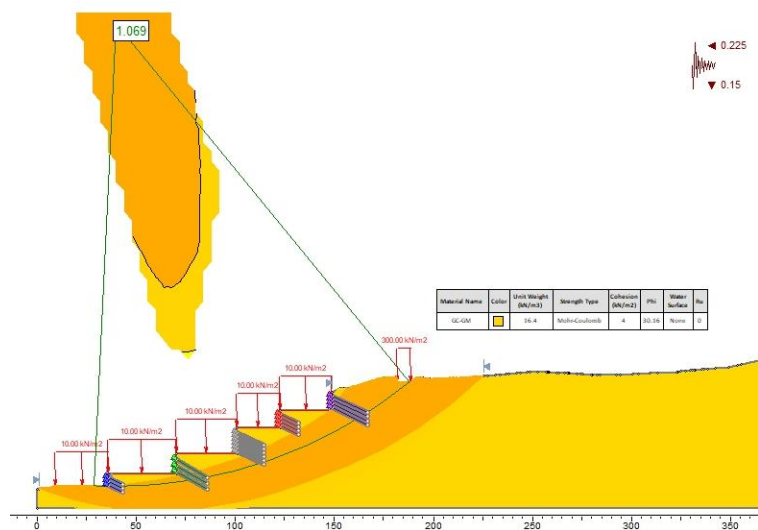


Fig. 5.160. Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 2.00$  ml).

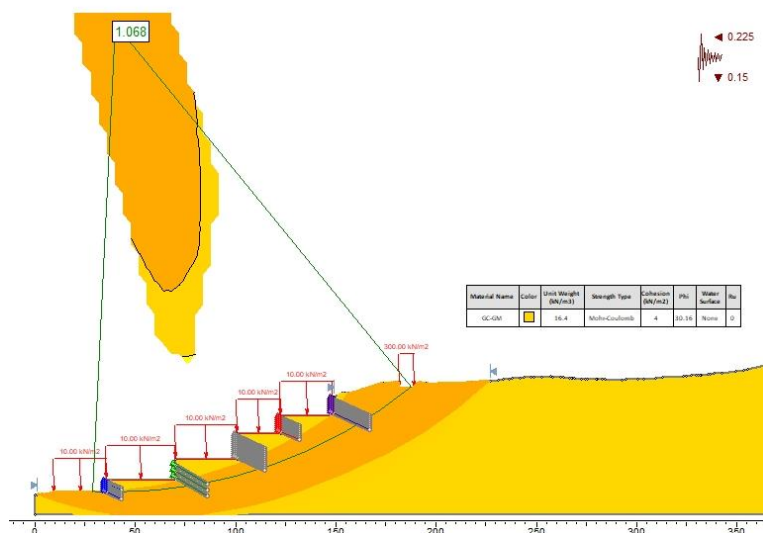


Fig. 5.161. Análisis global > 1.00 del anclaje pasivo ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 1.00$  ml).

ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 30^\circ$

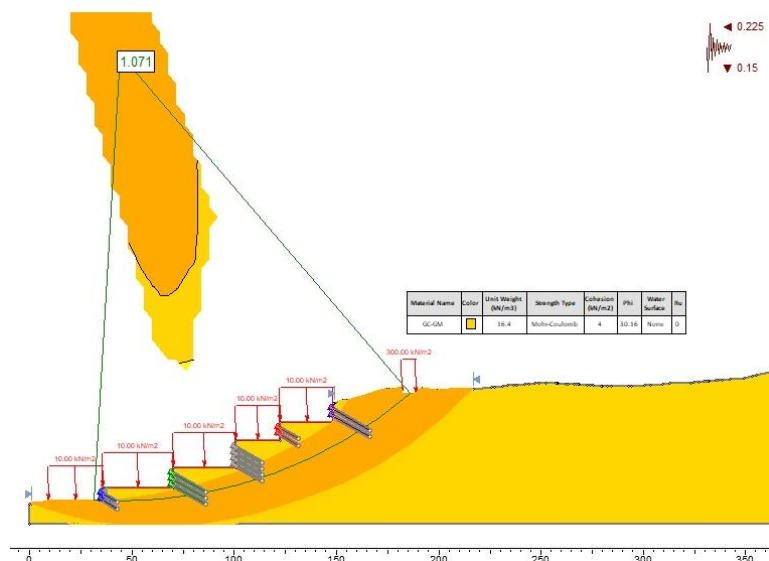


Fig. 5.162. Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

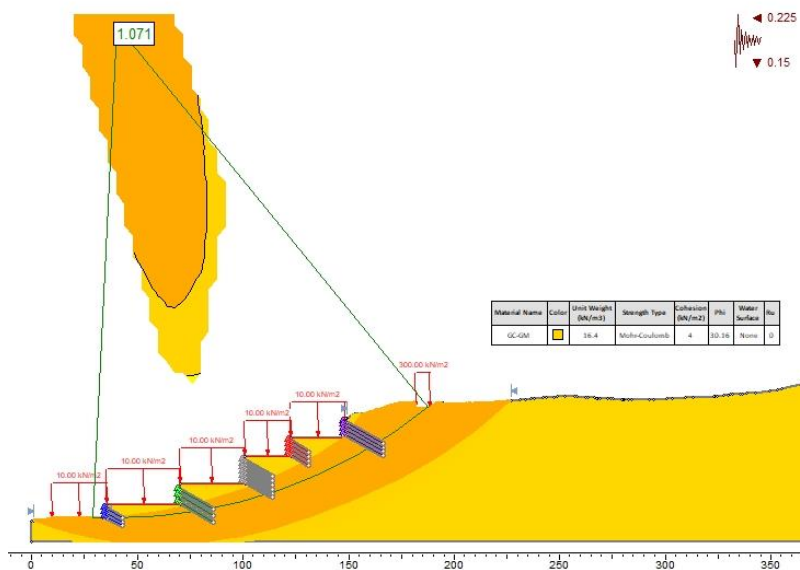


Fig. 5.163. Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

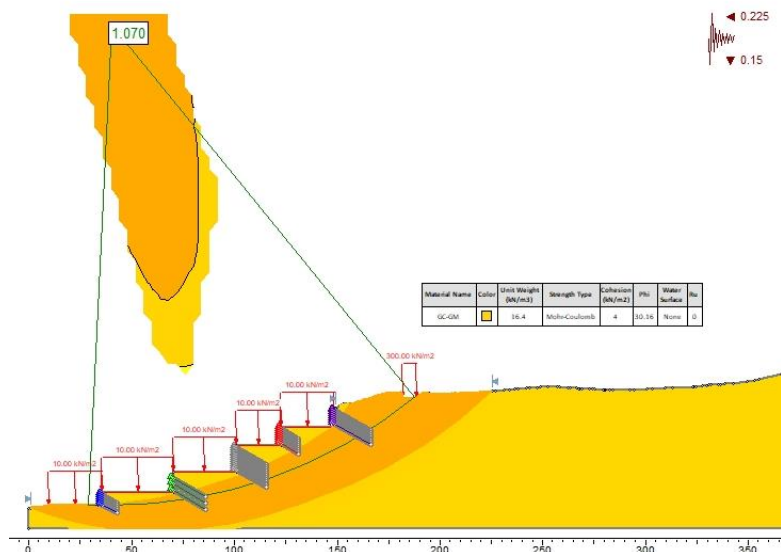


Fig. 5.164. Análisis global > 1.00, del anclaje pasivo ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).

**ANÁLISIS GLOBAL > 1.25**

**ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 20^\circ$**

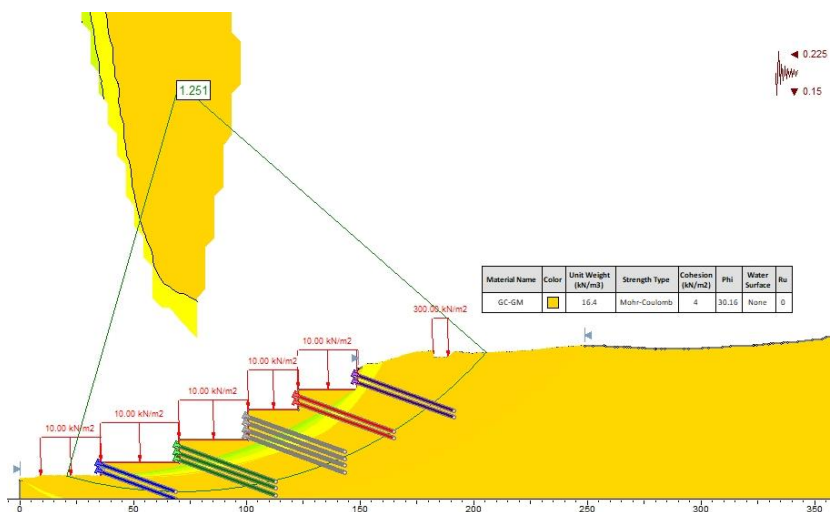


Fig. 5.165. Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

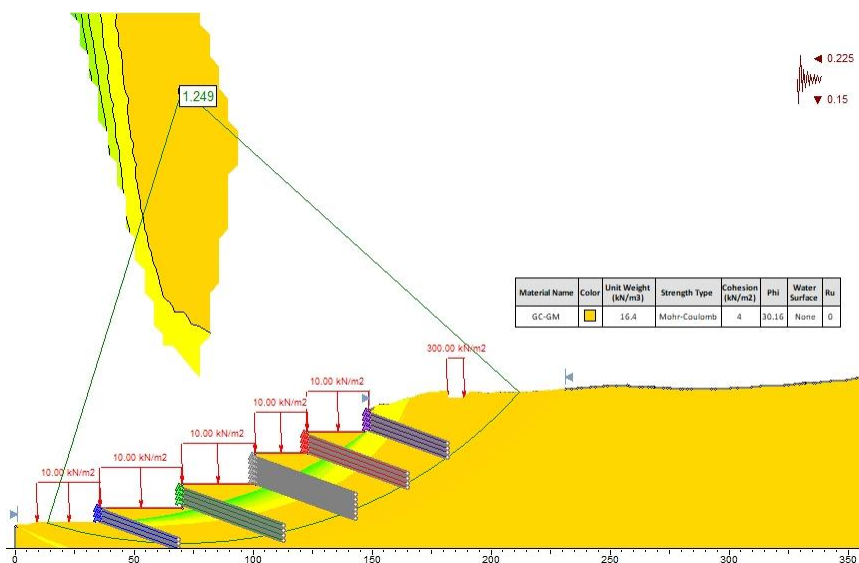


Fig. 5.166. Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

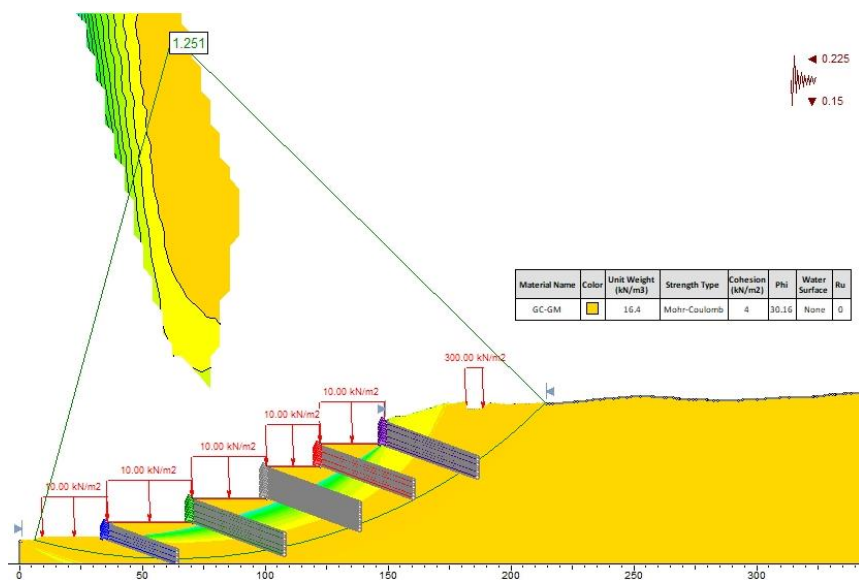


Fig. 5.167. Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 20^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).



ÁNGULO DE INCLINACIÓN  $\beta = 25^\circ$

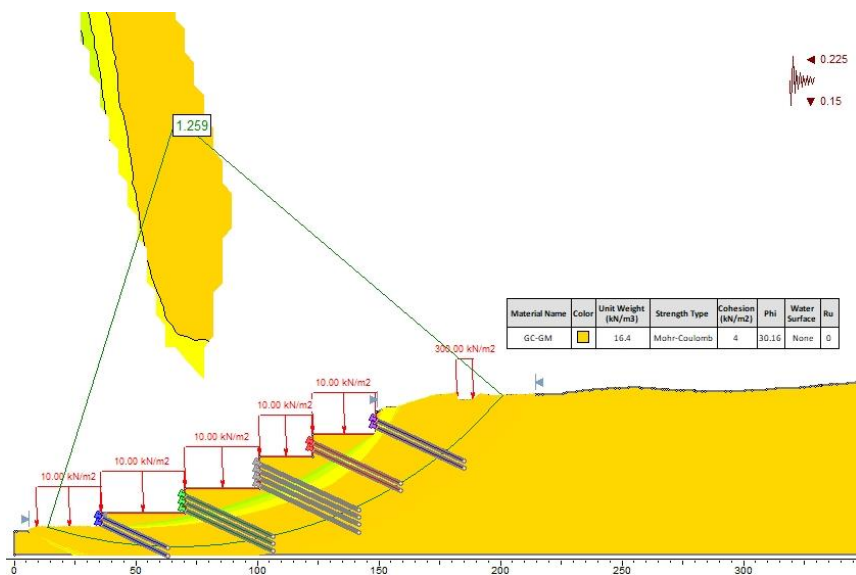


Fig. 5.168. Análisis global  $> 1.25$ , del anclaje pasivo ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 3.00$  m).

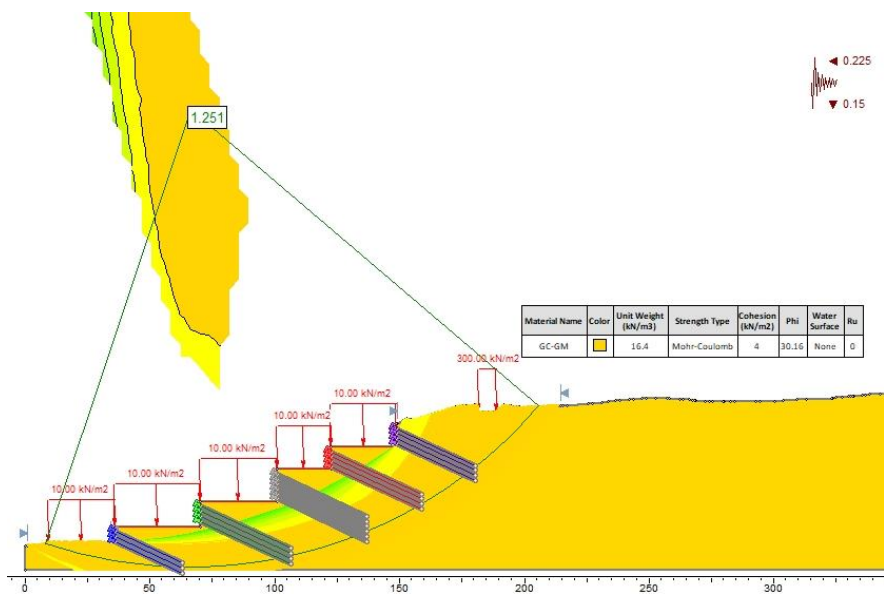


Fig. 5.169. Análisis global  $> 1.25$ , del anclaje pasivo ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

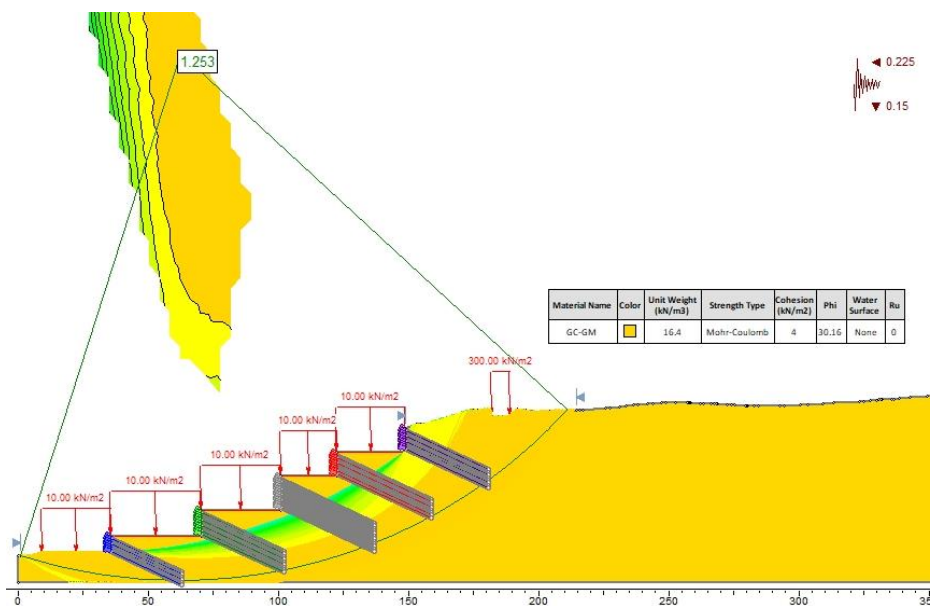


Fig. 5.170. Análisis global > 1.25 del anclaje pasivo ( $\beta = 25^\circ$ ;  $S = 1.00$  ml).

### ÁNGULO DE INCLINACIÓN $\beta = 30^\circ$

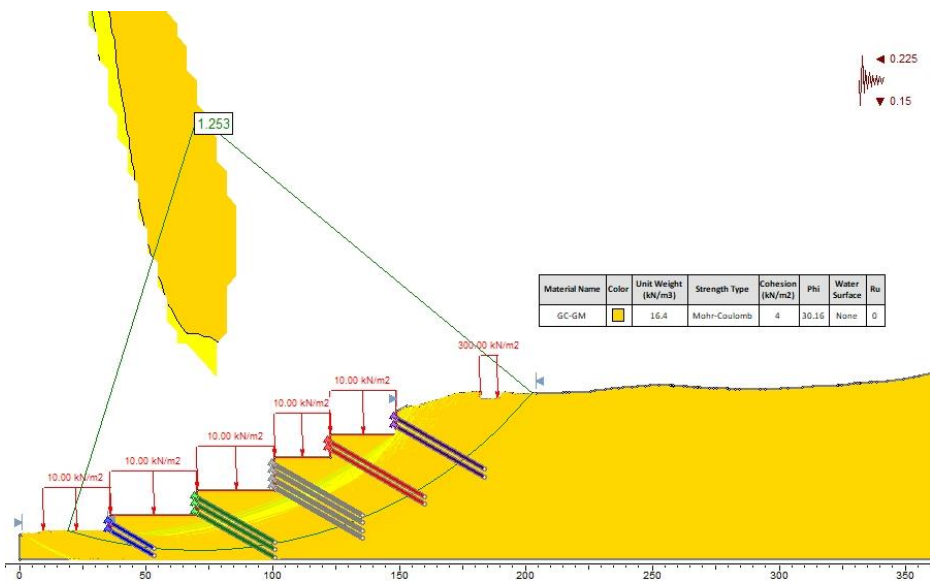


Fig. 5.171. Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 3.00$  ml).

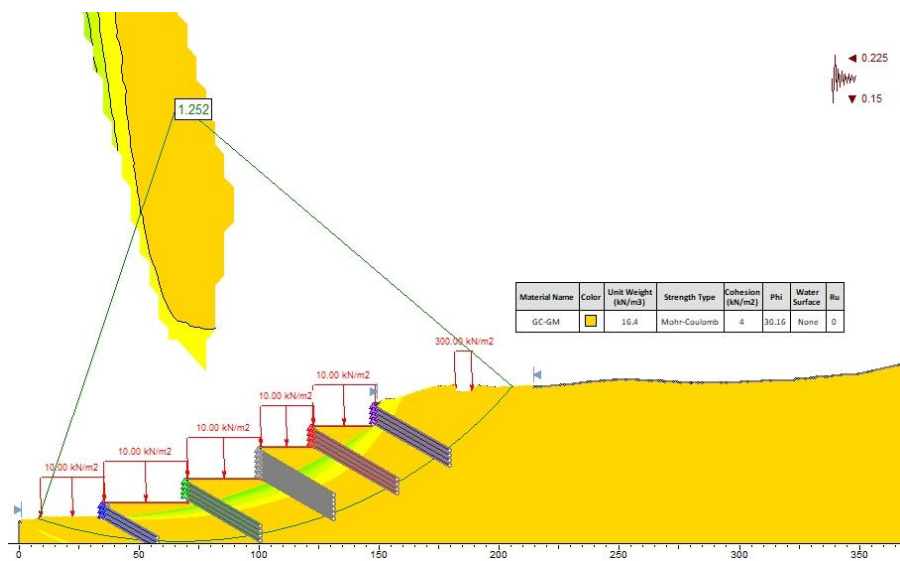


Fig. 5.172. Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 2.00$  m).

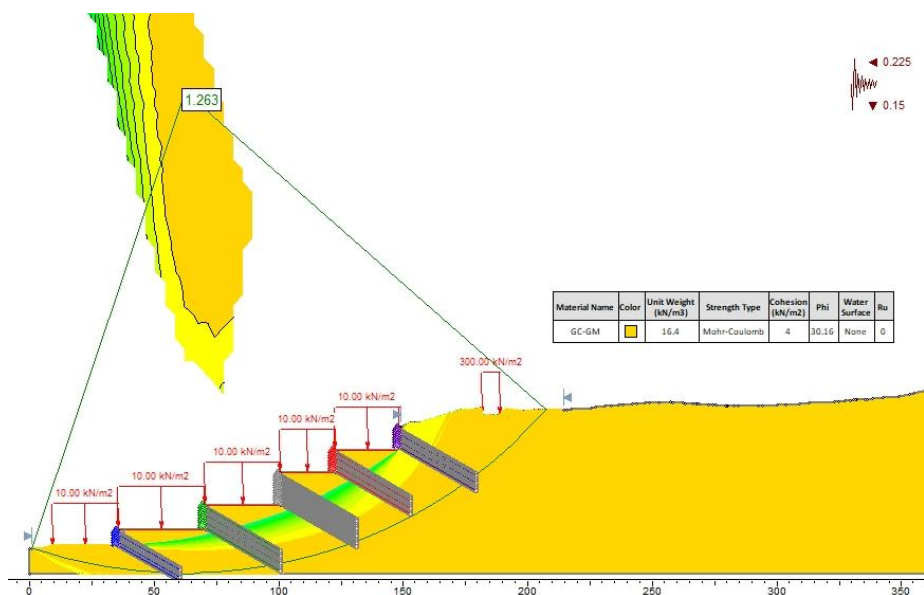


Fig. 5.173. Análisis global > 1.25, del anclaje pasivo ( $\beta = 30^\circ$ ;  $S = 1.00$  m).